

REDAKSJON:

EINAR BROCH, ANDERS M. HELTZEN, TORE VALSTAD

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK BERGMEKANIKK GEOTEKNIKK 1975

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK 1975
BERGMEKANIKK 1975
GEOTEKNIKK 1975

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK 1975

Foredrag fra Fjellsprengningskonferansen i Oslo 13. november 1975

Redaktør: Bergingeniør Anders M. Heltzen

BERGMEKANIKK 1975

Foredrag fra Bergmekanikkdagen i Oslo 14. november 1975

Redaktør: Sivilingeniør Einar Broch

GEOTEKNIKK 1975

Foredrag fra Geoteknikkdagen i Oslo 14. november 1975

Redaktør: Sivilingeniør Tore Valstad

**NORSK JORD – OG FJELLTEKNISK FORBUND
TILKNYTTET NIF**



FORORD

Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund er en fellesorganisasjon for de tre foreningene:

Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk,
Norsk Bergmekanikkgruppe,
Norsk Geoteknisk Forening.

En av de primære oppgaver for Forbundet er å søke å koordinere virksomheten for medlemsorganisasjonene til beste for deres ca. 750 medlemmer. En måte å gjøre dette på har vært å supplere de allerede vel innarbeidede årlige arrangement "Fjellspregningskonferansen" og "Bergmekanikkdagen" med en "Geoteknikkdag".

Det er foredragene fra disse tre arrangement som fant sted i Oslo 13. og 14. november 1975 som her presenteres i bokform. Boken sendes gratis til alle som deltok i arrangementene, og er forøvrig i alminnelig salg. Det er arrangørenes oppfatning at det stoff som fremlegges på disse møtene er så verdifullt at det er både ønskelig og berettiget at foredragene omarbeides til artikler og utgis slik at de blir lett tilgjengelig også for de fagfolk som ikke deltok på møtene.

En redaksjonskomité med en redaktør for hver fagdel har gått gjennom manuskriptene og foretatt nødvendige redaksjonelle endringer. Foran hver artikkel er det satt opp både norsk "sammendrag" og engelsk "summary".

De meninger og synspunkter som kommer til uttrykk i hver enkelt artikkel står helt og fullt ut for den enkelte forfatters egen regning og deles nødvendigvis ikke av redaktørene.

Boken er delt i fire hoveddeler. De 14 første artiklene er hentet fra Fjellspregningskonferansen. Artiklene 15 til 18 er fra en fellesesjon mellom Bergmekanikkdagen og Geoteknikkdagen, mens artiklene 19 til 24A er fra Bergmekanikkdagen og artiklene 25 til 28 fra Geoteknikkdagen.

Redaktørene vil gjerne få takke artikkelforfatterne for vel utarbeidede manuskript. På arrangørenes og egne vegne håper vi at boken vil vise seg å være til nytte for den fortsatte utvikling og koordinering av fagområdene fjellsprengningsteknikk, bergmekanikk og geoteknikk.

Trondheim/Oslo i februar 1976.

Einar Broch Anders M. Heltzen Tore Valstad

DEL I: FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

Bergingeniør Øistein Smemo, formann i Norsk Forening for Fjellsprenningsteknikk:

ÅPNINGSTALE	
1. Opplæringsleder Willy Buer: FREMTIDIG OPPLÆRING AV SKYTEBASER I NORGE	10 sider
2. Bergingeniør Inge Nåvik: ERFARING MED HYDRAULISKE BORMASKINER	4 sider
3. Bergingeniør A. M. Hansen: FULLPROFILBORING AV TUNNEL FRANTZEBRÅTEN-MAJORSTUA	13 sider
4. Ingeniør Kåre Schjerven: BRUK AV DRIFTERE MED BORHULLSDIAMETERE MINDRE ENN 43 mm	5 sider
5. Sivilingeniør Gunnar Steiro: SJAKTDRIVING MED DRIFTERE VED EIDFJORD-ANLEGGENE	5 sider
6. Sivilingeniør Kjell Boye: NYERE ERFARINGER MED ANFO I TUNNELLER	7 sider
7. Ass. direktør Ludvig Baumann: NY TEKNOLOGI FOR SPRENGNING PÅ HAVBUNNEN	6 sider
8. Sivilingeniør Aslak Ravlo: NYERE ERFARINGER FRA SVARTEVANNSANLEGGET	4 sider
9. Disponent Bjarne Sem jr.: VÅT SPRØYTING AV BETONG MED BETONGSKRUEN OG MED SEMS SPRØYTEMUNNSTYKKE FOR BETONG	4 sider
10. Bergingeniør Knut Garsol: INJISERINGSARBEIDER MED AM-9	12 sider
11. Sivilingeniør Reidar Kr. Bjerkan: DRIFTSRESULTATER MED BRØYT X4 EL	5 sider
12. Arbeidssjef Arne Sörqvist: DRIFTSRESULTAT MED LASTMASKIN BRØYT X4 EL	8 sider
13. Anleggsleder Sigmund Høyland: ERFARING MED MOXY-DUMPEREN	5 sider
14. ARBEIDSKRAFTSITUASJONEN VED GRUVER OG ANLEGG	6 sider
Paneldiskusjon. Innlegg ved:	
14.1 Sekretær Harald Øveraas	
14.2 Direktør Per C. Sandberg	
14.3 Overingeniør Gunnar Moen	
14.4 Adm. direktør Jacob Skau-Jacobsen	

DEL II: BERGMEKANIKK OG GEOTEKNIKK

FELLESSESJON

Sivilingeniør Einar Broch, formann i Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund:

ÅPNINGSTALE 5 sider

15. Professor Rolf Selmer-Olsen:

BEGREPET DAGFJELL OG TUNNELBYGGING 5 sider

16. Fil.kand. Göran Lande:

VIBRATIONS MÄTNINGAR – ERFARENHETER FRÅN TUNNELSPRÄNGNING 11 sider

17. Overingeniør Åsmund Knutson:

UTBREDELSE AV GRUNNVANSSSENKNINGER OG RESULTERENDE SETNINGER VED TUNNELDRIFT I TETTBYGDE OMRÅDER 8 sider

18. Sivilingeniør Gunnar Aas:

DEFORMASJONER I LØSMASSER SOM FØLGE AV TUNNELUTGRAVINGER 15 sider

BERGMEKANIKKDAGEN

19. Sivilingeniør Knut Garshol:

ERFARINGER FRA VANSKELIGE TUNNELPÅHUGG 15 sider

20. Bergingeniør Anders M. Heltzen:

SPRENGNING AV VANSKELIGE TUNNELPÅHUGG 2 sider

21. Sivilingeniør Asbjørn Halvorsen:

VURDERING AV DAGFJELL PÅ GRUNNLAG AV SEISMISKE REFRAKSJONSMÅLINGER 9 sider

22. Overingeniør Snorre Tessem:

ERFARINGER MED RÅSPRENGTE TRYKKLUFTMAGASIN 5 sider

23. Overingeniør Olav Stokkebø:

SVINGEKAMMER MED LUFTPUTE VED JUKLA PUMPE- KRAFTVERK 14 sider

24. Overingeniør Arnold Pettersen:

ARRANGEMENT FOR OPPRETTHOLDELSE AV GRUNNVANNS- NIVÅET RUNDT ET PROPANLAGER I FJELL 13 sider

24A. Professor Ingvar Janelid:

TÄTNING AV BERGRUMSLAGER 4 sider

GEOTEKNIKKDAGEN

25. Cand.real. Karstein Lied:
SNØSKRED OG VURDERING AV SNØSKREDFARE 9 sider
26. Dr. David M. McClung:
LAWS OF FRICTION IN SNOW MECHANICS 6 sider
27. Sven Hansbo:
**UDDEVALLAVARVET. ETT EXEMPEL PÅ UTNYTTJANDE AV
ÖVERSKOTTSMASSOR AV SPRÄNGSTEN FÖR BYGGNADS-
ÄNDAMÅL** 14 sider
28. Sjefsingeniør Odd S. Holm og sivilingeniør Bjørn Haavardsholm:
**KVARTALSBYGGET, FREDRIKSTAD
PROBLEMATISK FUNDAMENTERING PÅ SKRÅTT FJELL** 10 sider

FJELLSPRENGNINGSKONFERANSEN 1975

ÅPNINGSTALE

Formann i Norsk Forening for Fjellsprenningsteknikk
Bergingeniør Øistein Smemo, Norcem

På vegne av Norsk Forening for Fjellsprenningsteknikk ønskes foredragsholdere og deltagere vel møtt til 1975-års Fjellsprenningskonferanse — den 13. i rekken.

Overingeniør Olav Strøno døde i vår. Vi ønsker å minnes Strøno i dag, da han var en av stifterne av foreningen.

Vår forening er ung av år. Allikevel ser det ut til at den har markert seg godt innen sitt arbeidsfelt gjennom disse fjellsprenningskonferansene. Årets deltagerantall — hele 525, hvilket innebærer ny rekord — bærer bud om stor interesse for fjellarbeide. Det ser ikke ut til at folk har latt seg skremme av skiltet på naboeiendommen:

ADVARSEL — SPRENGNING PÅGÅR

Som det fremgår av innbydelsen, står Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund som koordinater for de tre arrangementene: Fjellsprenningskonferansen — Bergmekanikkdagen — Geoteknikkdagen. Hermed er geoteknikerne for første gang hilset vel møtt.

Dagens program er viet ulike emner innen et velkjent fag. Etter den vellykkede paneldiskusjon på fjorårets konferanse følges dette opp med et nytt panel som skal ta for seg arbeidskraftssituasjonen ved gruver og anlegg.

Det er å håpe at det nye møtelokalet i SAS-hotellet skal vise seg å være egnet for formålet.

Dette er som vanlig et fellesarrangement mellom Norske Sivilingeniørers Forening og Norsk Forening for Fjellsprenningsteknikk.

Møteleder er foreningens sekretær bergingeniør Anders Heltzen fra Kontor for Fjellsprenningsteknikk.

Konferansen er åpnet.

FREMTIDIG OPPLÆRING AV SKYTEBASER I NORGE

Education of blasting foremen in the future

Av opplæringsleder Willy Buer,

Entreprenørenes Landssammenslutning — Servicekontoret.

SAMMENDRAG

Kommunal- og arbeidsdepartementet oppnevnte sommeren 1974 et underutvalg til Løken-komiteén for å utrede fremtidige sertifiseringsregler og mulige opplæringsalternativ for skytebasar. Utvalget er kommet frem til at det er nødvendig å etablere en planmessig, kvalifiserende opplæring av sprengningsarbeidere og skytebasar.

Utvalget foreslår at opplæringen legges opp i to hoveddeler, en grunnopplæringsdel og en perfektjoneringsdel. Grunnopplæringen kan gjennomføres bl.a. som kurs med varighet 4 uker i en to års praksisperiode. Etter denne praksisperiode kan de som ønsker å bli skytebasar, gjennomgå ett en ukes perfektjoneringskurs med avsluttende "fagprøve". Skytebevis vil deretter bli utstedt hos det stedlige politi.

Utvalget regner med et årlig opplæringsbehov på 600 deltagere i grunnopplæring og 400 deltagere i perfektjoneringskurs.

Utvalget mener at alle som skal forestå sprengning etter 1/1 1978, må ha sprengningssertifikat i en av klassene A, B eller C, avhengig av type sprengningsarbeid.

1. INNLEDNING

Teknologien innenfor bergverk, bygg- og anleggsvirksomheten har de siste 20 årene vært preget av en stadig raskere utvikling, og dette har ført til en mer eller mindre fullstendig omlegging av produksjonsmetoder og driftsformer.

Dette gjelder i høy grad fjellsprenningsarbeidet. Nye, stadig mer krevende arbeider, høyt oppdrevet arbeidstempo og varierende driftsforhold stiller store krav til arbeidets utøvere og ledere.

Sprengningsarbeidet er i høyeste grad risikopreget, og for å oppnå et tilfredsstillende trygt arbeidsmiljø, er virksomheten regulert av offentlige lover og regler.

Til tross for de store krav som stilles til fagets utøvere, har det ikke tidligere eksistert noe fullstendig utdannelsesstilbud eller landsomfattende sertifiseringsnormer.

Kommunal- og arbeidsdepartementet fant det derfor nødvendig å få utredet spørsmål i forbindelse med opplæring og sertifiseringsbestemmelser for skytebasar.

Sommeren 1974 ble det av Kommunal- og arbeidsdepartementet oppnevnt et underutvalg til Løken-komiteén med følgende mandat:

- Utarbeide forslag til sertifiseringsbestemmelser for skytebaser og etablering av sertifiseringsorgan.
- Utarbeide forslag til alternative opplæringsformer for skytebaser.
- Utarbeide behovsanalyse.
- Utarbeide forslag til undervisningsplan for de foreslåtte opplæringsformer.
- Vurdere videre- og etterutdanning av skytebaser som nå er beskjeftiget i bransjen.

Forslagene forutsettes innpasset i eksisterende skoleverk og voksenopplæringsorganer.

2. OPPLÆRINGSBEHOV

2.1. KVANTITATIVT BEHOV

1. Behovet for skytebaser avhenger av aktiviteten innen bygg-, anlegg- og bergindustrien. Forespørsler til medlemsbedrifter i Entreprenørenes Landssammenslutning og til fagforeningene viser at det er store svingninger i andelen sprengningsarbeid. Periodevis er andelen stor, spesielt i vintersesongen, mens den til andre tider kan være liten.
2. Ved Oslo politikammer har det vært utstedt 40–50 nye skytebasapapirer årlig, og et noe lavere antall har vært utstedt i hver av de større byene og utover i distriktene. Slik reglene er i dag, må skytebasene løse nytt papir dersom de skal arbeide i et annet politidistrikt enn der deres tillatelse er gyldig. Dette forhold medfører at det utstedes langt flere skytebasbevis enn det er skytebaser. I Oslo for eksempel oppgis det at 200–300 baser får tillatelse for ett og ett arbeid i en periode på 1–2 år før endelig skytebasbevis utstedes.
3. De undersøkelser som har vært gjort, viser at det i dag er et rekrutteringsbehov på ca. 1.000 sprengningsarbeidere pr. år fremover. Av disse 1.000 regner en med at ca. 300 vil ta skytebasertifikat. Behovet for fornyelser er meget vanskelig å anslå. Antallet er avhengig av skytebasenes arbeidssituasjon, da fornyelsen enten kan skje automatisk dersom skytebasen har hatt sprengningsarbeid kontinuerlig eller ved nytt perfeksjoneringskurs. En regner med ca. 100 fornyelser pr. år i tillegg til de anslåtte 300 ny-rekrutteringer.
4. Utvalget regner videre med at 300 sprengningsarbeidere vil gjennomgå grunnopplæringskursene, selv om de ikke tar skytebasertifikat. Antallet sprengningsarbeidere som gjennomfører en grunnopplæring på denne måte, vil være avhengig av en eventuell lønnsdifferensiering.
5. Konklusjon:
Utvalget mener at 600 deltagere pr. år i grunnopplæring og 400 deltagere pr. år i perfeksjoneringskurs er realistisk å regne med i de første ti årene fremover.

2.2. KUNNSKAPSMESSIGE BEHOV

1. For at yrkets utøvere skal kunne utføre sitt arbeid på en tilfredsstillende måte, er det i hovedsak tre faktorer utdanningen må ta spesielt hensyn til:
 - Praktisk innsikt og erfaring,
 - Kunnskap om fjellforhold, materialer, utstyr og sprengningsmetoder,
 - Vilje og evne til å vurdere de sikkerhetstiltak som til enhver tid er nødvendige.

Ingen av disse faktorer kan alene dekke en sprengningsarbeiders eller skytebas' opplæringsbehov. Det er bare gjennom en opplæring som tar sikte på å binde disse faktorer sammen på en fornuftig måte at opplæringsbehovet kan dekkes tilfredsstillende.

2. Praktisk innsikt og erfaring bør kunne oppnås gjennom deltagelse i et sprengningslag i en tidsperiode på to år. For at denne innsikt og erfaring skal kunne knyttes til de teoretiske kunnskaper som er nødvendige, må det i tillegg til denne praksis legges inn realistiske øvelser og demonstrasjoner i kursperiodene.
Disse øvelser og demonstrasjoner bør ha som siktemål at deltakerne skal kunne anvende sine teoretiske kunnskaper på ulike sprengningsoppgaver.
3. Kunnskaper om fjellforhold, materialer, utstyr og sprengningsmetoder er meget viktig, både av hensyn til effektivitet og til sikkerhet på arbeidsplassen. Emner som må gis høy prioritet er:
 - Grunnleggende kjennskap til de forskjellige bergarter, deres egenskaper og oppførsel ved sprengningsarbeider.
 - De forskjellige sprengstoffer og tennmidler som kan anvendes og deres bruksegenskaper.
 - Hjelpemidler og utstyr som kan eller skal anvendes ved forskjellige typer sprengningsarbeid.
 - Driftsmetoder som brukes ved forskjellige typer anlegg.
 - Planlegging av sprengningsarbeider med hensyn til effektivitet og sikkerhet.
 - Kunnskaper om bruk og daglig vedlikehold av maskiner og utstyr.
4. Det er viktig at kunnskapsnivået innen de enkelte emner balanserer slik at de støtter hverandre innbyrdes.
Det er ikke nødvendig at alle deltakere i et sprengningslag har like kunnskaper på alle områder, og en spesialisering kunne på enkelte områder være ønskelig.
Et problem som er meget vanskelig å unngå, er imidlertid at et sprengningslag ofte settes sammen for et enkelt anlegg eller en jobb, slik at sterk spesialisering her er til hinder for rasjonell utnyttelse av arbeidskraften. Videre er det vel slik at kunnskaper om alle ledd i arbeidsprosessen vil fremme interessen for yrket og styrke samarbeidet.
5. Et annet argument som taler til fordel for en bredde i kunnskapene hos alle deltakere i sprengningslaget, er at skytebasene rekrutteres som regel fra lagene, og disse har ubetinget behov for bredde i kunnskapsnivået.
Øket grad av opplæring på alle områder vil medføre en bedret økonomi, blant annet grunnet motivering etc.
6. Erfaring og kunnskap sammen med forståelse av de risikomomenter som sprengningsarbeidet medfører, er de viktigste motiv for å øke sikkerheten på arbeidsplassen og for omgivelsene.
7. Evnen til å vurdere og iverksette de riktige sikkerhetstiltak, stimuleres ved at deltakerne har god kjennskap til lover, regler og forskrifter, kjenner de steder de kan henvende seg for å få råd og veiledning, og har nok kunnskap til å drive et aktivt vernearbeid.
Opplæringen må ta sikte på å gi nødvendig informasjon i alle disse emnene og samtidig gi nok trening i å anvende kunnskapene slik at sikkerhetsarbeidet blir en naturlig del av skytebasens virksomhet.

3. FREMTIDIG OPPLÆRINGSMØNSTER

3.1. KRAV TIL OPPLÆRINGEN AV SKYTEBASER

1. Tidligere var skytebasen en høyt ansett person blant anleggsarbeiderne. Han var en spesialist som reiste fra jobb til jobb alene eller med laget sitt, tjente ofte gode penger og var sin egen herre. Så lenge det fantes arbeid nok, kunne skytebasen være spesialist og reise rundt og utføre rent sprengningsarbeid.

I dag har situasjonen endret seg. For å unngå stadig reising, er det mer vanlig at skytebasen store deler av året utfører annet arbeid. Den høyt spesialiserte skytebas er mangelvare i enkelte områder, og ofte må den som skal ha utført et sprengningsarbeid, vente dersom han ikke kan sette inn andre.

Så lenge det ikke blir stilt strengere krav til skytebasen enn det som er tilfelle i dag, er det ikke vanskelig å finne arbeidskraft som er villig til å "ta på seg" jobben som skytebas eller sprengningsarbeider.

I og med innføring av nye forskrifter for bruk og behandling av sprengstoff fra og med 1/1 1977, vil denne situasjonen endre seg. Forskriftene stiller krav som betinger en organisert opplærings- og sertifiseringsvirksomhet.

Dette vil medføre at skytebasens arbeid blir mer spesialisert, og at systemet med en mengde skytebaser som bare sprenger en liten del av sin arbeidstid, vil svekkes.

2. Rekrutteringen er derfor en faktor som må tas vare på i et fremtidig opplæringsmønster. Det er flere måter å ivareta dette spørsmål på. De viktigste er å heve fagets anseelse ved å høyne kvaliteten og å bedre økonomien, dvs. at det lønner seg økonomisk å gjennomgå den nødvendige opplæring.
3. Når et opplæringsmønster skal utarbeides, er det i tillegg til et ønske om god rekruttering, flere krav som må tilfredsstilles. Utvalget mener at følgende krav må stilles til et opplæringsmønster for skytebaser:
 - Opplæringen må kunne oppnås over hele landet, være åpen for alle og være fri på lik linje med annen yrkesutdanning.
 - Opplæringen må kunne oppnås på en måte som kan avpasses den utdannings-søkendes alder og tidligere erfaring.
 - Opplæringstiden må stå i et rimelig forhold til de mål opplæringen skal fylle.
 - Opplæringen må være faglig på linje med de krav som stilles til arbeidstakeren etter endt opplæring.

3.2. OPPLÆRINGSMØNSTER

1. På grunnlag av disse krav har Utvalget utarbeidet sitt forslag til opplæringsmønster for skytebaser, fig. 1.1.
2. Utvalget foreslår at opplæringen av skytebaser deles i to hoveddeler, som må sees i sammenheng:
 - En grunnopplæringsdel som kan oppnås på en av fem alternative måter, avhengig av alder, bakgrunn og ønske. Fullført grunnopplæring sammen med praksis vil også være en god utdanning for sprengningsarbeidere, og bør gi kompetanse i følge Avtalen om opplæring og lønnsdifferensiering i gjeldende overenskomst for stein-, jord- og sementarbeidere.
 - En perfeksjoneringsdel som er felles for alle som ønsker å bli skytebas, uansett hvilket grunnopplæringsalternativ som er valgt.

3. Grunnopplæringen gis fordelt over 180 timer. Opplæringen tas i løpet av de to års praksis som kreves for å kunne oppnå sertifikat. Opplæringens målsetting og innhold må være det samme for de ulike alternativ. Det bør være adgang til å få godkjent andre former for grunnopplæring enn de foreslåtte, dersom de kan bedømmes likeverdige.

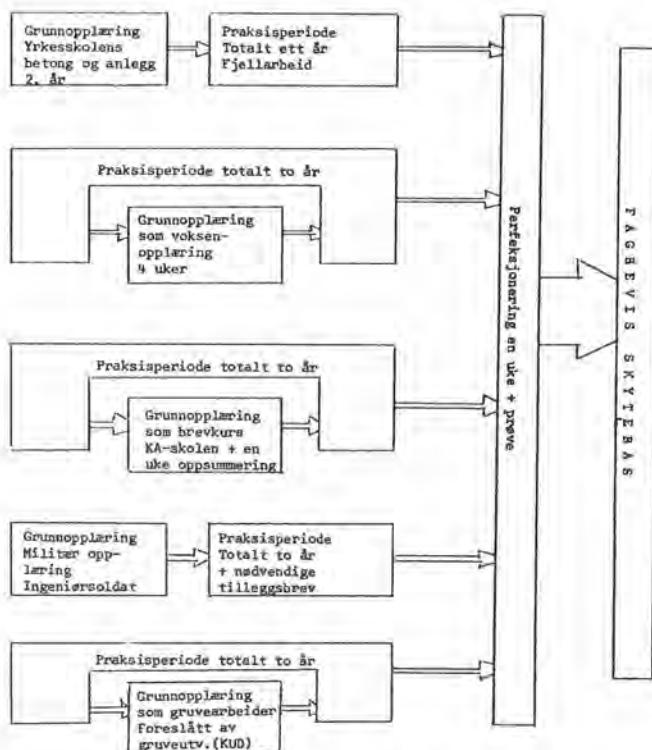


Fig. 1-1. Opplæringsmønster for skytebasen.

3.3. GRUNNOPPLÆRING GJENNOM YRKESKOLENS LINJE FOR BETONG- OG ANLEGGSFAG

- Opplæringen innpasses i videregående klasse for grunn- og anleggsarbeid for dem som har valgt studieretning fjellarbeid. Opplæringen administreres gjennom det offentlige skoleverk som foreslått av "Løken-komiteen". Undervisningen vil stille spesielle krav til lærere og maskinelt utstyr på grunn av at elevene kan være under 18 år. Det er 18 års grense for å delta i sprengningsarbeid. Det ville være en stor fordel om denne undervisningen kunne samles til enheter, slik at emnene ikke blir borte i den øvrige undervisning.
- Befaringer, bedriftsbesøk, demonstrasjoner og tilkalte forelesere med gode kunnskaper om moderne hjelpemidler og metoder innen fjellsprengningsteknikken, vil være spesielt viktig for denne undervisningen i og med at deltakerne ikke selv har noen praktisk

erfaring. Det er også relativt få lærere som har de nødvendige faglige kvalifikasjoner til å undervise i en del av emnene som er nevnt i undervisningsplanen.

På grunn av dette er det også av største betydning at det utarbeides undervisningsmaterieell som i størst mulig grad kan være selvinstruerende, og at utførlige lærerveiledninger følger undervisningsplaner og lærebøker.

De praktiske øvelsene bør samarbeides med stedlige entreprenører.

3.4. GRUNNOPPLÆRING GJENNOM VOKSENOPPLÆRINGEN

1. Opplæringen gjennomføres som et kurs over fire uker, og bør organiseres som voksenopplæringskurs i Arbeidsdirektoratets regi.

Det opprettes et riksykesutvalg som kan ha overoppsyn med den faglige gjennomføring av kursene, slik at en er sikret likt kunnskapsnivå over hele landet. De enkelte kursarrangører vil også kunne ha stor nytte av et slikt fagutvalg i sin virksomhet.

Voksenopplæringskursene bør settes i gang som permanente tilbud spredd over hele landet. Kurset vil være spesielt godt egnet til videreutdanning og omskolering av anleggsarbeidere som ønsker fjellarbeid som spesialområde.

Det er også egnet som omskoleringstiltak for arbeidstakere fra andre næringer som må skifte arbeidsfelt og yrke.

3.5. GRUNNOPPLÆRING GJENNOM BREVKURS

1. Opplæringen gjennomføres i to deler. Første del tas som ren brevundervisning og andre del som en samling over én uke.

Hensikten er at all nødvendig teori og en del øvelse tas av deltakeren som brevstudie, fordelt over en tidsperiode han selv ønsker.

Utvalget regner med at brevalternativet vil være aktuelt for mange av de anleggsarbeidere som "ligger på brakka", slik at de kan utnytte sin fritid på en positiv måte.

Samlingen har som mål å fange opp alle de praktiske sider av kurset idet det er en del emner som ikke kan behandles som brev.

2. Den praktiske samlingen bør arrangeres ved de etablerte opplæringssteder. En regner også med at de stedlige entreprenører vil kunne være interessert i å være med i et samarbeid på dette område.

3.6. GRUNNOPPLÆRING GJENNOM TJENESTE I HÆRENS INGENIØRVÅPEN

1. Ingeniørsoldaten gis i alt ca. 135 timers utdanning i sprengning. En stor del av tiden arbeides det med emner som har overføringsverdi til sivilt sprengningsarbeid.

Praksis tilsvarende det som gis i de andre grunnopplæringsalternativ, ansees som dekket.

2. For å sikre en likeverdig utdanning må ingeniørsoldaten gjennomføre de deler av brevkurset som ikke kan ansees dekket gjennom tjenesten.

Disse emnene er:

- Lover og regler, institusjoner
- Landmåling – utregning av akkorder
- Stein- og fjellære
- Sivile sprengstoffer og tennmidler
- Yrkeshygiene og vernearbeid

Denne grunnopplæring som er foreslått, kan tas i løpet av praksisperioden på to år.

3.7. GRUNNOPPLÆRING SOM GRUVEARBEIDER

1. Plan for denne opplæringen skal leveres av Utvalg for yrkesutdanning av gruvearbeidere oppnevnt av Kirke- og undervisningsdepartementet.
Utvalget har levert en delinnstilling som inneholder undervisningsopplegg for opplæring av gruvearbeidere under voksenopplæringen.
Sprengningsutvalget har vurdert planen likeverdig med forslag til fire ukers voksenopplæringskurs i denne innstilling.

3.8. KRAV TIL PRAKSISPERIODENS VARIGHET

1. Kravet om to års praktisk fjellarbeid må håndheves skjønnsmessig. Det vil ofte være vanskelig å kontrollere om søkeren har arbeidet kontinuerlig med fjellsprengning, og en bør kreve attest fra arbeidsgiver om dette. Det er videre ikke mulig å håndheve et krav om at arbeidet skal ha pågått kontinuerlig.
2. En rimelig løsning er dog at det kreves en periode på minimum 6 mnd. mellom grunnopplæringskurs og perfeksjoneringskurs der søkeren har hatt kontinuerlig fjellarbeid, og at dette attesteres av arbeidsgiver.
På grunn av at dette kurset også tjener som faglig sertifisering, må det legges stor vekt på at det gjennomføres enhetlig, og det bør derfor bygges opp som et ambulerende kurs med faste instruktører.

4 SERTIFISERINGSBESTEMMELSER OG ORGANISERING AV SERTIFISERINGSAPPARAT

4.1. SKYTEBASSERTIFIKAT TJENER TO HENSIKTER:

1. Som bevis på at innehaveren har kunnskaper tilsvarende de krav som stilles i lover og forskrifter for bruk og behandling av sprengstoff.
2. Som bevis på en fullført yrkesutdanning som gir fagkompetanse i henhold til de gjeldende avtaler mellom arbeidslivets organisasjoner.

Det er viktig at en i vurderingen av de krav som skal stilles til søkeren, tar begge disse forhold i betraktning.

4.2. SERTIFISERINGSBESTEMMELSER

1. Lov om eksplosive varer og forskrifter for bruk av sprengstoff regulerer fabrikasjon, omsetning og bruk av sprengstoff.
Disse bestemmelser stiller krav om sertifisering av skytebaser.
2. Vilkår for sprengningssertifikat:
 1. Søker til sprengningssertifikat skal ha fylt 20 år, og kunne dokumentere at han i løpet av de siste to år i minst tolv måneder har deltatt i sprengningsarbeid under ledelse av godkjent skytebas. Av dette bør minst seks måneder tilsvare en praksis av omtrentlig samme art som for den sertifikatklasse han søker om autorisasjon for.
 2. Innehaver av sprengningssertifikat som har fått dette inndratt på grunn av overtredelse av Lov om eksplosive varer, kan pålegges å gjennomgå fornyet eksaminasjon av tilsynsmyndighet før sprengningssertifikat tilbakeleveres.
 3. Det er ikke tillatt å utføre sprengningsoppgaver av annen art enn det som sprengningssertifikatet omfatter.

4. Innehaver av sprengningssertifikat må ta godt vare på dette, og sørge for at det ikke kommer uvedkommende i hende. Tap og tyveri av sprengningssertifikat skal omgående meldes til tilsynsmyndighet.
5. Sertifikatet gjelder bare som bevis på at skytebasen har nødvendige faglige kvalifikasjoner.
Sprengningstillatelse og kjøpetillatelse må innhentes hos politiet, slik som angitt i Lov og forskrifter.
6. Sertifikatet deles inn i tre klasser som stiller forskjellige krav til opplæring.

Klasse A.

Sertifikatet gjelder for alle typer sprengningsarbeider.

Søkeren må ha gjennomgått grunnopplæring tilsvarende den som er foreslått i Plan for opplæring av skytebaser, del I, grunnopplæring, og kunne dokumentere tilfredsstillende praksis i to år. Søkeren må gjennomgå perfektjoneringskurs foreslått i del II, Plan for perfektjoneringskurs, og bestå prøve ved dette kurs.

Sertifikatet utstedes av det foreslåtte sertifiseringsorgan og gis en varighet på 5 år.

Gyldig sprengningssertifikat gjelder i hele Riket.

Klasse B.

Sertifikatet gjelder for mindre sprengningsarbeider i landbruket og eksplosjonsforming i industriell målestokk.

Søkeren må ha kjennskap til forskrifter for bruk av sprengstoff og de metoder som anvendes ved denne type arbeider.

Det forutsettes at Justisdepartementet utarbeider instruks for utstedelse av denne sertifikatklasse. Sertifikatet utstedes av politi/lensmannsmyndighetene og sis 10 års varighet.

Gyldig sprengningssertifikat gjelder bare i vedkommende kommune.

Klasse C.

Sertifikatet gjelder for spesielle oppgaver innen forskning (formål og gyldighetsområde skal beskrives).

Søkeren må ha kjennskap til forskrifter for bruk av sprengstoff og de metoder som anvendes for sertifikatets beskrevne gyldighetsområde.

Sertifikatet utstedes av sprengstoffinspeksjonen.

4.3. FORNYELSE AV SERTIFIKATET

1. På grunn av de raske endringer som finner sted både med hensyn til metoder, materialer og utstyr, er det nødvendig med en kontinuerlig ajourføring av kunnskapene.
I Lov om eksplosive varer er produsenter og leverandører av sprengstoff pålagt en utvidet informasjonsplikt. På grunn av dette vil de skytebaser som går i kontinuerlig sprengningsarbeid, få den nødvendige mulighet til å jourføre for å kunne opprettholde sine kunnskaper.
2. Fornyelse bør derfor skje automatisk for denne gruppe skytebaser. Mange skytebaser vil falle utenfor denne rammen på grunn av at de ikke har kontinuerlig sprengningsarbeid. Andre har ikke mulighet til å delta på informasjonsmøter på grunn av at de arbeider i små firmaer eller bor og arbeider usentralt i forhold til der informasjonen blir gitt.

3. De som ikke kan dokumentere at deres kunnskaper er holdt a jour slik som nevnt, skal gå opp til fornyet perfektjonskurs og prøve. Sertifikatklasse B og C fornyes før utløp ved henvendelse til utstedende myndighet.

4.4. ORGANISERING AV SERTIFISERINGSAPPARAT

1. Den sertifiseringsordning som i dag håndheves, er mangelfull på flere måter. Det er politi/lensmannsetaten som utfører sertifiseringen i henhold til forskriftene og lokale vedtekter. Dette er en merbelastning på etaten som er uønsket. De som skal håndheve bestemmelsene, kan heller ikke inneha de til en hver tid nødvendige faglige kvalifikasjoner for å sikre en enhetlig vurdering i alle distrikter. Sertifikatet gjelder bare for det distrikt det er utstedt for, og skytebasen må derfor søke på nytt dersom han skal arbeide i et annet distrikt. Med den stadige skiftingen av arbeidsplass en har i dette faget, er dette en stor ulempe.
2. Vurderingen av de faglige kvalifikasjoner bør derfor tillegges andre organer. Politiets oppgave bør kunne innskrenke seg til utstedelse av sprengningstillatelse/kjøpetillatelse etter de retningslinjer som er gitt i forskriftene. Dette gjelder spesielt for sertifikatklasse A og C. For sertifikatklasse B opprettholdes nåværende ordning.
3. Utvalget mener det må bygges opp et sertifiseringsapparat som skal ivareta vurderingen av faglige kvalifikasjoner. Under oppbyggingen av et sertifiseringsorgan må det tas hensyn til følgende hovedpunkter:

Sertifiseringsorganet skal:

- Sikre at skytebasen har de nødvendige faglige kvalifikasjoner, knytte sammen de ulike former for grunnopplæring, slik at kvalifikasjonene blir likeverdige for alle skytebasen over hele landet.
- Være tilgjengelig for alle som søker en fagutdanning som skytebas så nært deres arbeidssted som mulig,
- Ha kapasitet til å sørge for at søkere ikke blir hindret i sitt arbeid mer enn høyst nødvendig,
- Legge vekt på en rask og effektiv saksbehandling.

Sertifiseringsapparatet må ikke:

- Medføre en uheldig sentralisering av gjennomføringen, og dermed være til hinder for en rasjonell utnyttelse av arbeidskraften.

4. Det vil ikke være mulig å nå disse mål uten et sertifiseringsorgan med tilstrekkelig kompetanse og kapasitet.

Sertifiseringsorganet bør sortere under Kommunal- og arbeidsdepartementet.

Sertifiseringsorganet bør bestå av et faglig råd og et sekretariat.

5. All sertifiseringsmyndighet for skytebasen i sertifikatklasse A bør tillegges dette sertifiseringsorganet.

Det bør imidlertid være adgang for institusjoner, som Norges vassdrags- og elektrisitetsvesen, Statens Vegvesen og Bergverkenes Landssammenslutnings industri-gruppe til å gjennomføre perfektjonskurs og sertifisering i egen regi etter de samme retningslinjer som dette sertifiseringsorganet. Denne interne opplæring og sertifiseringsvirksomhet må dog godkjennes av faglig råd og utføres i samarbeid med sekretariatet.

Et slikt samarbeid skulle kunne sikre en lik vurdering av de faglige kvalifikasjonene og være en fordel for utbyggingen av et rasjonelt sertifiseringsapparat.

5. UNDERVISNINGSSTEDER – UTBYGGINGSTAKT

5.1. UTBYGGINGSSTEDER

1. De forskjellige opplæringsstilbud bør være tilgjengelige utover hele landet, men på grunn av spesielle krav til utstyr og øvelsesfelter, må virksomheten samles til et begrenset antall undervisningssteder som til sammen gir best mulig dekning av behovet.
Under utvelgelsen av undervisningssteder er det nødvendig å ta distriktsmessige hensyn, så vel som tekniske og økonomiske.
2. Behovet for sprengningsbaser i de enkelte distrikt avhenger av terrengforhold, befolkningstetthet, byggevirksomhetens struktur og omfang.
Det vil av hensyn til lærerkrefter, utstyr og kapasitetsutnytting være en fordel om opplæringsstedene ligger nær steder som har teknisk skole eller yrkesskole med anleggslinje eller maskinføreropplæring.
Sprengningsopplæringen bør kunne bli en verdifull tilvekst for alle disse skoleslag som har sterk tilknytning til hverandre faglig.
3. I forbindelse med sprengningsopplæringen vil det bli nødvendig å anskaffe, ved kjøp eller leie, en del utstyr som de andre opplæringene ikke kan anskaffe alene.

5.2. UTBYGGINGSTAKT

1. Hvor raskt opplæringen skal utbygges, avhenger av når krav om skytebasertifikat i denne form gjennomføres.
Utvalget regner med at de nye forskrifter trer i kraft 1/1 1977 og at en overgangsperiode på 1 år er nødvendig.
Utbyggingen av opplærings- og sertifiseringsorgan må ta hensyn til både fremtidig langsiktig virksomhet og en kortsiktig overgangsperiode.
2. I overgangsperioden må en regne med et meget stort antall søknader i og med at alle skytebaser som ønsker å fortsette etter ikrafttreden må få ordnet sine papirer.
De fleste av disse kan etter forslaget, automatisk få sitt skytebasbevis utstedt, men alle som ikke har den nødvendige erfaring eller ikke har hatt sprengningsarbeid det siste år før ikrafttreden, må gjennomgå et spesielt opplagt overgangskurs + prøve før utstedelsen.
3. Sertifiseringsorganet må senest være klart til operativ virksomhet sommeren 1976 for å kunne holde unna for alle de søknader som må behandles før 1/1 1978.
4. Utbyggingen av grunnopplæring i form av 4 ukers voksenopplæringskurs, bør startes opp så snart som mulig, slik at utarbeiding av undervisningsmaterieell etc. kan gjøres parallelt med brevkursutarbeidingen. Opplæringen bør kunne igangsettes fra 1/1 1977.
Det vil være gunstig for denne opplæring å konsentrere utbyggingen til i første omgang ett eller to steder i hver landsdel, slik at en får noe erfaring før full utbygging finner sted.

ERFARING MED HYDRAULISKE BORMASKINER

Experience with hydraulic rock drills

Bergingeniør Inge Nåvik, A/S Norcem avd. Dalen

SAMMENDRAG

Etter en del forundersøkelser ble hydraulisk 2-boms borrhigg anskaffet ved NORCEM's gruve i Brevik april 1975. Hittil er det boret 60.000 bormeter med positivt, gunstig resultat både effektmessig, økonomisk og ikke minst miljømessig, og utstyret har innfridd forventningene.

SUMMARY

From an economical as well as an ergonomic point of view drilling with Atlas Copco hydraulic jumbo H-132/COP 1038 HD in the limestone mine at Dalen, Brevik has been successful.

This conclusions are drawn after drilling 60000 m.

A/S NORCEM Avd. Dalen bryter årlig 2,4 mill. tonn kalksten, hvorav 850.000 tonn fra underjordsdrift fra gruen i Brevik.

Kalkbenken har en mektighet på 42 m og har 13° fall. Avbyggingen foregår etter panelmetoden omtalt av Smemo på Bergmekanikkdagen 1973. Denne metode krever et årlig oppfaringsbehov på 1500 m orter á 100 m², og 700 m tverrslag á 40 m². Oppfaringen gir 400–450.000 tonn kalksten i året.

1. OPPFARING MED GARDNER DENVER BORMASKIN

I årene frem til 1975 ble boringen for ortdrift utført med Gardner Denver bormaskiner DH-123 montert på en 2-boms Ingersoll rigg og en 3-boms Gardner Denver rigg. Riggene var enmannsbetjente, og effektene lå på 28–32 bormeter pr. manntime. I 100 m² ortene med inndrift 3.3 m/salve, bores det kilkutt med 74 hull med 2" eller 1 7/8" kroner. Borsynken varierte fra 65 cm/min. i kalk til 40 cm/min. i mergelskifer.

I årene 1972–73 ble de første undersøkelser gjort for å fornye riggene, og da falt det naturlig å søke riggtyper med høyere mekaniseringsgrad. Kostnadsutviklingen for underjordsarbeide pekte hen på bruk av mere kapitalkrevende utstyr med høy effekt.

Rekrutteringen til gruveyrket var vanskelig, og behovet for mere miljøvennlige arbeidsplasser presset på. Utviklingen viste at det var en forskyvning bort fra trykkluftdrevet utstyr og mot hydraulikk.

2. PRØVNING AV UTSTYR

Sommeren 1973 ble det foretatt prøveboring med Montabert H-60 hydrauliske hammerbormaskiner i gruen.

Det ble boret med 12' stenger, 1 7/8" borkroner, og borsynken varierte i området 62–74 cm/min. Borsynkvariasjonen var mindre enn hva tilfellet er med trykkluftmaskiner i de samme bergarter. Bormaskinen hadde flere reguleringsmuligheter for å tilpasse seg variasjonen i borbarhet, men borsynken var for lav sammenlignet med DH-123 til at det ble satset videre på denne maskintypen. Maskinen var i minste laget. Resultatet var i alle fall såpass interessant at det ble arbeidet videre med hydraulisk boring.

Det ble bl.a. foretatt trykkholdfasthetsprøver, og de gav som resultat:

Mergelskifter	ca. 3300 kg/cm ²
Kalksten	ca. 1100 »
Hornfels	ca. 2000 »

Oppfaringen kommer bare sporadisk i berøring med mergelskifer, slik at trykkholdfastheten er relativt gunstig ut fra borbarhetssynspunkt.

I juni/juli 1974 ble Atlas Copcos Boomer H-132 med Cop 1038 HD bormaskin demonstrert i gruen. Fig. 2.1. Det ble boret vel 3000 bormeter, og borsynken ble registrert for 1 7/8" borkroner til 135–150 cm/min. 2 1/4" kroner gav 134 cm/min. og 2 1/2" kroner gav 129 cm/min. Det ble boret med 14' x 1 1/2" sekskant stenger. Borsynken var meget lovende, og det samme var forbruket av bormateriell.

Etter denne prøven ble det besluttet å anskaffe Boomer H-132 med 2 hydraulmaskiner Cop 1038 HD, til en pris av 1.1 mill. kr. Riggen er en vanlig standard utførelse, utstyrt med lydisolert hytte av egen produksjon. Treffbildet for denne rigg med parallelle hull er 7.5 m høyde og 12.8 m bredde. Med 4° stikking av vegg hullene økes bredden til 13.4 m.

Bormaskin og rigg ble inngående beskrevet på Fjellsprengningskonferansen 1974 av overing. Romell.



Fig. 2-1. Atlas Copco's Boomer H-132 med 2 hydrauliske bormaskiner Cop 1038 HD.

3. OPPLÆRING – INSTRUKSJON – MOTIVASJON

For å oppnå et godt resultat var man klar over behovet for opplæring, instruksjon og motivasjon ved overgang til en såpass avansert utrustning. Dette er meget viktig og er en beskjeden kostnad i forhold til totalinvesteringen. Ofte blir dette neglisjert, og det fører lett til unødig stopptid og kostbare reparasjoner.

Både NORCEM og leverandøren satset en god del på at dette skulle bli et vellykket prosjekt. 6 vedlikeholdsfolk fra gruven deltok i et 2 ukers kurs i Stockholm, 4 av disse hadde på forhånd deltatt i et 3 dagers hydraulikk-kurs i Oslo. I tillegg var 4 borere og 4 arbeidsledere på studiebesøk i Bolidens gruver, Laisvall og Udden, hvor tilsvarende utstyr var i bruk. Både kursvirksomheten og studiebesøkene var meget vellykket og var et godt underlag å ha med når boring i egen regi begynte.

4. BORING MED BOOMER H-132/COP 1038 HD

Riggen ble satt i drift i april måned, og frem til 1. november er det boret 60.000 bormeter. Erfaringen til nå er positiv, selv om bormeterantallet er noe beskjedent.

Borsynken ligger 130% høyere enn med GD DH-123, og timeeffekten er på 52.4 m/manntime, og det er 75% høyere enn time-effekten for de andre riggene med trykkluftutrustning.

Maksimal skifteffekt ligger på 630 bormeter, og det vil si 2–3–100 m² salver pr. skift, mens gjennomsnittseffekt hittil er 380 bormeter pr. mann og skift inkludert flytting av rigg fra stoff til stoff.

Det er stor avstand mellom maksimaleffekt og gjennomsnitts skifteffekt, noe som skyldes at man ikke har rukket å klargjøre tilstrekkelig antall angrepspunkter, og at borm. i innkjøringsfasen her er medregnet. På grunn av kvalitetsstyring og skytetider må man ha ca. 15 stuffer tilgjengelig for å utnytte kapasiteten fullt ut. Det antas at timeeffekten for boring blir liggende noe høyere i gjennomsnitt når man får rettet på disse forhold til tross for redusert arbeidstid under jord.

Arbeidsmiljøet på stoff er vesentlig forbedret, og driverne har bare lovord å si. Sikten er god, da man unngår tåkemannelse. Riggen er lett å holde ren. Støynivået går frem av tabellen fig. 2.2 og ligger såpass lavt at det er mulig å føre en samtale i den lydisolerte manøverhytten mens begge bormaskinene går. Dette er en vesentlig forbedring av arbeidsmiljøet.

Bommenes innstillingsnøyaktighet og riggens manøvreringsegenskaper er også blant de fordele som må nevnes.

DH-123	2 maskiner	116 DBA
DH-123	2 maskiner inne i hytte	102 DBA
Cop 1038-HD	2 maskiner	99 DBA
Cop 1038-HD	2 maskiner inne i hytte	88 DBA

Fig. 2-2. Støymålinger.

5. MATERIALFORBRUK OG VEDLIKEHOLD

Av tabellen fig. 2.3 går det frem at bormeterantallet pr. stang er lavt, mens det forøvrig ligger i forventet område, og likt med annen boring. Bormaterialkostnadene ligger på 1.82 kr/bormeter. Reparasjonskostnadene i lønn er på 0.23 kr/bormeter. Forbruk av deler til bormaskin vet vi lite om foreløpig, men hittil har det ikke vært ekstreme tall i noen retning.

Det som med sikkerhet kan sies, er at det er oppnådd en betydelig vinst, når det gjelder operatørlønn. Boring med hydrauliske bormaskiner gir en lønnsbesparelse på 0.80 kr/bormeter. Med 2-skiftsdrift regnes det med å bore 140.000 bormeter/år.

Adaptere	1 1/2"	1943 borm./stk.	} 1.82 kr./bormeter
Hylser	1 1/2"	798 borm./stk.	
Stenger	14'	1242 borm./stk.	
Kroner	1 7/8"	502 borm./stk.	
Materiell forøvrig			0.27 kr./bormeter
Hydraulolje			0.023 kr./bormeter
Dieselolje			0.013 kr./bormeter
El. kraft			0.06 kr./bormeter
Reparatør lønn			0.23 kr./bormeter
Operatør lønn			1,18 kr./bormeter
Sum kostnad ekskl. kapitalkostn.			3.60 kr./bormeter

Fig. 2-3. Kostnader boring Cop 1038 HD.

6. KONKLUSJON

Resultatet hittil har svart til forventningene. Forholdene i NORCEM's gruve i Brevik med lettboret kalksten, flere stuffer i rimelig nærhet og orttverrsnitt på 100 m², begunstiger bruk av høymekanisert utrustning som hydraulisk borrhigg. Sammen med de oppnådde resultater forsvaret det en investering på 1.3 mill. kroner inkl. elektriske anlegg.

Innføring av hydraulisk utrustning u.j. i NORCEM's gruve startet med hydrauliske plattformer for takrensk. Neste trinn ble utviklingen av mekanisk stuffrensk omtalt av Ø. Smemo på konferansen for 2 år siden, og nå innføring av hydraulisk borrhigg. Utstyr for mekanisk takrensk er under forberedelse, og det samme må sies om hydraulisk strosseboringsrigg. Dette fører en gradvis bort fra trykkluftutstyr og videre inn i hydraulikkalderen, hvor det antas at det i løpet av relativ kort tid vil svare seg fullt ut å fullprofilbore all oppfaring og i spesielle tilfeller også ren produksjonsbryting.

REFERANSER:

- Bergmekanikkdagen 1973 — Berging. Smemos foredrag.
- Fjellsprengningskonferansen 1973 — Berging. Smemos foredrag.
- Fjellsprengningskonferansen 1974 — Overing. Romells foredrag.

FULLPROFILBORING AV TUNNEL FRANTZEBRÅTEN-MAJORSTUA

Fullface-tunneling Franzebråten-Majorstua

Av berging. A. M. Hansen, A/S Sulitjelma Gruber

SAMMENDRAG

En 4,3 km lang kloakktunnel er under utboring i Oslo-området med en Robins Model 105–165 fullprofilbormaskin. Tunnelen har 3,15 m's diameter.

Det bores i kambro-siluriske sedimenter og gjennomsettende eruptive bergarter som mænaitt, diabas og syenittporfyr. Tetting av vannlekkasjer har skjedd både som for- og etterinjisering.

Den gjennomsnittlige borsynken ligger på 3,3 m pr. time. I sedimentene oppnås vanlig fra 3,0 til 5,6 m pr. time mot 2,0 til 2,7 m i eruptivene. Maksimal inndrift pr. 24 timer har vært 40,1 m. Hvor det forinjiseres, har maskinutnyttelsen ligget på 18%, ved etterinjisering 37%. Erfaringene viser at boring med disc-cuttere kan gi gode resultater selv i trykksterke bergarter.

SUMMARY

In the Oslo-area a Robins TBM Model 105–165, diam. 3,15 m, is in operation in a 4,3 km long sewerage-tunnel. The tunnel is mainly situated in cambro-silurian shists which include several eruptive veins and bodies of diabasic and syenitic rock.

In order to prevent water-leakage into the tunnel, injections in front of the tunnel-face as well as behind the face are combined with the boring operation. Under such conditions the contractor has succeeded in a netto operation-time of the machine of 18% when injections are done in the front of the face and 37% operating behind the face. Average drilling rate is found to be 3,3 m per hour. Max. advance per 24 hours has been 40,1 m.

The disc-cutters have proved to be favourable also in hard rock.

1. ANLEGGET

Kloakktunnelen mellom Frantzebråten og Majorstua er en del av det prosjekterte tunnelsystemet i Oslo vest og vil bli et viktig ledd i Oslo's fremtidige kloakksystem. Påhugget er ved Frantzebråten på Lysaker. Tunnelen krysser Drammensveien og jernbanen og går videre under Vækerøåsen, Bestum, Hoff, Vestre gravlund, Frognerparken og avsluttes ved Middelthunsgt. Lengden på denne entreprisen blir 4,3 km. Byggherren Oslo Kommune, Vann og kloakkvesenet, overveier å forlenge denne med ca. 3,9 km fra Middelthunsgt. frem til Torshov, på andre siden av Akerselva. Denne vil avlaste hovedkloakkene til sentrum og de eksisterende overløpene til Akerselva.

Kloakksystemets hovedløp fra Bestum til hovedrenseanlegget i Slemmestad i Asker, ca. 30 km, er vedtatt skal bygges, og dette skal stå ferdig i 1980. Grenen ned til Frantzebråten vil da bli brukt som nødløp fra Oslo og event. for overløp.

Sivilingeniør Elliot Strømme A/S er konsulent for tunnelarbeidene Frantzebråten—Majorstua—Torshov. Hovedentreprenør for anlegget er Diplomingeniør Kaare Backer A/S og har pr. kontrakt overtatt byggherreansvaret. A/S Sulitjelma Gruber er underentreprenør for fullprofilboringen. (A/S Sulitjelma Gruber har fått godkjenning som entreprenør i hele riket).

Oslo kommunes geotekniske kontor har ansvaret for grunnundersøkelsene med assistanse fra NGI, og A/S Grunnboring har foretatt endel kjerneboring.

2. GEOLOGI

Bergartene i det aktuelle området stammer fra to tidsepoker og består av kambrosiluriske sedimentbergarter og permiske gangbergarter.

Fjelloverflaten er kupert, og fordypningene er delvis fylt med løsmasser, vesentlig leire. Fjelloverdekningen varierer mellom 2,4 m og ca. 50 m.

Sedimentbergartene, som er fra midre og øvre ordovicium, består her av vekslende kalk og leirskiferlag. Kalken forekommer også i knoller, såkalt knollekalk. Mengdeforholdet mellom skifer og kalk varierer. Man har funnet sleppesoner av vulkanske askelag som inneholder svellende leirminerale.

De permiske bergartene er eruptiver og opptrer som gangbergarter i kambrosiluren. Gangene er tallrike. De fleste gangene er tynne, fra under 1 m og opptil noen få meter. Det finnes imidlertid noen ganger med betydelig mektighet (10–20 m). Gangene har forskjellig sammensetning: mænaitt, diabas, rombeporfyr og syenitt. Mænaitt- og diabasgangene opptrer hyppigst, og har vanligvis også mindre mektighet enn de øvrige.

Beregnet enaksial trykkfasthet i kp/cm^2 på bergarter testet av NGI:

Diabas	1900
Syenittporfyr	1800
Knollekalk	870
Leirskifer	550
Hornfels	1730

Endel av eruptivgangene er oppsprukket i flere plan, mens andre har vist seg å være homogene.

Man regner med ca. 60% leirskifer, 35% kalkstein og 5% eruptiver.

3. DRIFSMETODE

Anbudene på fullprofilboring lå anslagsvis 15–20% over anbudene på konvensjonell drift. Til tross for den høyere prisen, innstilte OVK med støtte fra konsulenten på fullprofilboring. Man var innforstått med at ved å velge fullprofilboring ville man oppnå en rekke fordeler som det kan være vanskelig med sikkerhet å omregne i penger. Den viktigste årsaken til dette valg var at man ville eliminere støy og rystelser. Ved konvensjonell drift vil det i bebygde områder måtte foretas kontinuerlige rystelsesmålinger og registrering av bygninger i en viss sone langs traséen.

I anbudsdokumentene for fullprofilboring var sikringsarbeider og injiseringsvolum redusert med henholdsvis 50 og 25% sammenlignet med konvensjonell drift. Senere erfaringer både i Trondheim og på kontinentet tilsa en ytterligere reduksjon.

Tunnelmassen har verdi for OVK som grøftefyll. Resultater fra undersøkelser viser at den er lite telefarlig og kan også benyttes til sekundærveier og fortauer. Dette sammen med besparelser for rystelsesmålinger og mindre sikring og injisering reduserte merkostnadene for fullprofilboring til anslagsvis 10%.

Byggherren var innstilt på å forstyrre miljø og omgivelser minst mulig, og med tanke på fremtidige prosjekter som vil berøre bebygde områder, var man også interessert i å skaffe seg driftserfaring fra en metode som i større og større grad vil bli benyttet også i Norge.

Det er lagt stor vekt på å få tunnelen tett, og grunnvannstanden holdes under oppsikt etterhvert som tunnelen avanseres. En rekke poretryksmålere er installert langs traséen. En senkning av grunnvannsspeilet vil kunne medføre setninger på terrenget over, som igjen kan resultere i sprekker på grunnmur etc. Dessuten ønsker man minst mulig grunnvann til renseanlegget.

Fullprofilboring vil redusere injiseringsskjermen rundt tunnelen sammenlignet med konvensjonell drift.

Foruten et stabilitetsmessig gunstig tverrsnitt er forholdene gunstige for transport av kloakkvann. De glatte veggene gir lite friksjonstap, og profilet er gunstig for selvrensing ved lav vannføring. Gammeldage og moderne profiler er vist på fig. 3.1.

Ved å velge fullprofilboring unngikk man et ekstra tverrslag. Dette ville lagt beslag på en lekeplass, og naboene ville ha blitt utsatt for anleggsstøy.

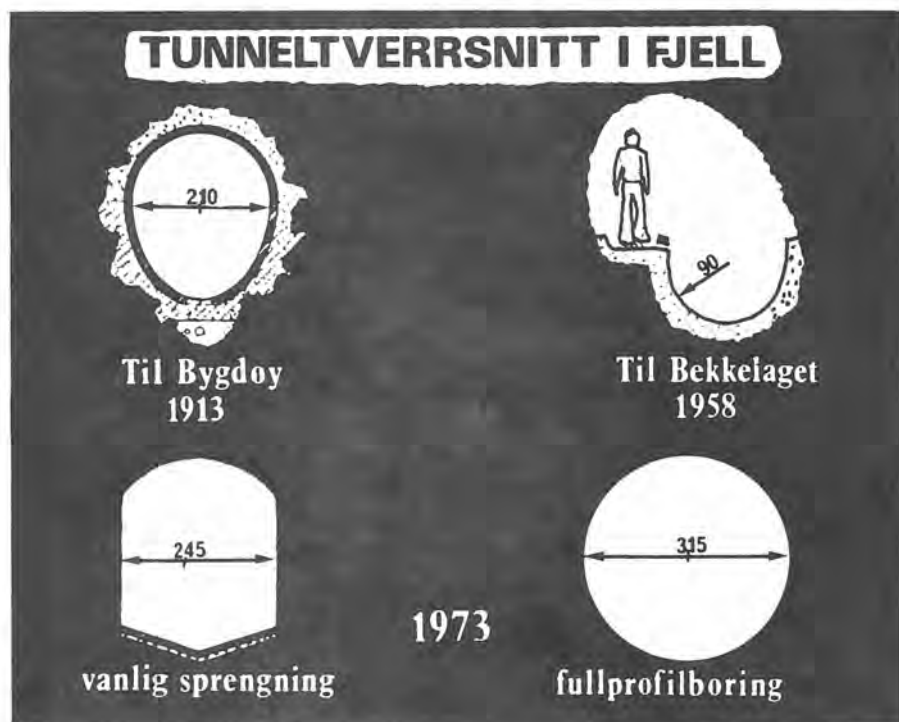


Fig. 3-1. Eksempler på gammeldage og moderne tunnelprofiler.

4. BERGARTSUTPRØVING

En rekke maskinleverandører testet de aktuelle bergarter, bl.a. The Robbins Co., Seattle, USA.

Robbins foretar 6–7 forskjellige tester på steinprøvene. De man legger størst vekt på er:

- 1) **"Unconfined Compression Strength"** – enaksial trykkholdfasthet med lengde/diameter-forhold på kjernen lik 2.
- 2) **"Toughness"**, Kneking av kjernen.
Borkjernen innsperres i nedre ende vertikalt på et bord. En pendel med en viss form og vekt slippes fra et fast punkt. Utslaget pendelen gjør til motsatt side etter knekkingen er et mål for den energien som skal til for knekking (ft. lbs.). Lav 5 ft. lbs. Medium 5–9. Høy 9.
- 3) **"Abrasion"**. Dette er en slitasjeprøve, som utføres med endel av prøvematerialet fra "Friability"-testen, hvor steinen går gjennom en knuser. Etter et visst antall slag siktes godset, og fordelingen i de enkelte fraksjoner er et mål for knusbarheten. Noe av materialet fra hver fraksjon benyttes så for "Abrasion"-testen, hvor man benytter en roterende trommel med stålkuler av samme type materiale som cutterringene. Godsets nedsliting av stålkulene som veies før og etter prøven, gir en indikasjon på bergets slitasjeegenskap.

Når det gjelder testing av bergarter i forbindelse med fullprofilboring, strides de lærde om hvilke metoder som er best egnet. Noen mener trykkholdfastheten er utslagsgivende. Hovedsaken er at man benytter samme testmetode fra gang til gang og sammenligner erfaringsmaterialet fra felten med tidligere oppnådde testresultater. Etter vår mening må man være forsiktig med å benytte trykkholdfasthet alene. "Toughness" sammen med trykkholdfastheten ser ut til å gi det beste bildet.

Robbins er meget konservativ m.h.t. borsynk- og cutterkostnadsgarantier, og det kan man forstå, da et relativt lite firma må være 100% sikker.

Det kan nevnes at de borsynkgarantier som ble gitt i forbindelse med dette prosjektet var 2,0 og 1,0 m/time for henholdsvis leirskifer/kalkstein og eruptiver. Den virkelige skal vi komme tilbake til.

5. VALG AV UTSTYR

Da Oslo kommunes kloakktunnel-prosjekt dukket opp, så vi muligheten for å anskaffe også tunnelmaskin. (A/S Sulitjelma Gruber har fra før en Robbins 61R stigortmaskin.)

Ved å sette denne inn i drifvingen av 5 km tunnel i Oslo ville man sammen med et planlagt antall meter i Sulitjelma få et fornuftig avskrivningsgrunnlag for maskinen. Med den erfaring man hadde fra Robbins stigortmaskin og Robbins disc-cuttere, var valget også denne gang lett, Robbins TBM med disc-cuttere (Robbins benytter kun disc-cuttere til sine TBM).

Robbins-maskiner har drevet flere tunnelmeter enn alle konkurrenter tilsammen, og innehar alt av verdensrekorder på tunnelinndrifter.

Investeringen i selve maskinen utgjorde 3,5 mill. kr. Inkl. reserve- og cutterdeler, tilbehør og transport av maskinen er A/S Sulitjelma Grubers investeringer på ca. 6 mill. kr. A/S Sulitjelma Gruber eier maskinen og står for driften og vedlikeholdet av den.

6. BESKRIVELSE OG DRIFT AV FULLPROFILMASKINEN

Fabrikant: The Robbins Company.

Maskin: TBM Model 105-165, fig. 3.2 og fig. 3.3.

Arie van Veen, Mining & Construction Services Corporation, Stord, representerer leverandøren i Skandinavia.

Borhode: Diameter 3,15 m, 23 disc-cuttere +
1 tridisc = 26 cutter-ringer (Robbins).

Total vekt: 75 tonn.

Total lengde: 11 m.

Max matekraft: 430 tonn.

Rotasjon: 500 HK (4 el. motorer á 125 HK).

Omdreiningshastighet: 7,6 omdr./min.

Max. matelengde: 1,20 m.

Prinsippet for boringen i grove trekk er at borhodet med cutterne presses frem mot stuff under rotasjon. Man spenner gripe-seksjonen fast mot tunnelveggen ved hjelp av hydrauliske gripesko. Hydrauliske matesylindere spenner mot gripeskoene og presser maskinen forover. Etter at man har boret 1,2 m, stoppes rotasjonen, en sko under maskinen bak settes ned (for å holde vekten av maskinenes bakre del mens man skifter tak), griperne trekkes inn, matesylindrene trekkes sammen, og griperne spennes fast på ny i fremre stilling. Denne flyttingen tar ikke mer enn 1 1/2–2 minutter.



Fig. 3-2. Borseksjon Robins TBM-105-165.

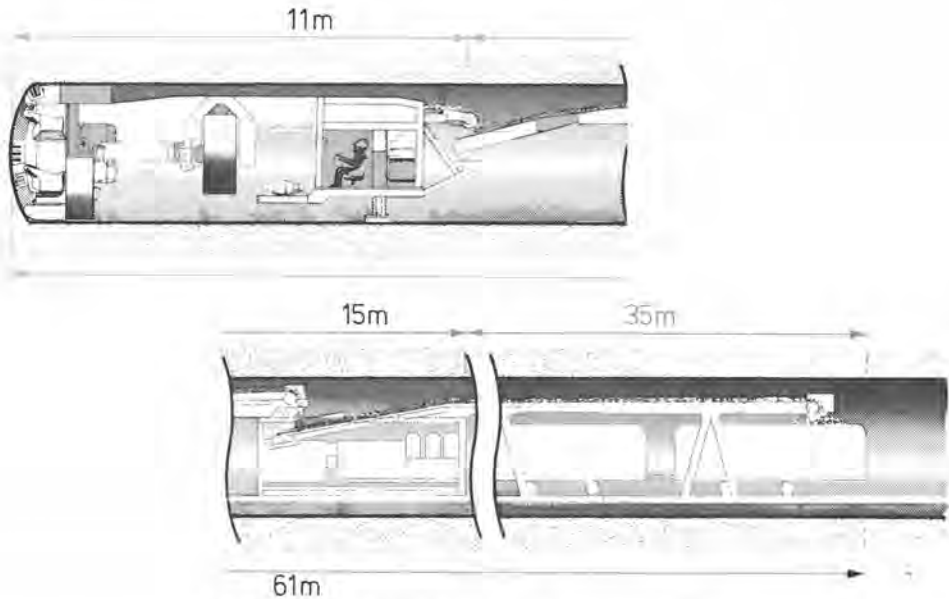


Fig. 3-3. Maskin med bakrigg og transportvagger.

Cutterne beveger seg i konsentriske baner mens de samtidig roterer om sin egen akse, fig. 3.4. Massene som kuttes ut, samles opp av skoper på borhodet og føres inn gjennom borhodet og overføres til et transportbånd som går bakover gjennom maskinens hovedbjelke.

Maskinens strømtilførsel går via en 5.000 volt kabel opphengt i tunneltaket til maskinens trafoer, hvor den transformeres ned til 380 V.

Maskinen styres av en operatør fra en styrekabin, fig. 3.5. Laser brukes til styringskontroll av maskinen.

Maskinen, som veier ca. 75 tonn, ble fraktet fra USA i ett stykke. Den ble omlastet i Göteborg og ankom Oslo med lekter 7. november 1974. Transporten fra kai i Oslo til tunnelåpningen foregikk med trailer.

Et spesialunderstell ("Dolly Carriers") for transport av TBM fra tunnelåpningen til startplassen ble montert. (De første 130 m av tunnelen ble drevet konvensjonelt, da det var forutsatt større tverrsnitt her p.g.a. målerenner). Understellets sporvidde er 2,250 m. Maskinen ble dyttet med hullaster frem til startklossene og frigjort for transportunderstellet. Bro-conveyor og bakriggen ble her koplet til maskinen. Maskinens transformatorer og elektriske styringskontroller er plassert på siden av bakriggen. Alle mekaniske og elektriske funksjoner ble testet, og maskinen prøvekjørt før den ble satt under belastning 26. november. Etter en rettstrekning på 2 m gikk man inn i en høyrekurve med radius 100 m, den skarpeste kurve på hele tunneltraséen. (Maskinen kan ta kurver ned til $r = 50$ m ved å "hjelp" den med "side support").

A/S Sulitjelma Grubers belegg på maskinen er 2 operatører pr. skift. Disse veksler om betjening av TBM, foretar cutterskift, reparasjoner og vedlikehold. Vi har funnet det riktig at brukerne av utstyret også bør reparere og vedlikeholde dette. En av belegget er arbeidende formann og en er utdannet elektriker. To av operatørene veksler om å ta seg av cutterne i eget cutter-verksted. Halvparten av operatørene er rekruttert fra stigortmaskinen. Dette har



Fig. 3-4. Borhode med 1 tridisc og 23 enkle disc-cuttere.

vist seg meget vellykket. Man tenker fullprofilboring. Operatørenes bakgrunn før fullprofilboring er forskjellig: minering, diamantboring, mekanisk vedlikehold. Man har aldri hatt rekrutteringsproblemer til fullprofilmaskinene. Vi har i dag venteliste på å komme med.

Opplæringen av operatørene er foretatt av folk fra leverandøren. Utover de 4 mannmåneder man hadde avtale med leverandøren om, har en representant for Robbins vært engasjert som konsulent for både A/S Sulitjelma Gruber og Kaare Backer A/S frem til 1. mai d.å.

Kaare Backer's oppgaver består i uttransport av masser, fremføring av høyspentkabel, vann og luft, ventilasjon, sondering, stabilitets- og lekkasjesikring, grovhullsborring for 7 påslippspunkter samt 2 tverrstoller som drives konvensjonelt. Geoteam tar seg av retningsmåling og EGA benyttes for høyspentarbeider.

Anlegget blir drevet på 3 skift. Foruten 2 mann fra S.G. har K.B. 5 mann i tunnelen + reparatør og formann.

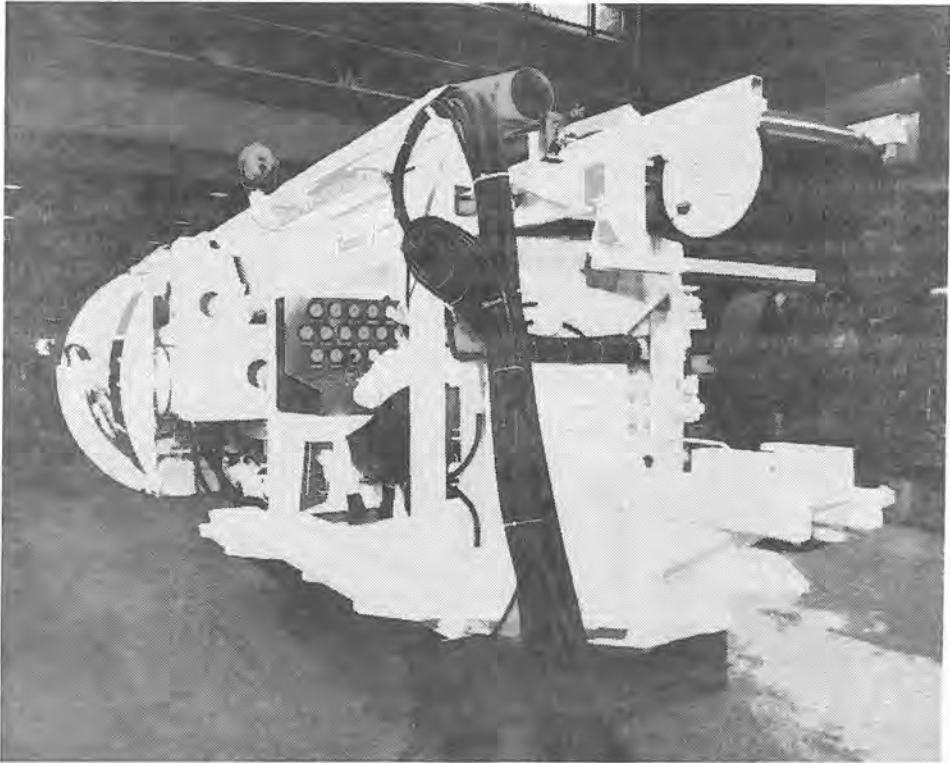


Fig. 3-5. Operatøren på plass i styrekabinen.

KB valgte et bakriggssystem som lages av Mühlhäuser i Vest-Tyskland og som i stor utstrekning benyttes i forbindelse med tunnelboring i Europa.

Bakriggssystemet består av 2 hoveddeler:

- a) broseksjoner som forbinder TBM med
- b) bakriggen, et skinnegående fagverk som i dette tilfelle består av 7 seksjoner (vogner), og som foruten transportbåndet bærer TBM'ens trafoer og opplegget for den fleksible delen av høyspentkabelen.

Prefabrikerte skinneseksjoner a 6 m lengde legges i broseksjonsområdet foran bakriggen. Sporvidden er 75 cm. Skinnegangen er lagt 15 cm eksentrisk i forhold til tunnelaksen p.g.a. trafo- og vaggestørrelser og klaring i tunnelen.

Vognsettene (2 stk. med 5–6 vogner á 5,5 m³) bakkes inn i bakriggen. Lastingen skjer ved enden av båndet/bakriggen som er ca. 60 m fra stuffen, og styres av operatør som via et varslingsanlegg står i kontakt med TBM-operatøren.

9 t diesellokomotiv benyttes for massetransporten til tippegrop i dagen. Tømmingen skjer automatisk (sidetipping ved hjelp av tippebrygge) og tar ca. 1/2 minutt.

Man har sprengt ut nisje og anlagt sporsløyfe 1650 m fra tippet, og ytterligere en møteplass er planlagt.

Fra maskinen og langs bakriggen har man et sugende ventilasjonsopplegg på 7000 m³/time med 10"φ. Den blåsende ventilasjonen fra dagen (20.000 m³/time med diameter 60 cm overlapper den sugende. Scrubber benyttes ikke.

Tunneltverrsnittet er 7,8 m², og utvidelseskoeffisienten ligger i området 1,7–1,9 avhengig av bergarten. Fylling av ett vognsett, 6 vogner, tilsvarer 2–2,1 tunnelmeter, og fyllingen tar fra 25–40 minutter.

Ved det opplegg for transportsystem man har i dag må det nødvendigvis bli en god del venting på togsettet. Flere nisjer for møteplasser blir vurdert opp mot tapt inndrift i den tid det skal til for å anlegge møteplass.

Med den kjennskap til problematikken man har i dag, ville man valgt et transportsystem med lange, smale vogner og ditto lok. som gir mulighet for vognsettene til å passere hverandre i tunnelen på en skinnegående california-veksel som enten trekkes av bakriggen eller som etterflyttes med jevne mellomrom, f.eks. en gang pr. uke.

Ved større tverrsnitt, 5–6 m og oppover, har man muligheten for å bore mer kontinuerlig ved at man bruker i et silosystem som bunnømmes når vognsettet er på plass.

Ved store inndrifter over lengre tid må man nærmest ha kontinuerlig borttransport av masse fra tippeplass, da bufferkapasiteten er begrenset.

7. LEKKASJETETNING/STABILITETSSIKRING

Opplegget for lekkasjetetning var i de første 6 måneder av prosjektet sonderboring på stuff og vanntapsmåling med etterfølgende forinjisering dersom lekkasjen var større enn 1 lugeon (som angir det innpressede vanntap i liter pr. min. pr. m pr. 10 kq/cm² trykk). 2 stk. sonderborhull a 14 m ble boret gjennom borhodet på TBM i posisjon kl. 2 og kl. 10. Dersom et eller begge førte mer vann enn 1 l, ble ytterligere 2 hull boret (kl. 4 og kl. 8). Hullene ble injisert, og nabohull ble så boret for å teste injeksjonshullene, om nødvendig ble nabohullene injisert og nye nabohull boret. Hullene ble boret med knematerutrustning.

Tunnelboremaskinen ble aldri trukket fra stuffen for sonderboring/forinjisering. Etterat injiseringen var ferdig, drev man 12 m tunnel. Det skulle alltid være en injisert propp på minst 2 m foran maskinen.

Fra midten av mai måned gikk man over til etterinjisering (injisering bak bakriggen) på nattskiftet, bortsett fra setningsomfindtlige partier hvor man opprettholdt sonderboring/forinjisering. I og rundt disse partier foretok man omfattende seismiske undersøkelser med kort geofonavstand for å påvise event. eruptivganger, forkastninger eller knusningssoner som kan gi store vannmengder.

Seismikk kan ikke fortelle om man vil treffe på vann eller ei, men ved å påvise ganger/knusningssoner vet man at her er det sjanser for at man vil få vanninntrengning.

Tunnelboremaskinen benyttes til løpende sondering, og ved større vannlekkasjer har man stoppet og injisert like bak borhodet eller ved broseksjonen.

Man skal ikke her komme nærmere inn på injisering, da dette er et såpass spesielt kapittel, og da vi som underentreprenør for fullprofilboring ikke er de rette til å uttale oss om dette.

Det har vært relativt lite av påkrevde sikringsarbeider i tunnelen. En del sprøytebetong er benyttet, og for fjellsikring har man montert i underkant av 10 fjellbolter hittil, hvorav 4 under Drammensveien.

8. DRIFTSRESULTATER

Maskinen er konstruert for harde bergarter og har overkapasitet både på matekraft og rotasjon i forhold til de bergarter vi har vært i berøring med.

Det er til nå fullprofilboret ca. 3.100 m tunnel, hvorav 160 m i 1974. Ca. 14% av tunnallengden har hittil bestått av intrusiver, diabas, mænaitt og syenitt. Nettoinndriften i kalkstein og leirskifer har variert mellom 3 og 5,6 m/time regnet som gjennomsnitt over ett skift. I gangbergartene har nettoinndriften ligget på 2–2,7 m. Laveste registrerte borsynk over en slaglengde (1,2 m) er 1,6 m/time. Den gjennomsnittlige borsynken ligger på 3,3 m/time.

Hittil har man kommet opp i 18,4 m som største inndrift på ett skift, 40,1 m i løpet av 1 døgn (45 m over en 24-timers periode) og 537,4 m over en måned (september 1975) med 11 skifts drift pr. uke, som visstnok kan regnes som rekorder i tunnelinndrift i skandinavisk sammenheng. Ovennevnte inndrifter ble oppnådd med en transportlengde på 2520–3060 fra tippet og med sporsløyfe i en avstand av 1600 m fra tipp. Man benyttet 2 vognsett a 5 vogner, hver på 5,5 m³.

Såvel som for annet løymekanisert utstyr har man også i dette tilfelle hatt noe trøbbel. Man har hatt brekkasje på rotasjonsmotorene på grunn av lagerhavari. Dette er ingen katastrofe. Det man gjør, er å kople løs den havarerte motoren fra gearboksen, blende hullet med en plate, fylle på ny olje og starte opp igjen med 3 motorer i drift. "Motor-showet" tar 4–5 timer, og påfølgende week-end settes reservemotoren på plass.

Vanninntrengning til smøreoljesystemet ga oss litt hodebry, da det tok litt tid å finne lekkasjen. Et par av vannrørene for støvdempning gjennom borhodet lekket. Man koplete ut disse og opprettet spyling gjennom støvskjoldet, og dette fungerer utmerket.

Tapt inndrift p.g.a. ovennevnte stillstand utgjør tilsammen ca. 60 m, og reparasjonstiden er inkludert ved beregningen av disponibel maskintid.

I månedsskiftet oktober/november hadde vi en lengre stopp p.g.a. utskifting av en større pakning mellom borhodet og supportseksjonen, da man fikk en betydelig smøreoljelekkasje.

Tunnelmaskiner kan ikke som annet produksjonsutstyr som tas ut av drift, erstattes og kjøres til nærmeste verksted for reparasjon. TBM'ene må repareres på stedet og er konstruert for det.

Disponibel maskintid ("Machine Availability") er definert som den tid i løpet av f.eks. et døgn som maskinen er klar for boring. Man trekker fra tiden for:

– Skifting av tak	eksempel:
– Skifting av cuttere	fratrekk i løpet av
– Reparasjon og vedlikehold	1 døgn: 2 timer
– Fastkjøring av transportbånd	):
– Retningskontroll	disponibel maskintid
	22/24 = 91,7%

Maskin-utnyttelsen ("Machine Efficiency") er den virkelige tiden maskinen har arbeidet (cutterhodet har rotert) dividert med den disponible tiden.

Eksempel:
$$\frac{\text{Maskintimer 12}}{\text{Disponibel tid 22}} = 12/22 = 54\%$$

Total prosjekt-effekt ("Total Job or Project Eff.") er definert som den del av f.eks. ett døgn (3 skifts drift) maskinen har arbeidet.

Eksempel: $12/24 = 50\%$

Oppnådde resultater**A) Sonderboring/forinjisering (i tiden 26.11.74—16.5.75)**

Disponibel maskintid	89%
Maskin-utnyttelsen	18%
Prosjekt-effekt	16% (3 skift)

B) Etterinjisering (20.5—1.11.75)

2 skift boring. Etterinjisering på nattskiftet.

Disponibel maskintid	85%)	regnet over
Maskin-utnyttelsen	37%)	produksjonsskift
Prosjekt-effekt	31%	(2 skift)

Tilsvarende for rekord-måneden september:

Disponibel maskintid	93%	
Maskin-utnyttelsen	45%	
Prosjekt-effekt	41%	(2 skift)

Fullprofilboring er helt forskjellig fra konvensjonell drift. En mental omstilling bør skje ved overgang til fullprofilboring. Alt skjer hurtig, og rask handling er nødvendig for å oppnå fornuftig utnyttelse av maskinene. Man må være villig til å ta hurtige avgjørelser og heller ta sjansen på at ett par av ti kan være gale enn å utsette og se saken an.

P.g.a. omstendigheter må vi være tilbakeholdne med å oppgi kostnadstall. Det vi kan si, er at cutter-kostnadene er lave, lavere enn antatt for dette prosjektet, og prosentandelen av kostnadene ser ut for å bli en-sifret.

Omkvedet: "Fullprofilboring er kostbar — utgifter til cuttere er høye, osv." er etter våre erfaringer ikke riktig. Cutter-kostnadene er meget lave, hvis man benytter cuttere som er tilpasset fjellets beskaffenhet, og man sørger for å ha en maskin med tilstrekkelig kraft til å utnytte cutterne 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.

Pr. i dag kjenner vi ikke disc-cutternes begrensning i harde bergarter, og det kan nevnes at vi for tiden utføres stigortboring for Gränges Gruvor, Grängesberg, hvor vi borer vesentlig i leptitbergarter med trykkfasthet opp til 3200 kp/cm².

Det foregår en utvikling på disc-cutter-fronten. Det eksperimenteres bl.a. med hardmetallsatte disc-cuttere. Det kan nevnes at Robbins i samarbeid med Colorado School of Mines eksperimenter med vannjetstråler på cutterhodet. Vannjeten er ment å åpne sprekker i berget foran disc'ene.

9. FORDELER VED FULLPROFILBORING:

- Minimale miljømessige forstyrrelser på omgivelsene (støy, rystelser).
- Det sirkulære tverrsnitt gir et langt gunstigere tverrsnitt stabilitetsmessig (eks. Drammensveien).
- Boringen gir ingen eller minimale forstyrrelser og forandringer i fjellets beskaffenhet m.h.t. sprekker.

- Arbeidsmiljøet for tunnelfolkene er langt bedre: Sikkerheten på arbeidsplassen, ingen skytegasser, mindre støy (man kan føre samtale fremme på TBM under boring) og mindre støv.

For støvdemping på stoff benytter man 60–100 l vann pr. min. som spres under et trykk på 7 kp/cm² fra dyser på borhodet. Umiddelbart bak borhodet er festet et støvskjold som slutter til mot tunnel-periferien. Et lokalt, sugende ventilasjonssystem gjennom maskinen og videre bakover til enden av bakriggen, setter borhoderommet under undertrykk. Dette ventilasjonssystemet overlappes av et blåsende ventilasjonssystem fra dagen.

Vi har hittil ikke merket støvproblemer i maskin/bakrigg-området. Vi har i samarbeid med Yrkeshygienisk Institutt utført en måleundersøkelse av forholdene, og resultatene vil foreligge i de nærmeste dager.

Det har vært hevdet at fullprofilboring gir stor støvproduksjon. I de aktuelle tilfeller er målingene sikkert riktige nok. Ved bruk av disc-cuttere hvor man kutter fjellet, er støvproduksjonen liten i forhold til hardmetallcuttere hvor fjellet males. Sørger man i tillegg for skikkelig ventilasjon, vil støv ikke være noe problem.

Støymålinger

Sted	dB	dB
TBM v/cutterhodet	98–100	98–101
Operatør	92	94
Bro-conveyor	90– 91	92
Bakrigg: v/trafo	84– 86	87
laster	87	88
laster ¹⁾	96	95– 98
Lok (førerhytte)		
tomgang	86	86
i fart	102–104	104

¹⁾ fremflytting av vogntett under lasting.

Målingene er utført med Scott Instrument Laboratories Sound Level Meter type 451 og refererer seg til dBA. Målingene skulle gi en pekepinn på støyforholdene i tunnelen, og man ser av tabellen at lokføreren faktisk er den som er mest utsatt for støy (Man har snudd helt rundt på flisa i forhold til konvensjonell drift). Frekvensområdet ligger omtrent "midt på treet".

Fullprofilboring medfører ikke som enkelte tror, en kamuflasje av fjellforholdene, en falsk trygghetsfølelse. Fjellet ser sikrere ut fordi det er sikrere.

Det man i dette tilfelle kan sammenligne seg med, er Holtekiltunnelen på andre siden av Fornebu, hvor man i samme geologiske formasjon drev 800 m tunnel konvensjonelt i løpet av 1 1/2 år.

Drammensveien/Drammensbanen ble passert med en minste fjelloverdekning på 2,4 m uten problemer. Dette er et område hvor man ville fått betydelige og kompliserte sikringsarbeider ved konvensjonell drift, og kanskje måttet lage åpen grøft fra dagen. Man kan jo tenke seg hvor lite populært dette ville vært blant trafikantene.

Klager fra naboer i forbindelse med fullprofildriften har det vært lite av. Enkelte har registrert en underlig lyd fra kjelleren, og brannvesenet har i ett tilfelle vært tilkalt for lytting.

Prinsippet for fullprofilboring er kanskje for lite kjent blant beboerne. Noen lurer på når storsalven skal tennes, man har jo boret i lengre tid.

Store deler av Oslo vest kan takke Oslo Kommune fordi man valgte fullprofilboring. Vi vil her benytte anledningen til å takke byggherren og konsulenten for at det var mulig å satse på fullprofilboring og dermed være med på å bygge opp norsk "know-how" på tunnelboring.

BRUK AV DRIFTERE MED BORHULLSDIAMETERE MINDRE ENN 43 mm.

Use of drifters with drilling hole diameters smaller than 43 mm.

Ingeniør Kåre Schjerven, Ingeniør Thor Furuholmen A/S.

SAMMENDRAG

Tall for overfjell, sprengstofforbruk og kostnader til borutstyr utarbeidet etter driving av 3 stk. tunneler i Drammensdistriktet. To av tunnelene er drevet med små hull (35–38 mm ϕ), og tallene for disse sammenlignes med den tredje tunnel som er drevet med store hull (45 mm ϕ). Det konkluderes med at 45 mm kronediameter gir den beste økonomi.

SUMMARY

Use of small diameter holes (35–38 mm) in drifter boring shows a higher drilling-steel-cost than using 45 mm bits. The deviation of the holes are larger with small diameters and this means a higher percent of overbreak.

1. GENERELT

For Drammen kommune og Glitrevannverket A/S har ingeniør Thor Furuholmen A/S drevet 3 stk. tunneler. To av disse er drevet med driftere med lett utstyr, 35–38 mm ϕ kronediam., og den tredje med drifter med tungt utstyr, 45 mm ϕ kronediam. Felles for dem alle er at kranshullene hadde en hullavstand c-c 50 cm, og forsetningen var lik eller mindre enn hullavstanden. Bergartene som tunnelen er drevet gjennom, er noe forskjellige og har nok innflytelse på overfjell og sprengstofforbruk, men likevel kan tallene sies å vise en generell tendens.

2.1. KLOAKKTUNNEL – KOBBERVIKDALEN

Denne tunnel går fra Kobbervikdalen til sjakt i retning Konnerud. Tverrsnitt 16 m², lengde 640 m. Bergarten er Drammensgranitt. Borriggen er selvgående og utstyrt med tre Gardner Denver hydrauliske teleskopbommer. Senterbommen er utstyrt med Gardner Denver PR 123 bormaskin og kjedemater. Denne boret alle hull i kutten, 76 mm ϕ for åpningshullene og 43 mm ϕ for de ladede hull. Sidebommene er utstyrt med Tamroch Corona 300 ES bormask. og KS kjedemater. Disse boret alle strosse- og konturhullene med helstangbor, 35 mm ϕ . Stanglengden var 12'.

Fig. 4.1 viser salveplanen.

2.2. OVERFJELL

Fotografisk tverrprofilering av tunnelen ble utført hver 10 m, og tverrsnittet ble funnet til ca. 20 m² pluss et tillegg for løse masser i sålen på ca. 0.4 m³. Gjennomsnittlig overfjell 4.4 m³/lm, eller 28%. Etter forslag til toleransekrav i standard etter formel, $\frac{80}{\sqrt{F}}$ % vil

drifterstenger. På grunn av tunge bormaskiner og lett borutstyr ble presslufttrykket satt ned fra 6,5 bar til 5 bar, men ble senere satt opp igjen til 6,5 bar. Borsynken var ca. 15–20% større enn med D 93 LAR bormaskin. Vanntrykket var 4,5 bar.

Fig. 4.2 viser salveplanen.

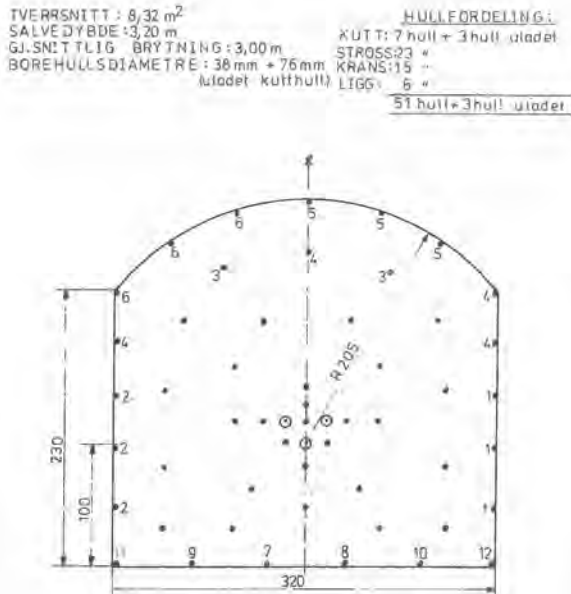


Fig. 4-2. Salveplan. Tunnel Løkkebergvn. — Strøtvedt.

3.2. OVERFJELL

Tverrprofileringen av tunnelen ble utført fra pel 55–79 med 2 m avstand. Borpipene var stort sett synlige i tak- og vegger.

Gjennomsnittlig målt tverrsnitt = 12,00 m².

Teoretisk tverrsnitt = 8,32 m².

Overfjell = 3,68 m³/lm eller 44,3%.

Etter forslag til toleransekrav i standard vil maks. toleransekrav være 28,84%. Den høye overfjellsprosenten kan skyldes den ugunstige lagdelingen i fjellet, unøyaktig ansett og for store stikningsvinkler i tak og vegger. Det siste henger sammen med at lett borutstyr med tung bormaskin og kraftig materkraft har ugunstig progressivt påhugg. Dette medfører mange ganger at borstålretningen avviker fra materens, hvilket gir skjeve hull og unøyaktig stikning.

Overfjellsanalysene er utført av Kontor for fjellsprenngningsteknikk.

3.3. SPRENGSTOFFORBRUK

Det spesifikke sprengstofforbruk var ca. 3,55 kg/m³. Det store hullantall er medvirkende årsak til dette.

3.4. KOSTNADER TIL BORUTSTYR

Utgifter til reservedeler for bormaskiner og rigg = 0,43 kr/bm.

Utgifter til borkroner, stenger, hylser og nakker = 1,78 kr/bm.

Levetiden på kroner var 336 m, derav var 30% nedslitt, 50% brudd og resten mistet eller fastboret.

Levetiden på stenger var 446 m, derav 20% nedslitt, 67% brudd og resten mistet.

4.1. TUNNEL KLOPPTJERN

For å få sammenligning mellom driftere med tungt og lett borutstyr er tunnelen ved Klopptjern tatt med. Boroperatørene i denne tunnel og i tunnel Løkkebergv. var de samme.

Tverrsnitt $9,37 \text{ m}^2$, lengde 1210 m. Bergart: rombeporfyr og basalt.

Borriggen har tre roterende hydrauliske bommer lik de som ble benyttet i tunnel, Løkkebergvn., og er utstyrt på samme måte med G.D. PR 123 bormask. og skruemater, men med tungt borutstyr, 45 mm ϕ krone.

Salvelengde 3.60 m.

Fig. 4.3 viser salveplanen.

TVERRSNITT: $9,33 \text{ m}^2$
 SALVEDYBDE: 3,80 m
 GJ. SNITT LIG. BRYTNING: 3,50 m
 BOREHULDIAMETRE: 45 mm og 3" (ulode: kuthull)
 HULLEORDELING:
 KUTT: 7 hull + 2 hull uladet
 STROSS: 12 *
 KRANS: 12 *
 LIGG: 4 *
 35 hull + 2 hull uladet

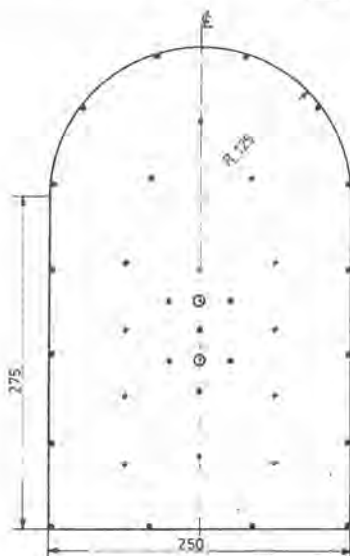


Fig. 4-3. Salveplan. Anlegg Klopptjern.

4.2. OVERFJELL

Ved tverrprofileringen vises stort sett tak- og vegghullene der bergarten var basalt.

Overfjellet var ca. $2,06 \text{ m}^3$ eller 21.3%. Etter forslag til toleransekrav i standard blir overfjellet 28.8%. Sammenlignet med tunnel i Løkkebergvn. med overfjell på 44.3% og tunnel ved Kobbervikdalen med 28%, er dette bemerkelsesverdig lavt, og taler til fordel for bruk av tungt borutstyr.

4.3. SPRENGSTOFFFORBRUK

Det spesifikke sprengstofforbruk var 3.98 kg/fm^3 .

Sammenlignet hadde tunnel Løkkebergvn. 3.55 kg/fm^3 og tunnel Kobbervikdalen 2.34 kg/fm^3 .

4.4. KOSTNADER TIL BORUTSTYR

Utgifter til reservedeler til bormask. og rigg = 0.39 kr/bm .

Utgifter til kroner, stenger, hylser og nakker = 0.84 kr/bm .

5. KONKLUSJON

Det ser ut til at bruk av tunge driftere og lett borutstyr gir økt stålforbruk. Tynne stenger, stor mating gir større muligheter for unøyaktig boring, som igjen forårsaker stor overfjellsprosent, sett i relasjon til tyngre borutstyr. I de tilfeller entreprenøren står fritt, vil tungt borutstyr gi den beste økonomi.

SJAKTDRIVING MED DRIFTERE VED EIDFJORD-ANLEGGENE

Raising with drifters at Eidfjord Hydro-Electric Power Plant.

Sivilingeniør Gunnar Steiro, N.V.E.

SAMMENDRAG

Erfaringer med Alimak Groundhogg fra de første 380 m i den 16 m² store trykksjakt ved Eidfjord-anleggene viser at de forventete resultater m.h.t. bemanning, sikkerhet og borenøyaktighet er oppnådd. Videre antar man at de kraftige geiderne vil være til god hjelp under den kommende rørmontasjen. En har derimot ikke fått øket inndriftene. Driftsikkerheten av riggen er ikke ennå så god som ønskelig.

SUMMARY

Experiences after 380 m raising with the Alimak Groundhogg at Eidfjord hydro-electric power plant show for this 16 m² raise:

On the plus side:

1. Good safe-conditions for the miners.
2. Good conditions for correct boring.
3. Reduction of the crew.

On the minus side:

1. Too much time for repairing.
2. Versus the conventional Alimak raise climber — no increase in the rate of advance.

1. INNLEDNING

Ved Eidfjord-anleggene ble det våren 74 bestemt å gå til innkjøp av Alimak Groundhog, for sjakt driving, fig. 5.1. Målsettingen var følgende:

Redusere mannskapet i sjakta med en mann pr. skift ved våre aktuelle sjakttverrsnitt, fra 9 til 17 m².

Bedre og tryggere arbeidsforhold i sjakta.

Jevnere og nøyaktigere sprengning slik at man sparer betong.

Med den nye og kraftigere geidertype ser man også muligheter for å kunne sløyfe skinnegang i trykksjaktene, og bruke geideren for nedkjøring av rør og betong.

Sannsynlig mulighet for større inndrifter.

Det ble derfor inngått en utviklingskontrakt med Linden-Alimak der Statskraftverkene sammen med Linden-Alimak skulle utvikle et driveopplegg som kunne aksepteres, herunder også levering av evt. ekstrautstyr eller foreta forandringer på heisen. Dersom man ikke kom

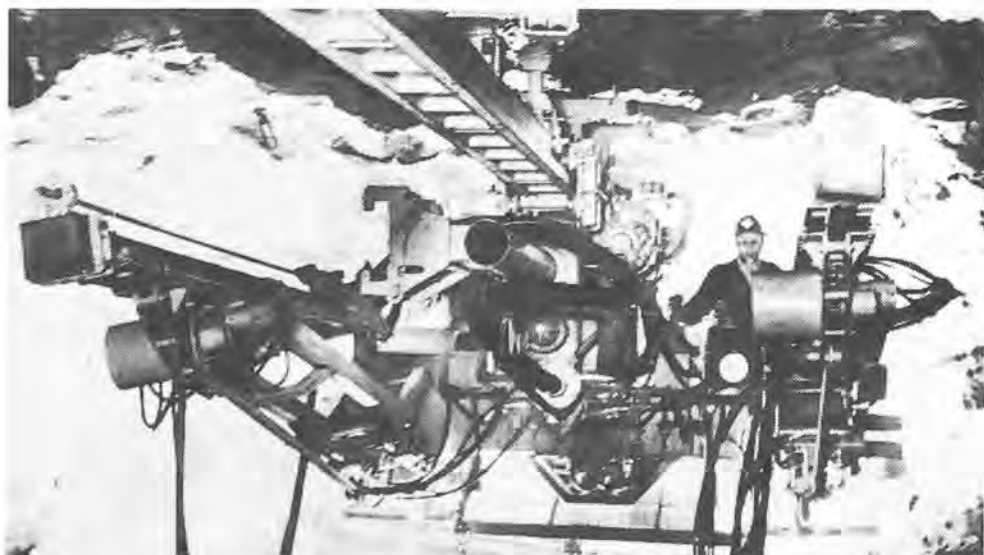


Fig. 5-1.

fram til et akseptabelt driveopplegg, skulle Linden-Alimak, uten vesentlige utgifter for anlegget, demontere drifterne og erstatte disse med en konvensjonell boreplatt slik at man da i fortsettelsen kunne drive sjakta på konvensjonell måte ved knematerboring. De sjaktene som skulle drives med dette utstyret, var: to trykksjakter, profil fra 9 m^2 til 16 m^2 og lengde hver på 860 m, dessuten en svingesjakt med profil 17 m^2 og lengde 590 m.

Alimak Groundhog er beskrevet av bergingeniør Svend Øren i kompendiet fra Fjellsprengningskonferansen 1972.

2. BESKRIVELSE AV OPPLEGGET

2.1 FRAMDRIFT AV HEISEN

Framdriften av heisen er elektrisk. Man strekker med seg en el. kabel. El-motoren driver en hydraulikkpumpe som igjen driver framdriftsaggregatene. Dette har virket godt med følgende unntak: El-kabelen har for liten kapasitet slik at den går varm, man har en varmeutvikling i kabeltrommelen på anslagsvis 20 kW. Dette har resultert i at deler av kabelen har blitt så varm at isolasjonen har smeltet, og kabelen har brutt sammen. Dette er nå avhjulpet ved at man har montert vannavkjøling på kabeltrommelen. Forøvrig virker framdriftsmaskineriet godt.

2.2 GEIDER OG GEIDERFESTE

Heisen veier ca. 7,5 tonn, i motsetning til den konvensjonelle heisen på opptil 2,5 tonn. Av denne grunn er geideren vesentlig kraftigere enn før, og består av et firkantør $20 \times 25 \text{ cm}$ med påsveiste endeplater. Trykklufttilførselen går gjennom firkantørret, vanntilførselen gjennom et rør over dette. Inne i firkantørret ligger et lite rør for skyteledning. Geiderlengden er 1,5 m, vekt 75 kg. Vi legger fram 2 geidere pr. salve, skruer da sammen disse to elementene nede og monterer dem på plass samlet. For dette er heisen utstyrt med en spesiell bom som virker slik:

Man heiser opp og fester i geiderklipen 2 sammenmonterte elementer. Disse henger utsvingt til side for geideren når man kjører opp. Når man er kommet opp til stoff, svinges elementet 90° opp på plass og slippes ned til det butter mot den ferdigmonterte geideren. Deretter skrues endeflensene sammen, og man borer for og monterer festejern og bolter. For fremføring av retningen til stoff har man laserståle som lyser gjennom geiderens trykkluftåpning, som er 10 cm i diameter i flensene. Strålen føres inn i geideren gjennom en luke nede i kurven og kommer ut gjennom en pleksiglassplate i geiderens toppstykke. Man er da sikker på at geideren blir montert riktig, og man får et punkt på stoffen der man måler seg ut til sjaktsenter.

Fordelen med dette er at lazerstrålen går gjennom ren luft inne i geideren uavhengig av røyk og damp i sjakten forøvrig. Ulempen er at dersom geideren blir slått skjev eller siger, så mister man strålen på stoff. Av denne grunn måtte vi legge om igjen en strekning av geideren fordi det er åpenbart store fordeler med å ha lazeren inne i geideren. De øverste geidere er utsatt for å bli slått ut av stilling, og dette medfører heft. På grunn av de store vektene på utstyret forlangte arbeidstilsynet testing av festeboltene og festejernene i den aktuelle fjelltypen vi har i sjakta. Testen viste at kravene til forankring var oppfylt. For å hindre siging av boltene har man prøvd kunstharpikspølser sammen med ekspansjonsboltene uten at dette har gitt avgjørende bedring. Det viser seg imidlertid at man ved å bruke en kraftig muttertrekker, får dratt boltene så godt til at de sitter. Dessuten ettertrekkes boltene en gang pr. uke.

2.3 BORINGEN

For boringen har man to rotabommer med Tampella E 400 boremaskiner og kjedematting.

Vi borer i dag med 1" faste bor, lengde 3,20 m, 35 mm meiselskjær. Utstyret tillater også 3,60 m bor, og dette vil også bli prøvd. Man hadde i starten en del vansker med selve boremaskinen, men dette er nå overvunnet. Bommene hadde fra starten utstyr for automatisk stopp og retur av boremaskinene. Dette har svært lite driftssikkert og ble etter mye plunder demontert. Det er ikke nødvendig med automatikk når hver mann bare har en maskin å passe.

Rotabommene får all sin tilførsel av vann, trykkluft og hydraulikkolje gjennom akseltappen som bommen er opplagret i. Dette gjør at bommene kan kjøres rundt uten fare for at slanger etc. snurres opp. Dette er en stor fordel under boringen. Men denne svivelen er også et svakt punkt der oljelekkasje kan oppstå, og vi har måttet skifte svivel for begge bommene. Dessuten er nå igjen oppstått oljelekkasje.

Man har 3 forskjellige bevegelser av bommene: Rotasjon, parallell ut/inn-bevegelse og vinkelforandring fra rotasjonsaksen. I tillegg har man ekstention opptil 85 cm. Denne var fra starten ikke tilfredsstillende og er nå ombygget slik at man har direkte virkende hydraulikksylinder. Når rotasjonsaksen for bommen er parallell med senterlinje sjakt, skjønner man at denne bomtype er ideell for boring av parallellhullskutt i sirkulære tverrsnitt. Man har da også oppnådd en meget jevn og nøyaktig sprengning som gjør at betongmengden for innstøping av trykksjaktør kan begrenses til et minimum.

Imidlertid har man hatt store vansker med hydraulikksystemet for bommene. Man har en elektrisk drevet pumpe for hver bom for boringen, samt en luftdrevne til bruk under lading når strømmen er slått av. Den el.drevne pumpen hadde for liten kapasitet slik at man måtte bruke den luftdrevne samtidig. Dette gjorde at oljen ble varm, og pumper og ventiler

røk. Man har nå fått øket kapasiteten på den el.drevne pumpen slik at systemet virker. Imidlertid er systemet sårbart, og driftssikkerheten er vesentlig mindre enn ved vanlig drifterboring på flat såle. For hindring av tåke på stuff, brukes en el. varmevifte på 5 kW og med viftekapasitet 2500 m³/time.

2.4 LADING, RENSK, GEIDERMONTASJE

Bommene må naturligvis under boringen ha fri bevegelsesmulighet i hele sin lengde fram til stuff. For lading, rensk og geidermontasje må man derfor ha en demonterbar platt som fjernes under boring. Den legges da ned på underplaten. For transport av denne platten har man en hydraulvinsj med wire og blokk-feste framme på geiderbommen.

Platten festes med låseanordning til borets midtstød. Den kan kjøres opp/ned i profilet ved at bommene heves/senkes, og kan kjøres frem/tilbake ved at boremaskinen eller ekstention kjøres. Fra starten måtte platten manøvreres fra boreplassen. Man fikk senere montert et kjørepanel som taes med fram på platten slik at manøvreringen kan foregå derfra. Platten er utstyrt med rekkverk bak. Adkomsten til platten foregår ved stigetrinn langs borebommene, og denne faringen er så risikabel at man har måttet påby bruk av sikkerhetsblokk. Også under arbeide framme på platten må man bruke sikkerhetsblokk. Heisen og driveopplegget er godkjent av arbeidstilsynet, som også har vært med på utformingen av rutiner og instruksjoner for driveopplegget.

3. RESULTATER I FORHOLD TIL MÅLSETTING:

Redusere mannskapet med 1 mann pr. skift er oppnådd.

Bedre og tryggere arbeidsforhold i sjakta er oppnådd, driverne foretrekker opplegget i forhold til knematerdrift, og særlig borefasen er vesentlig forbedret.

Nøyaktigere sprengning er oppnådd.

Det er utarbeidet et opplegg for å kunne transportere turbinrør og betong ved hjelp av geideren, men det er naturlig nok ikke prøvd i praksis.

Muligheten for større inndrifter er ikke oppnådd hittil. Fra påske og til nå har vi utenom ferier 28 uker. Av disse har vi hatt 9 uker med total driftsstans. På de resterende 19 uker er drevet totalt 300 m, eller 15,8 m pr. uke i gjennomsnitt. Beste resultat har vært 26 m på en uke. Vi har 14 driveskift pr. uke og ett serviceskift, for service på heisen, ukerensk og ettertrekking av geiderbolter.

1. skift starter med boring:

1. Faring opp	25 min.	
2. Boring, lading, skyting	280 »	
3. Faring ned	20 »	
4. Matpause	30 »	
5. Ventilasjonspause	30 »	
6. Klargjøring neste skift	95 »	reservetid ca. 1 time
	<u>480 min.</u>	

2. skift starter med rensk:

1. Faring opp	25 min.
2. Renske	70 »
3. Montasje geider	95 »
4. Faring ned	20 »
5. Matpause	15 »
6. Klargjøring for boring	15 »
	240 min.

På 1 1/2 skift har man altså tatt en salve som bryter på 2,55 m. På en uke kan man da oppnå 9–10 salver, eller 24 m. Vanligvis må en regne med noe stopp og plunder, og man får da i praksis 7–8 salver eller ca. 19 m pr. uke. Dette er da regnet ut fra den sjaktlengden vi har i dag, ca. 380 m. Ettersom sjaktlengden og dermed faringstiden øker, vil man gå over til 3,60 m borlengde, og inndriften vil da kunne holdes på omtrent dette nivå.

4. KONKLUSJON

Etter den målsetting vi hadde, så må man si at deler av denne er oppnådd. Men vesentlige deler, som driftssikkerhet og inndrifter er ikke oppnådd. Man vurderer derfor om man ikke bør gå tilbake til konvensjonell drivemåte igjen.

NYERE ERFARINGER MED ANFO I TUNNELLER

Experiences with ANFO in tunnels

Sivilingeniør Kjell Boye

Vegdirektoratet/Kontor for Fjellsprenningsteknikk

SAMMENDRAG

Statens Vegvesen har i dag to borerigger med ladeutrustning for ANFO. Det blir gjort rede for opplegg av ladeutstyret på rigg og hvordan ladearbeidet utføres. Det er gjort gass- og røykmålinger som belyser arbeidsmiljøet. Tidsforbruket for ladearbeidet er redusert. Ved bruk av ANOLIT som hovedsprengstoff er det oppnådd 24% reduksjon i sprengstoffomkostningene.

SUMMARY

The Norwegian Road Department disposes to day two pneumatic ANFO-loaders mounted on drill-jumbos.

It's here given a discription of the equipment and how the loading is practised in tunnel-blasting.

It's proved that use of ANFO-loader is less timeconsuming than the loading procedure with conventional cartridges of dynamite or similar explosives.

The costs in relation to these types of explosives are reduced with 24% when using ANFO produced at the explosive factory.

Results from gas and smoke control show acceptable values.

1. INNLEDNING

I 1972 utredet Kontor for teknisk rasjonalisering, Vegdirektoratet, muligheten for bruk av ANFO i Statens Vegvesens anleggsdrift. Utredningen konkluderte med at det teknisk sett var mulig å erstatte en vesentlig del av Dynamit/Glynit-forbruket med ANFO. Ved siden av en reduksjon i sprengstoffomkostningene la man også vekt på ANFO-ens større håndteringssikkerhet og mindre giftighet.

Innføring av ANFO har i første rekke vært konsentrert om pallsprengning. Årlig sprenges det anslagsvis 5 mill. m³ fjell i Vegvesenets regi spredt på en rekke mindre anlegg.

Det drives årlig ca. 16 km tunnel. Vinteren 1972-73 ble det drevet en ca. 100 m vegtunnel ved Sauda med ANFO som hovedsprengstoff. Høsten 1973 ble det også brukt ved utstrossing av jernbanetunneler på Sulitjelmavegen.

På grunnlag av erfaringer fra disse anleggene monterte man våren 1974 ladeutrustning på en 4-boms borerigg ved veganlegget Overå-Linge i Møre og Romsdal. Med ANFO som hovedsprengstoff drev man her de siste 1200 meter av en 1,6 km lang vegtunnel. Rigger er nå i drift ved Oppskredfonna tunnel mellom Eidsdal og Geiranger.

I sommer ble tilsvarende ladeutrustning bygd opp på en rigg i Sogn og Fjordane, som nå er i drift ved Finnås tunnel, Årdalstangen.

Opplegg av ladeutrustning på rigg og opplæring av stuffmannskapene i bruk av utstyret er gjort i samarbeid mellom Kontor for fjellsprenningsteknikk og Vegdirektoratet. Dyno A/S ved Forsknings- og Utviklingsavdelingen har yttet verdifull hjelp blant annet ved tidsstudier av ladearbeidet samt gass- og røykmålinger.

Som ANFO-sprengstoff har vegvesenet brukt ferdigblandet Anolit fra Dyno.

2. LADEUTRUSTNING

2.1 GENERELT

I tunnel er man naturligvis avhengig av ladeutrustning for å kunne anvende et bulksprengstoff. Det er viktig at ladeutstyret er tilpasset arbeidsrutine og bemanning på stuff, slik at ladearbeidet kan utføres hurtig og rasjonelt.

Tidsstudier som er gjort ved Lingeanlegget, viser at det er raskere å lade et hull med ANFO enn med patronert sprengstoff. I gjennomsnitt tok det her 65 sekund å lade et 3,9 meter langt 45 mm hull med ANFO og ladeslange mot 80 sekund med konvensjonelt sprengstoff.

2.2 OPPLEGG PÅ RIGG

Fig. 6.1 viser riggen i Årdalstangen med ladeapparat. Det er en 5-boms Atlasrigg med ladekurv. Den er utstyrt med 14' stenger og 45 mm borkroner. Tanken på ladeapparatet tar ca. 300 kg sprengstoff, dvs. at etterfylling under lading er ikke nødvendig.



Fig. 6-1. Rigg med ladeutstyr.

Apparatet har to separate uttak, og sprengstoffslange med tilhørende fjernstyringslange er ført bakover på begge sider av riggen.

Uttaket på sprengstoffslangen for lading fra sålen er montert ved høyre bomfeste. Fjernstyringslangen med ventil er kveilet opp på et stativ. Ved lading kobles ladeslangen på sprengstoffuttaket, og fjernstyringsventilen legges frem til stuff.

Sprengstoffslangen opp til ladekurven er ført på oversiden av ladekurvens bom og

avsluttet før første forlengerledd. Ladeslangen kobles på når ladekurven skal brukes. Fig. 6.2 viser ladekurven.

Et rør på siden av ladekurven brukes som feste for ladeslangen når denne ikke er i bruk, eks. under kobling eller lading av rør i kransen.

Fjernstyringsslangen er ført videre opp i ladekurven, og fjernstyringsventilen er fast montert inne i ladekurven.



Fig. 6-2. Ladekurv.

2.3 LADEARBEIDET

Ladearbeidet kan organiseres slik: Når 2 mann lader sammen, gjør basen klar tennpatronen, som er en 35x400 Dyn og legger den i borhullet. Den andre fører tennpatronen i bunnen av borhullet med ladeslangen, åpner for sprengstoff med fjernstyringsventilen som han holder med venstre hånd, og trekker ut slangen etter hvert som sprengstoffet fyller borhullet. På ladeslangen er det festet et merke som viser når hullet er ferdig ladet. I mellomtiden har basen koblet og gjort klar en ny tennpatron.

Når det er *en* mann på ladearbeidet, kan det være en fordel at han legger klar noen tennpatroner i borhullene, slik at han kan lade sammenhengende.

En vesentlig årsak til at stofffolkene har lite imot å bruke ANFO når de er blitt vant med det, ja til og med ikke ønsker å bruke noe annet, er at ladearbeidet er langt mindre anstrengende enn ved patronert sprengstoff og ladekjepp.

2.4 VANN

Som alle kjenner til, er vann ANFO-ens fiende nr. 1. I praksis viser det seg ikke å gi særlige problemer. Dersom ANFO vaskes ut av enkelte hull, hull kan disse lades om igjen til slutt og fortrinnsvis med patronisert sprengstoff. Men det er klart at hvis det er virkelig vannlekkasje på stuff, må hele salven lades med konvensjonelt sprengstoff.

3. GASS OG RØYK

3.1 RØYK

Ved bruk av ANFO øker gass- og røykmengden i skytegassene. ANFO utvikler i seg selv ca. 15% mere gass enn de vanlige NG-sprengstoffer.

Etter målinger gjort på Linge-anlegget, økte røykmengden til ca. det dobbelte, noe som reduserte sikten i gassproppen vesentlig i forhold til ved konvensjonelt sprengstoff. Men ifølge anleggsledelse og tunnelmannskap skapte den dårlige sikten ikke vesentlige vanskeligheter for utlastingen.

En del av økningen i gass- og røykmengde skyldes økning i sprengstofforbruket, som er nærmere omtalt i 4.2.

3.2 SKYTEGASSER

Måling av skytegassene ved Linge-anlegget ga følgende resultater:

Dyn/Glyn	CO	310 ppm	(50)
	NO + NO ₂	75 »	(12,5–17,5)
	NO ₂	35 »	(5)
ANOLIT/Dyn	CO	205 ppm	
	NO + NO ₂	105 »	
	NO ₂	90 »	

Tall i () angir yrkeshygienisk grenseverdi for de respektive gasser. For NO₂ er verdien også takverdi (CV).

Målingene er gjort ca. 200 meter fra stuff og ca. 10 min. etter skyting. Salvene som er målt, er vekselvis ladet med konvensjonelt sprengstoff og med Anolit.

Målingene påviser forskjell i gassammensetningen og gassmengde i skytegassene. Skytegassene fra ANFO-salvene inneholder mindre CO, men mere NO og NO₂ (nitrose) enn Dynamit/Glynit-salvene. Man ser at uansett sprengstofftype er gasskonsentrasjonene svært høye.

3.3 GASSMÅLING VED STUFF

Av større yrkeshygienisk betydning er forholdene inne på stuff, idet det er her folk oppholder seg og arbeider. Gassmålingene på Linge-anlegget ga her disse resultatene:

		Før opplasting	Under opplasting
Dyn/Glyn	CO	60 ppm	95 ppm
	NO + NO ₂	10 »	30 »
	NO ₂	0 »	2 »

ANOLIT/Dyn	CO	20 ppm	45 ppm
	NO + NO ₂	8 »	25 »
	NO ₂	0 »	2 »

Tabellen viser målte gasser på stoff før opplasting, dvs. ca. 1/2 time etter at salven er skutt.

I likhet med målingene fra gassproppen er CO mindre med ANFO, men nitrosen er praktisk talt lik og på et akseptabelt nivå.

Gassmålingene fra stoff under opplasting viser omtrent den samme innbyrdes fordeling av gassene som før opplasting, men gasskonsentrasjonen har økt. Hvor stor del av økningen som skyldes dieseldrevet lastemaskin og dumpere, og hvor meget er frigjorte sprenggasser fra røysa, er vanskelig å si.

Etter disse gassmålingene synes ikke arbeidsmiljøet på stoff å være dårligere ved bruk av ANFO som hovedsprengstoff. Stoffolkene selv mener det er bedre, dvs. de er mindre utsatt for hodepine og kvalme under rensk fra røysa. Dette kan skyldes at det er en tendens til mindre CO etter ANFO-salve, men kan også ha sin årsak i mindre sprengoljedamp i røysa.

4 ØKONOMI

4.1 GENERELT

Sprengstoffpriser pr. 1/10-75:

(partier over 1000 kg ekskl. moms)

Dynamit	kr. 6,10 pr. kg
Glynit	kr. 5,20 pr. kg
Anolit	kr. 1,90 pr. kg + frakt
Ammoniumnitrat (prills)	kr. 1,00 pr. kg + frakt og bland.omk.

Som det fremgår, er prisforskjellen mellom NG-sprengstoffer og ANFO stor.

Som tillegg til ANOLIT-prisen kommer frakt. Frakten til Årdalstangen er på ca. 16 øre pr. kg, dvs. at total pris pr. kg blir kr. 2,06.

Ved selvblending kommer frakt og blandeomkostninger i tillegg til kiloprisen. Blandeutgiftene er avhengig av kvantum og hvorledes blandingen legges opp. Da vegvesenet foreløpig har liten erfaring med selvblending, har jeg ikke antydnet omkostningene for dette.

4.2 SPRENGSTOFFORBRUK

Ved overgang til ANFO vil man som regel se at sprengstofforbruket øker. Økningen har sin årsak i at ANFO er et bulksprengstoff og således fyller ut hele borhullsvolumet. Uten tilsetningsstoffer kan ikke ladningsmengde pr. bormeter endres.

I et 45 mm borhull vil ANFO ladet med ladeapparat gi en ladningsmengde på ca. 1,6 kg/bm.

Med patronert sprengstoff kan ladningsmengden pr. bm endres med graden av pakking med ladekjepp. Løs pakking av 35 mm patroner i et 45 mm borhull gir med Dynamit ca. 1,35 kg/bm, med Glynit ca. 1,0 kg/bm. Dersom ladekjeppen brukes for hver 3. patron, blir ladningsmengden henholdsvis ca. 1,6 kg/bm og ca. 1,2 kg/bm.

Fig. 6-3 viser sprengstoffforbruket for en salve i Årdalstangen.

Tunneltverrsnittet er 46 m^2 , innboret 3,90, bryting ca. 3,60.

Til venstre er salven ladet med konvensjonelt sprengstoff, til høyre med Anolit som hovedsprengstoff.

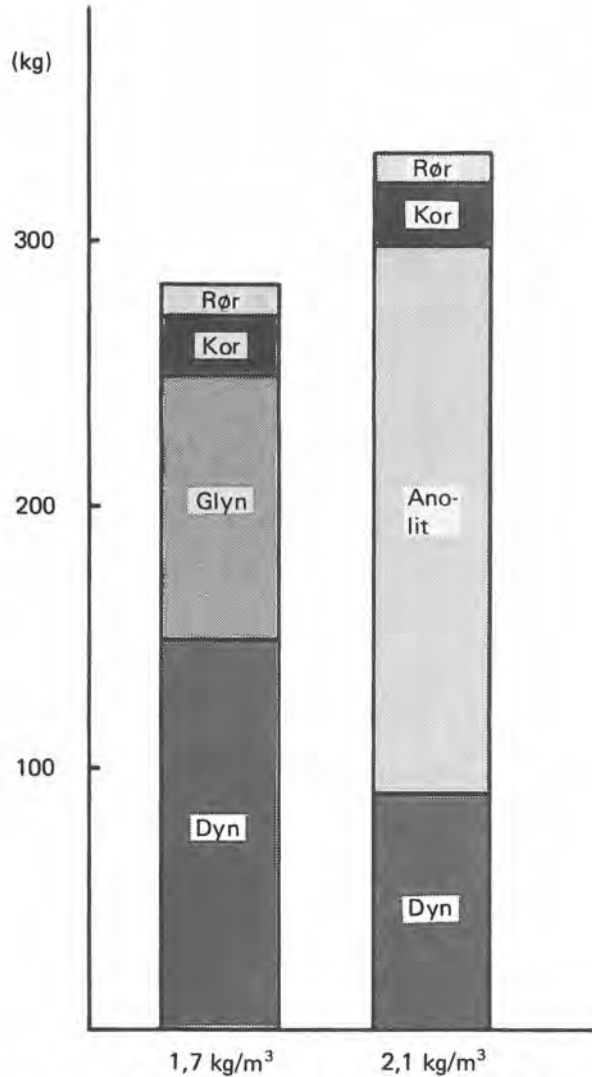


Fig. 6-3. Sprengstoffforbruk Årdalstangen 46 m^2 , innboret 3,9 m, inndrift 3,6 m, 45 mm krone.

Som tidligere nevnt brukes en 35x400 Dynamit som tennpatron i de hull som lades med Anolit. Av annet sprengstoff bruker man 17 mm rør i hengen, Koronit i grovhullskutten og Dynamit i liggen. Økningen i sprengstofforbruket ved ANFO-salvene er her ca. 22%, dvs. fra 1,7 kg/m³ ved konvensjonelt sprengstoff til 2,1 kg/m³ ved ANFO.

4.3 SPRENGSTOFFOMKOSTNINGER

Til tross for økningen i sprengstofforbruket er sprengstoffomkostningene redusert med ca. 24%, eller med ca. kr. 515 pr. salve. For tunnelprisen utgjør dette kr. 144 pr. lm, eller ca. kr. 180.000 pr. år, basert på 350 salver pr. år. Investeringen i ladeapparat og oppbygging på riggen kostet ca. kr. 40.000.

5. AVSLUTNING

For øyeblikket er det altså to rigger i Statens Vegvesen som er utstyrt med ladeutrustning for ANFO. I løpet av vinteren vil tilsvarende utstyr bli montert på to andre rigger, en i Hordaland og en i Nordland fylke.

I løpet av vinteren vil det også bli satt igang selvblending av ANFO ved ett av anleggene, og dersom erfaringene herfra blir positive, er det trolig at også andre anlegg vil gjøre det samme.

Litteraturhenvisninger

VEGDIREKTORATET

Kontor for teknisk rasjonalisering, rapport nr. 163 1975.

Bruk av ANFO i tunnelsprengning ved Overå—Linge anlegget, Møre og Romsdal.

NY TEKNOLOGI FOR SPRENGNING PÅ HAVBUNNEN

Blasting on the seabed

Ass. direktør Ludvig Baumann. Dyno Industrier A/S

SAMMENDRAG

Oppsummering av kjente sprengningsmetoder og videreutvikling av ny teknologi. Som oppdrag for en større gruppering av oljeselskaper har Dyno Industrier A/S i samarbeid med NOTEBY i 1975 utført en studie i forbindelse med en mulig ilandføring av olje-gass til vestkysten av Norge. Alternative løsninger med grøfter, planering ved oppfylling og bruk av tunnel ble studert. Dette innlegg omhandler en kort oppsummering av sprengningsteknikken for grøfter. Det naturlige utgangspunkt var kartlegging av kjent teknikk med dens begrensninger. Arbeidet ble inndelt i kjent teknikk, nyere metoder og forslag til utvikling av metoder.

SUMMARY

The author gives a review of known methods for sub water rock blasting. In the future it is necessary to develop new methods for drilling, blasting and excavating on large depths.

1. KJENT TEKNIKK

BORING PÅ DYP NED TIL 35 m

Den tradisjonelle metode er boring, ladning—sprengning. Sprengningsteknikken er tilpasset de spesielle forhold under vann, men er i grunnprinsippet lik den man har på land.

1.1. BORINGSMETODER

Kjente metoder for boring er:

- a) Rigg som går på bunn.
- b) Lekter med boremaskiner.
- c) Oppjekkbar plattform.

Man kan kort kommentere disse metoder. Den belte- eller hjulgående rigg er fleksibel, krever liten tilrigning, men har dårlig utnyttelsesgrad i småkupert, ujevnt terreng. Man har full dykkerinnsats med kjøring av riggen.

Boring fra lekter benyttes i stor grad til undervannsarbeider. Boringen foregår ofte gjennom foringsrør både for stabilisering av lange borstenger og for boring gjennom løsmasser. På større dyp kan det være nødvendig med dykkerhjelp for nøyaktig ansett av borehullene. Bruk av lekter krever et minimumsdyp for manøvrering, og på grunt vann må

andre metoder benyttes. I urolig sjø blir effektiviteten sterkt nedsatt, og metoden egner seg dårlig for arbeider i åpent hav eller i brenningssonen nær land. Den oppjekkbare plattform står fast forankret på havbunnen og kan tåle relativt hardt vær. Den kan arbeide like inn under land og på skrånende terreng. De her nevnte boringsmetoder egner seg for dyp ned til 35 m.

1.2 BORING PÅ STØRRE DYP ENN 35 m

Boring av sprenghull fra "Drillship" kan i prinsippet benyttes for større dyp. "Drillship" er imidlertid beregnet for boring av få, men meget dype hull. Det tar tid å få påhugg for boring, og produksjonen av sprengningshull blir derfor kostbar. Det er for offshorevirksomhet utviklet undervannsfartøyer som kan utrustes med boreutstyr med en maskin. Kapasitet sammenholdt med investeringer gjør at disse enheter for sprengningsoppgaver i større målestokk er mindre aktuelle.

1.3 LADNING OG KOBLING AV BOREHULL

Metodene er kjente og vil ikke detaljbehandles i dette innlegg. Sprengstofforbruket pr. m^3 bør være høyt idet en god fragmentering og mulig utkast vil ha stor økonomisk betydning for utlastning. 4–5 kg sprengstoff pr. m^3 kan være normalt forutsatt at salvestørrelse tilpasses med hensyn til det omliggende miljø. Initieringen skjer med bruk av detonerende lunte, alternativt på mindre dyp med elektriske tennere. Japanerne har et trådløst avfyringssystem, "Sono Blasting System", hvor avfyringen skjer gjennom kodete akustiske signaler fra overflatefartøyet. Systemet er begrenset til 100 m dyp. Det faller kostbart i bruk.

2. NYE METODER

2.1 SPRENGNINGSMETODEN "SURFACE BLASTING"

En metode som etterhvert har utviklet seg for sprengning under vann, er "surface blasting" eller sprengning med rettede ladninger. Dette er en konkurrerende metode til boring og sprengning. Den gjør ikke bruk av borehull og kan utføres med minimalt utstyr.

2.2 LADNING, SPRENGSTOFF OG VIRKEMÅTE

Ladningen består av en kanne med en metallkon som deler kannen i et rom fylt med sprengstoff og et luftfylt og vanntett rom, fig. 7.1. For å oppnå tilstrekkelig vekt og for å kunne stå stabilt, støpes en betongkloss om kannens nedre del. Konens veggtykkelse, dens material, åpningsvinkel og plassering i kannen danner viktige parametere for sprengningsresultatet. Sprengstoffmengden i en ladning er ca. 10 kg. Sprengstoffet har en høy detonasjonshastighet, over 6.000 m/sek. Det anvendes for det meste flytende to-komponent-sprengstoffer, som blandes sammen like før ladning og bruk av kannene. Før sammenblanding er komponentene ikke eksplosive. Lagring og transport av disse er ikke underlagt regler for eksplosiver. Etter sammenblanding får man et sprengstoff med høy detonasjonshastighet, men begrenset levetid.

Ved siden av disse flytende sprengstoffer benytter man militære faste sprengstoffer.

En rettet ladning virker etter "Monroe"-prinsippet ved å rette inn og konsentrere detonasjonskraften i en bestemt retning. Omtrent 1/3 av materialet i konen går ut som en jetstråle med en hastighet av 10.000–12.000 m/sek., og gir et spisstrykk på 1–2 mill. atm.

Avfyres en enkelt ladning mot fjell, vil det synlige resultat kunne bli et lite hull som forsvinner ned i fjellet uten særlig tegn til oppsprekking. Dette ble bekreftet ved forsøkssprengninger som Dyno foretok med enkeltladninger skutt mot gneis i Oslofjorden. Først ved plassering av flere ladninger i en innbyrdes avstand på 1 til 1,5 m og med samtidig initiering oppnås en sterk radial oppsprekking mellom ladningene. Nedtrengningsevnen er avhengig av fjellsort og lagdeling. I granitt har man oppnådd sprengningsresultater rundt 1 til 1,5 m dybde, mens man på den annen side har hatt nedtrengning på 8 m i korallrev. I basalt er nevnt oppspregning av 1,5 m³ fjell pr. ladning. Hvis man ikke oppnår tilstrekkelig dybde ved en sprengning, må løsmassene fjernes, og ny sprengning foretas. En gjentatt sprengning blir meget dyr. Dyno har utført forsøk med rettede ladninger i en masse av sand og grus dekket av 5–10 cm korallag. Massene ble sprengt ut ned til 2,5 m grøftdybde.

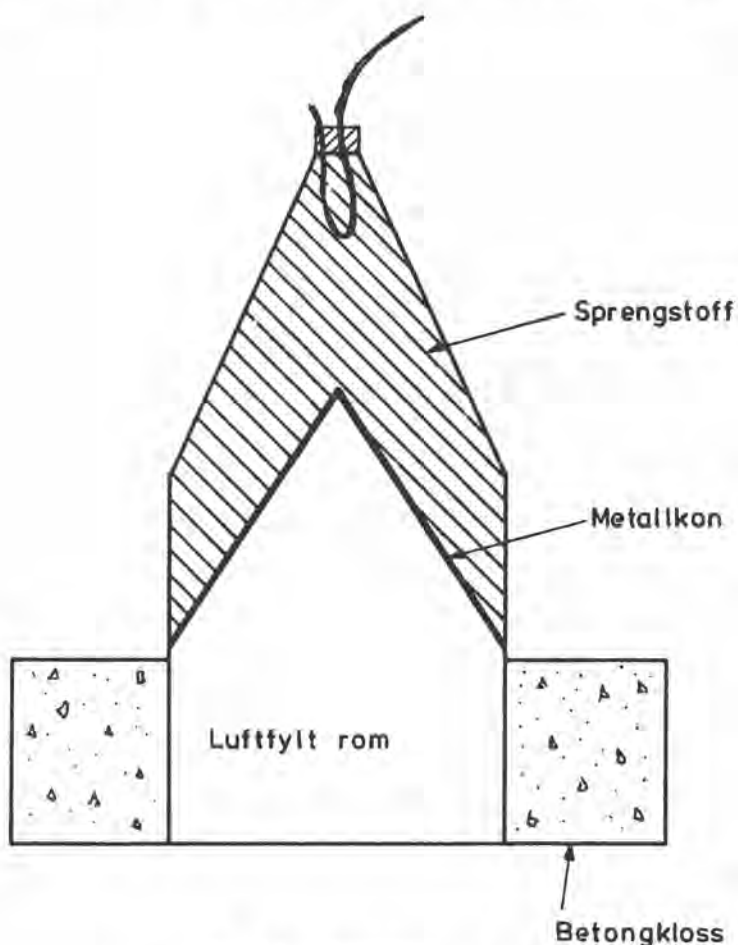


Fig. 7-1. Snitt av rettet ladning.

2.3 UTLASTNING MED SPRENGSTOFF

Rør fylt med et gassrikt sprengstoff med lav detonasjonshastighet kan benyttes til utlastning av masser. Ved å plassere disse ladninger, bangalores, i rader med ca. 1 m mellomrom oppå den oppsprengte masse, presses massene ut av grøften vesentlig fra gasstrykket under sprengningen. Sprengstoffmengden har for et arbeide vært ca. 10 kg for 2 m³ basalt. Man har liten erfaring med dette system på større dyp.

2.4 MILJØFORHOLD

Ved detonasjon av en rettet ladning overføres detonasjonstrykket direkte fra ladning til vann. Til sammenligning har man ved detonasjon av en ladning i et borehull fjell som mellomliggende medium. Man har, så vidt kjent, ikke utført målinger for sammenligning av detonasjonssjokket fra fritthengende, runde ladninger i vann og rettede ladninger på havbunnen. Kjente kurver for sikkerhetsavstander for bl.a. fisk er satt opp for fritthengende ladning.

Imidlertid vil all fisk i nærheten av sprengningsstedet drepes. Varselskudd kan skremme bort fisk, og det er under utvikling andre metoder med kjemiske midler og avfyring med airgun. Ved omfattende anleggsarbeider vil aktiviteten på sprengningsstedet skremme bort fisken.

Sprengningsmetoden med rettede ladninger har vært anvendt rundt omkring i verden i snart 20 år uten at fiskehensyn har vært til hinder.

2.5 PRAKTISK ANVENDELSE

En forutsetning for effektiv bruk av rettede ladninger er at havbunnen er relativt jevn og uten større overdekning med løsmasser. Ladningene må stå godt an mot overflaten. Ved overdekning med løsmasser kan man spyle med trykkvann under kannene slik at disse setter seg mot fjellet. Løsmasser mindre enn 35 cm behøver vanligvis ikke fjernes. Bruk av rettede ladninger har særlig vært brukt på steder hvor det har vært vanskelig å benytte boring. Det har vært på grunt vann på værharde steder, og på dyp hvor boring ikke kan benyttes. Det største kjente dyp for grøftesprengninger (Mexico Gulfen) er 105 m. På grunt vann kan ladningene plasseres enkeltvis på bunn av dykkere. Ved bruk av sleder hvor ladningene er satt i riktig mønster og som trekkes ut på sprengningsstedet, kan man arbeide meget hurtig. På større dyp plasseres ladningene på havbunn fra lekter. Ladningen kan plasseres i store stållammer som i kran svinges overbord og senkes. Nær bunn frigjøres ladningene fra rammen ved en mekanisme. Ca. 60 ladninger kan være plassert i en slik ramme med en ladningsmengde på ca. 600 kg fordelt på en lengde av ca. 18 m. Kapasiteten er avhengig av vanddybden, men eksempelvis angis avfyring av en ramme med ladninger pr. time. Som eksempel på utført arbeid ble det utenfor Iran i løpet av 25 dager sprengt opp og utlastet med dragline 900 m grøft med dimensjoner bredde 12 m og dyp 3–4 m eller 36 m pr. dag. Utenfor Mexico ble det sprengt opp 700 m grøft i dimensjoner 2 x 2 m i løpet av 4 dager. Nærmere opplysninger om fjellsort og vanddyp er ikke gitt. Metoden med rettede ladninger krever lang erfaring for effektiv bruk. Selve ladningene markedsføres i forbindelse med entrepriser på utførelsen av sprengningsoperasjonene.

3. METODER UNDER UTVIKLING

BORING OG LADNING PÅ DYPT VANN VED NYE PROSJEKTERTE METODER

For offshorearbeider kan det bli nødvendig å sprengne på dyp hvor man i dag står uten erfaring. De vanskeligheter man står overfor, er dårlig sikt, mulig ujevn bunn og begrenset dykkerinnsats for utførelse av arbeider. Utviklingen av hydraulisk utstyr har øket mulighetene for å utføre arbeidet direkte på havbunnen og på større dyp. Krafttilførselen kan skje gjennom elektriske kabler fra et moderfartøy, mens motorer og pumper kan være plassert på en rigg på havbunnen. Vanskelighetene vil ligge i mulighetene for fjernstyring av operasjonene. Dyno har i konseptform fremmet en løsning med en arbeidsplattform hvorfra det kan utføres forskjellige arbeidsoperasjoner innenfor et fast koordinatsystem knyttet til plattformen. Plattformens ramme er flottørtanker som kan trimmes ved fylling med vann. Den slepes ut til arbeidsstedet, senkes ned og innrettes automatisk i horisontal stilling og i posisjon til sprengningsstedet.

Innenfor rammens åpne arbeidsfelt vil alle bevegelser være knyttet til plattformens koordinater som igjen er fastlagt til utlagte punkter på sprengningsstedet. Arbeidene kan dermed datastyres.

På det boringstekniske felt har Dyno samarbeidet med Atlas Copco som kunne bygge på erfaringer med "power-packs" fra utviklingen av kjerneboringsaggregatet "Maricor". For boring og ladning er arbeidsplattformen prosjektert med en borevogn med hydrauliske borehammere, magasiner for foringsrør og aggregater for ladning av de ferdigborede hull. Ved bruk av eksenterbor kan man benytte foringsrør, og således er det mulig også å sprengne i hardt pakkelede morenemasser. For utlastning av masser vil plattformen kunne danne ramme og føringer for en vogn med f.eks. en gravemaskin, dragline eller gravehjul, fig. 7.2.

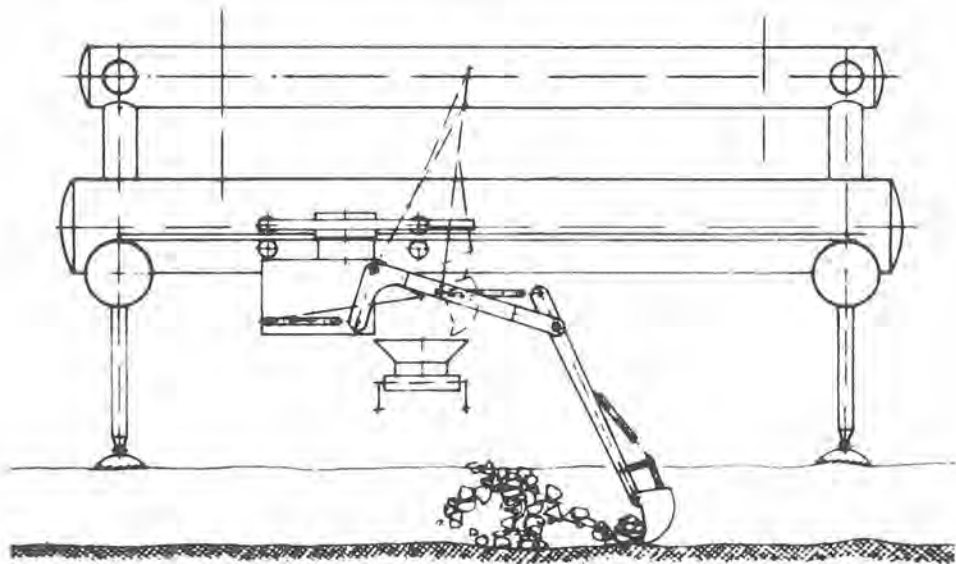


Fig. 7-2. Prosjektert plattform med graveutstyr.

Det bemerkes at de her nevnte "konsepter" for boring, ladning og utlastning er mulige utviklingsprosjekter. De ligger i dag kanskje på kanten av det vi betegner "science fiction".

KILDER:

Jet Research Center, Arlington, USA

Explo Ridgeway, Paris

Rock Fall, Glasgow

Atlas Copco AB, Stockholm

NYERE ERFARINGER FRA SVARTEVANNSANLEGGET

New experiences from construction of the dam at Svartevann.

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

SAMMENDRAG

Etter å ha sprengt, lastet ut og transportert 8,5 mill. m³ fjell i løpet av tre sesonger er det tydelig at innsats av tungt utstyr gir den beste økonomi. Kombinasjonen hjullastere og gravemaskiner har vist seg ideell. Gravemaskinene laster overgangsstein, rensker såle og brukes til vanskelige partier mot stoffen. Det vises til innleggene om Svartevannsdammen på fjellsprengningskonferansen 1974.

SUMMARY

After having blasted, loaded and transported 8,5 mill. m³ of rock during three seasons it is obvious that heavy equipment gives the most economic results. The combination of wheeled loaders and excavators works well. The excavators are mainly used for loading good fragmented rock, for cleaning the quarry-floor and for loading near the working face when the conditions are especially difficult.

1. INNLEDNING

A/F. Selmer/Høyer-Ellefsen innledet fyllingsarbeidene på Svartevannsanlegget sommeren 1973. Maskinparken er delvis utnyttet til andre arbeidsoppgaver i vintersesongene.

I løpet av de siste 28 måneder har gruppen flyttet ca. 8,5 mill. m³. 80% av dette er sprengningsmasser. Det øvrige er forskjellige typer jord og grus.

SVARTEVANNSDAMMEN ble omtalt under Fjellsprengningskonferansen 1974. Generelle opplysninger om anlegget vil fremgå av kapittel 11.1 — 1974.

Fyllingsarbeidene for 1975-sesongen avsluttes 14. november. Dammen har nådd et volum på 4.200.000 m³ og en høyde på ca. 100 meter. Det gjenstår 30 meter og 500.000 m³ til siste sesong.

I begynnelsen av oktober ble skallukene satt, og derved er oppdemningsperioden, som vil ta ca. 3 år, innledet.

I det følgende vil vi referere erfaringer fra driftssesongen -75.

2.0 BORING

Det vesentligste er boret med Tamrock-Zoomtrak og Joy Mustang. Dette utstyret har vært supplert med ROC 701, Halco 625 og Gardner Denver HOC.

Til den meget vanskelige boringen for injeksjonshull er det benyttet "Supergeita" fra Reiersdal Mek. Verksted.

Langtidskapasitetene er registrert slik:

Borvogn	Maskin	Hull	M. pr. maskintime	Anmerkninger
Joy				
Mustang	VCR-280	5"	13,0	
GD-HOC	Pr. 80	5"	8,4	slitt vogn
Tamrock	L750	3 1/2"	15,6	
ROC 701	Cop 150	3 1/2"	15,5	
Halco		6 1/2"	6,0	x)

x) Kapasiteten er lav. Dette skyldes dårlig lufttrykk fra meget ustabil kompressor. (Uheldig eksemplar av PTH-1050).

Skiftkapasiteten har vært betydelig høyere.

Som generelle erfaringer er bekreftet at når forholdene ligger til rette, er 5" mer økonomisk enn 3 1/2" hull.

Borstål og kroner koster ca. 20% mer pr. m³ ved 5" hull enn ved 3 1/2" hull.

Selv etter å ha prøvet både Cop6 og Halco senkbormaskiner uten helt gode resultater, så regner vi likevel med at senkbormaskiner stadig vil være aktuelle alternativer. Muligens bør lufttrykk og matnignskraft økes, dvs. tyngre utstyr.

I fig. 8.1 er vist borsynk som funksjon av hulldybde og i fig. 8.2 totaltid pr. borhull.

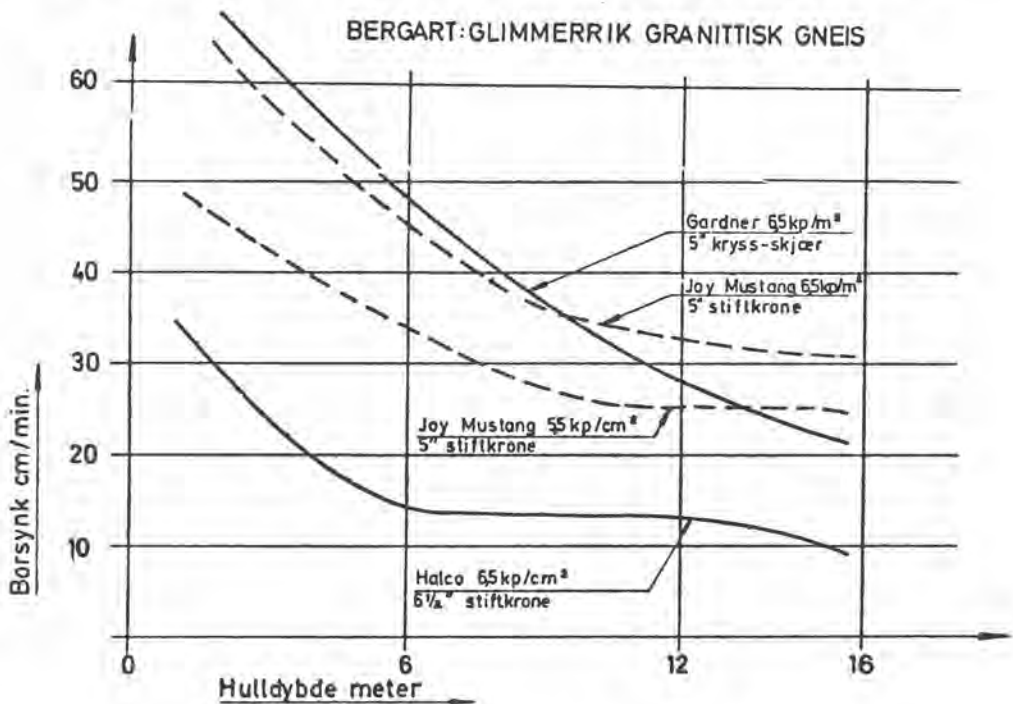


Fig. 8-1 Borsynk som funksjon av hulldybde

BERGART: GLIMMERRIK GRANITTISK GNEIS

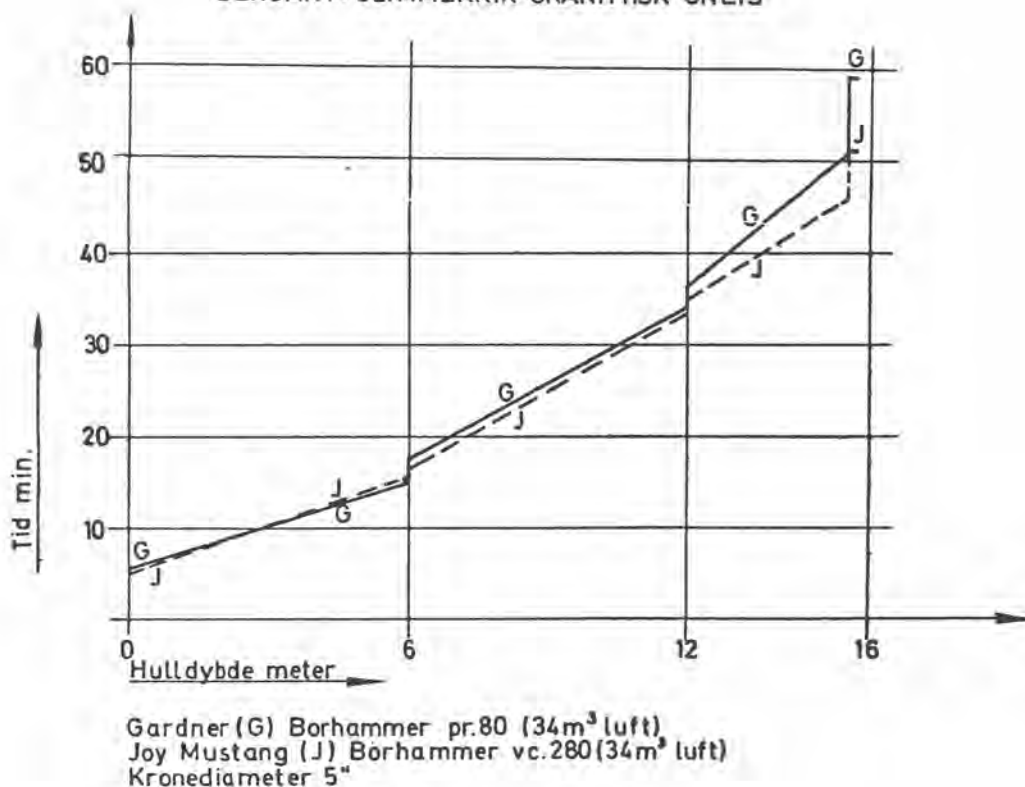


Fig. 8-2 Totaltid pr. borhull

3. LADING OG SPRENGSTOFF-FORBRUK

Steinbruddet på Svartevann er meget vanskelig sett fra et lademessig synspunkt. Fjellet er meget oppsprukket med stor varntilgang. I vanskelige værperioder er det slitsomt å opprettholde stor og sikker produksjon.

Sprengstoff-forbruket fordeler seg slik:

Type	%
TNT-slurry	41
ANFO/ANOLIT	26
Gummi/Glynit	33

I prinsipp anvendes tre ladetyper:

Sprengstoff	Spesifikk ladning %	kost i %
A. Gummi-anolit (3 1/2")	100%	100%
B. Ren slurrysølve	148%	130%
C. Slurry-ANFO	121%	107%

Ladeutstyret som består av slurrytrucker og ANFO-truck, har fungert meget godt. Til mindre kvanta Anolit eller ANFO er det benyttet ladeklokke, type SEM. Ved gunstige forhold har den en driftskapasitet på ca. 2 tonn pr. time.

4. FRAGMENTERING OG SIKKERHET I BRUDDET

Hensyn til god fragmentering og rimelig tilgang på overgangsstein har gjort det ønskelig å redusere m³ pr. bm med ca. 10%.

4.1 Bormønster

3 1/2"	2,15 x 4,30 m
5"	3,00 x 6,00 m
6 1/2"	3,00 x 8,00 m

Det er tatt ut ca. 12% overgangsstein dvs. stein mindre enn 15 cm.

4.2 Sikkerhet

Bakveggen i bruddet er bestemt med hensyn til fremtidig utseende. På et utsatt parti er det anordnet en sikkerhetshyll på 8 meter. Dette viser seg å være for knapt. For gjenstående del av bruddet vil denne sikkerhetshyllen forsøksvis bli øket til 10 meter.

5. LASTING OG TRANSPORT

Lasting i et større steinbrudd vil sjelden være enten gravemaskin eller hjullaster, men både og. På Svartevann utføres primærlasting av 60 tonns hjullastere (Cat. 992), supplert med 35 tonns gravemaskiner (Brøyt X4-T).

Gravemaskinene laster overgangsstein, rensker såle og benyttes til vanskelige partier mot stoffen.

Under Fjellsprengningskonferansen 1974 ble bekymringsfulle motorvanskeligheter på Cat. 773 omtalt. Ved modifikasjoner av rådelager og innføring av fartsskrivere for å unngå kjøring på høyt turtall (over 2500) er dette problemet løst.

6. AVSLUTNING

Den trend mot større maskiner som også har preget utviklingen i Norge, har ikke stoppet opp.

Økede lønnskostnader og knapphet på arbeidskraft taler fortsatt for større enheter.

På den annen side har vi et meget begrenset marked, korte driftsperioder, store avstander mellom anleggene og en restriktiv politikk når det gjelder tungtransport på landeveiene.

**VÅT SPRØYTING AV BETONG MED BETONGSKRUEN OG MED
SEMS SPRØYTEMUNNSTYKKE FOR BETONG.
SEMS MOBILE SKRU-LADER FOR ANFO I BRUK UNDER
VANSKELIGE FORHOLD.**

Wet gunniting of concrete with SEM pneumatic pump
and SEM's gunniting nozzle.

The SEM mobile ANFO-loader in use under extreme conditions.

Disponent Bjarne Sem jr., Sem Maskinfirma, Oslo.

SAMMENDRAG

Langtidsresultater ved sprøytebetong etter våtmetoden fra 1961 og utvikling frem til i dag.

Lading av ANFO i borehull på pall under vanskelige forhold med høyder over 30 meter og fall på over 90 meter.

SUMMARY

Results from wet gunniting with SEM gunniting equipment from 1961 and up till today.

Loading of ANFO with SEM ANFO-loader at heights above 30 meter, and also 90 meters downwards with a hose length of 120 meter.

Neste år fyller betongskruen 15 år. Den har i Norge anslagsvis pumpet over 2 millioner m³ betong og er i dag i drift i over 34 land. Dens egenskaper som betongpumpe vil være kjent for de fleste, men det er betongskruen som betongsprøyte og ANFO-pumpe jeg nå skal snakke om.

Når det gjelder langtidsresultater av våtsprøyting med betong, er Norge et foregangsland. Allerede i 1961 ble en sporveistunnel på Manglerud i Oslo sprøytet med betongskruens sprøytemunnstykke etter våtmetoden. Dette eksempel er i dag uhyre interessant. Tunnelen ligger nemlig i et av Oslo's kaldeste strøk. Den er ca. 40 meter lang og har et ganske sterkt vannpress slik at isdannelser skapte daglige problemer for sporveien. Denne tunnelen ble sprøytet for å hindre vanngjennomslag om vinteren. Forholdene er her altså de vanskeligst tenkelige for sprøytebetong overhodet. Arbeidet ble utført av ufaglært arbeidskraft, det vil si folk som tidligere ikke hadde drevet noen form for betongsprøyting. Det ble gjort en del feil under utførelsen av arbeidet, blant annet ble ikke fjelloverflaten rengjort før sprøyting. Vannsiget ble ikke drenert, men sprøytet igjen med flere påslag og uten bruk av akselerator. Vi fikk på den tiden lov til å bruke LP i betongen under sterk tvil fra konsulentenes side, og vi tror dette er en medvirkende årsak til at sprøytebetongen i denne tunnelen står like hel den dag i dag, 14 år etter. I de senere år er jo LP's egenskaper blitt alminnelig godkjent. Jeg skal komme tilbake til betongsammensetningen og LP'n litt senere.

Vi fikk på denne jobben grundig testet vårt sprøytemunnstykke som samler strålen slik at man oppnår en konsentrert stråle som kan fylle opp slepper i fjellet i en avstand av 5–6 meter. Tunnelen på Manglerud er ca. 6 meter høy og ble sprøytet fra bakken av en mann uten bruk av stillas. I praksis viser det seg at mannen som sprøyter kan stå i en avstand av 5 meter fra fjellet og dekke et område på 50 til 100 m² før han behøver å flytte seg, fig. 9.1. Sprøyting inn i blindvinkler skjer uten separasjon av betongen. Altså, tunnelen på Manglerud står der og kan besees av interesserte.



Fig. 9-1. Sprøyting med SEM betongskru.

Vår neste større oppgave var å sprøyte Spiralen i Drammen. Ca. 40 løpemeter tunnel i den øverste delen hvor vi hadde samme forhold som på Manglerud, kulde og vannpress. En Oslo-entreprenør fikk entreprisen. Vi er nå kommet frem til 1964. For første gang ble her brukt akseleratortilsetning i flytende form, en akselerator på vannglass-basis. Akseleratoren ble her brukt kun på de steder hvor vannpresset var så sterkt at det ikke kunne lukkes ved vanlig sprøyting. Akseleratoren, Hermetic, ble her sprøytet inn i betongstrålen utenfra ved hjelp av en gartnersprøyte, og meget voldsomt vanngjennombrudd ble tettet på sekunder. Denne metoden har selvfølgelig sine begrensninger, men den har klart usedvanlig kraftige vanngjennombrudd, og vannet har siden ikke kommet igjennom. Det må bare noteres som interessant at vi for henholdsvis 11 og 14 år siden sprøytet fjell med vannpress og vinterkulde som står like helt den dag i dag. Betongsprøyting med Skruen foregår på den måten at vi tar en vanlig grov støpesand. Tilsetter 400–450 kg cement pr. m³ samt 200 liter vann. Blander til en slump på ca. 17 cm. Denne høye slump oppnås delvis ved tilsetning av 3 liter LP pr. m³. Flytende akselerator, BS-Kvikk, ca. 20 ltr./m³, blir tilsatt foran en av venturiene inne i munnstykket, forstøvet og fordelt helt jevnt i betongen slik at en fullstendig homogen

blanding og herding oppnås. Ved sprøyting med flytende akselerator vil det danne seg akselerator i vanddampen som oppstår ved sprøytingen. Vi anser det derfor som en fordel at vedkommende som sprøyter bruker maske også over nese og munn. Trykkprøver som er tatt viser en gjennomsnittlig fasthet på 480 kg/cm^2 . Trykkprøver som er tatt av betongen som er påsprøytet fra 1 meters hold og fra 5 meters hold viser dessuten at betongen har høyere trykkfasthet ved sprøyting på avstand av 5 meter. Ved 1 meters avstand var middeltallet 440 kg/cm^2 mens det på 5 meters avstand var 475 kg/cm^2 . Ved 5 meters avstand var dessuten spredningen i trykkresultatene så lav som 2 kg/cm^2 .

Sprøytebetongens evner til å oppta fjellets bevegelser ved klima/temperatur forandringer, anser vi som vesentlig bedret ved tilsetningen av LP. Betongsprøyting etter våtmetoden er nå også alminnelig akseptert i Norge, og vi har en rekke sprøyteoppgaver på gang. De seneste resultater fra Jotunhallene i Sandefjord viser en kapasitet på $17,5 \text{ m}^3$ sprøytet betong på brutto 7 timer. I disse 7 timer er inkludert 2 spisepauser og venting på betong da vi hadde en bil fra betongverket. Eventuelle interesserte kan kontakte oss for befarng.

Nytt av året er betongskruen brukt som ANFO-pumpe. På forespørsel fra Høyer-Ellefsen A/S bygget vi en betongskruer i rustfritt stål, med to utløpsbend som forsnævres ned til den ønskede slangedimensjon, for anslutning til antistatisk anolitt-slange. Videre bygget vi betongskruen inn i en mobilrigg på to hjul og med en heisbar silo med samme nytteinnhold som skruen, 500 liter, fig. 9.2. Siloen er også laget i rustfritt. Rigger er godkjent av sprengstoffsinspeksjonen. Den ble bygget for innsats på pallsprengning og satt i drift på Rafnes i mai i år. Den ble brukt 2 til 3 ganger i uken, og etter tre ukers prøvedrift ladet den ferdig en salve på 30.000 m^3 i løpet av tre timer. Den ble brukt med to mann i utlegget med hver sin 60 meter lange slange og med en diameter på 36 mm. Borehullene var $2 \frac{1}{2}''$ og 12



Fig. 9.2. Betongskruen som mobilrigg med heisbar silo.

meter dype. Rørgangskapasiteten ble målt til over $10 \text{ m}^3/\text{timen}$ på plassen. Lademannskapene ble spesielt begeistret for selve riggen. Siloen bygger kun 50 cm over bakken og er dekket med en rustfri rist som ble brukt som arbeidsbord. Sekkene ble lagt direkte på risten og siden tømt i siloen. Risten tok dessuten større klumper i ANFO'n. Senere ble riggen flyttet til Svartevannsdammen. Vi har fått rapport herfra om at lading på pall med over 30 m stigning ikke bød på problemer overhodet. Denne høyden ble presentert med 4 kg/cm^2 trykk på kjelen.

Vi var litt mer spent da vi satte i gang et slikt anlegg for Vestfold Fjellboring ved et pukkverk utenfor Drammen. Vi hadde en fallende ledning på hele 90 meter. Den antistatiske slangen vi brukte, var 120 meter lang og med en diameter på 36 mm. Det skulle vise seg å være en fordel å ha slangen mest mulig i rett strekk ned til avsatsen hvor ladningen foregikk. Det gjorde ikke så mye om slangen lå i store buktninger oppe ved pumpen. Vi fikk ved denne nedoverkjøringen enkelte propper etter at vi hadde slått av trykket for å fylle skruen igjen. Disse ble løst på en enkel måte. Etter å ha bygget opp trykket i slangen bak proppen til ca. 3 kg/cm^2 , stengte vi automatventilen nede i bendet slik at trykket på skruen ble isolert fra selve slangen. Deretter minsket vi trykket på skruen til ca. $0,5 \text{ kg/cm}^2$, for så å åpne ventilen igjen. Trykket i slangen ekspanderte så tilbake inn i skruen. Dette tilbakeslag løsnet alltid proppen, og hele operasjonen var gjort i løpet av få sekunder.

Etter å ha fraktet ANFO i slanger over 30 meter opp og 90 meter ned uten å ha støtt på vanskeligheter, mangler vi nå erfaringsmateriale for å kunne si hvor grensene går. Hvert utløpsbend har dessuten en ekstra hvirveldyde som kan brukes til renblåsing av slangene og til økning av kapasiteten under drift, for eksempel hvis en ekstra hard pakning ønskes.

INJISERINGSARBEIDER MED AM-9

Chemical Grouting with AM-9.

Bergingeniør Knut Garsol, Ing. Thor Furuholmen A/S.

SAMMENDRAG

AM-9 er betegnelsen på et kjemisk injeksjonsmiddel, og erfaringer fra bruk av dette beskrives. Stoffet benyttes som to-væsker-system, med volumdosering av væskene. Lav viskositet og mulighet for gel-tider ned til 4–5 s er karakteristisk. Middelet er derfor spesielt egnet til etterinjeksjon mot rennende vannlekkasjer og til tetting av meget tynne sprekker.

Fysiske og kjemiske egenskaper nevnes, økonomiske momenter vurderes, og sikkerhetsregler for bruk er oppsatt.

SUMMARY

AM-9 is the designation of a chemical injection remedy, and experiences from the use of it are being described. The substance is used as a two-fluid-system with volumedosing of the fluids. Low viscosity and possibility of gellimes down to 4-5 sec. are characteristic data. The substance is therefore especially fit for afterinjection against flowing water-leakages and for filling very thin cracks.

Physical and chemical qualities are mentioned, economic aspects are estimated and safety code for use has been prepared.

1. INNLEDNING

Det kjemiske injeksjonsmiddelet AM-9 er et produkt fra American Cyanamid Company. AM-9 leveres i form av et hvitt pulver som løses opp i vann sammen med katalysatorer. Væsken har da praktisk talt samme viskositet som vann og kan trenge inn i alle sprekker der vannet kan gå. Ved å variere katalysatortilsatsen og akseleratormengden, kan stivningstiden forhåndsvelges mellom 4–5 s og 2–3 timer. Væsken beholder samme viskositet fra start av reaksjonen til stivningstidspunktet. Det stivnede produkt ligner en stiv dessertgele og benevnes en gel.

I USA har middelet vært i bruk i over 15 år, og det har lenge vært kjent også i Norge. Hos oss har det imidlertid ikke funnet anvendelse av betydning.

Hos Ingeniør Thor Furuholmen A/S fattet man interesse på bakgrunn av opplysninger om de rent tekniske muligheter stoffet ble opplyst å skulle ha. Det første eksperimentet ble utført i april 1973 og var i hovedsak mislykket, men interessant. Med tanke på økende

omfang av arbeider i Oslo's undergrunn og generell økning av antall tunnelprosjekter under tettbebyggelse, fant man å ville prøve i noe større skala og med egnet utstyr. For den som har injisert med cement, er ulempene og begrensningene åpenbare, og her mente man AM-9 kunne komme inn delvis som en erstatning og delvis som et supplement.

2. GRUPPERING AV INJEKSJONSMIDLER

Injeksjonsmidler kan inndeles i 2 kategorier. Midler som har faste partikler i suspensjon, som cement og bentonit og oppløsninger, eller såkalte kjemiske injeksjonsmidler. Suspensjoner trenger bare i begrenset grad inn i sprekker, og det vil være de største partiklene som begrenser. Partikkelstørrelsen må være mindre enn 1/3 av sprekkevidden.

Kjemiske injeksjonsvæsker, som er ekte oppløsninger, begrenses i bruk ved aktuelle injeksjonskapasiteter og injeksjonstrykk bare av væskens viskositet.

Sammenligning av viskositeter for noen injeksjonsmidler, innenfor aktuelle brukskonstrasjoner er vist fig. 10.1.

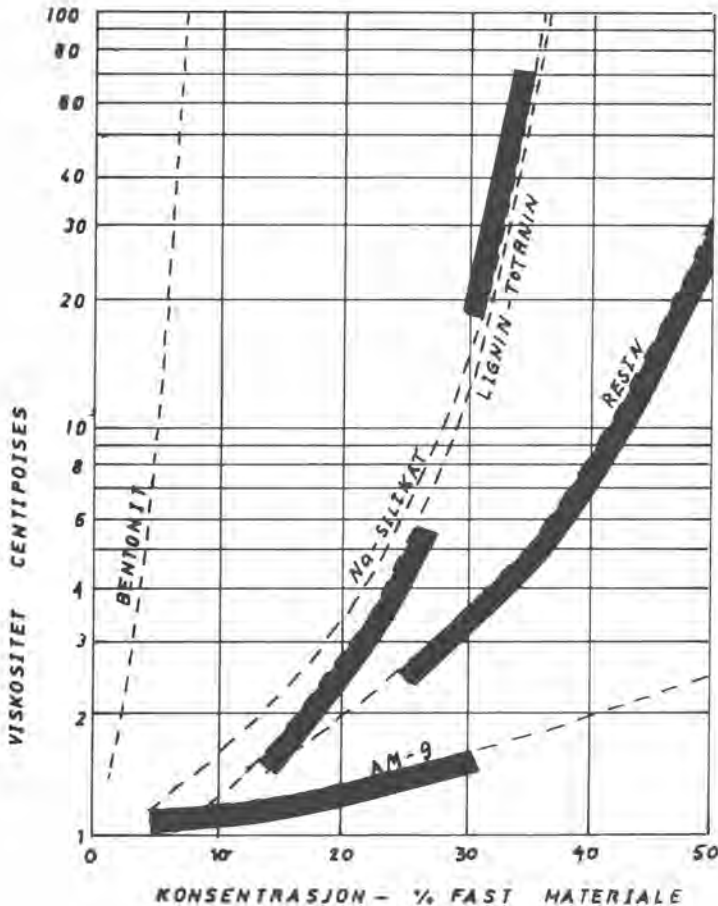


Fig. 10-1.

Det meste av data om fysiske og kjemiske egenskaper samt annet grunnlagsmateriale, skriver seg fra produsenten, da dette ikke har vært mulig å undersøke uavhengig. Man har imidlertid ikke på noe punkt funnet grunn til å trekke opplysningene i tvil.

3. FYSISKE OG KJEMISKE EGENSKAPER

AM-9

AM-9 pulver har hvit farge og leveres i 25 kg sekker. Romvekten av pulveret er ca. $0,56 \text{ g/cm}^3$. Pulveret består av en blanding av 2 organiske monomerer, acrylamid og methylenbiacrylamid. Disse danner en stiv gel fra fortynnet løsning i vann, når væsken blir katalysert. Gelen dannes ved kjede-polymer-reaksjon med tverrbindinger. Normal konsentrasjon for injeksjonsvæsken er 10% AM-9, men geltidene forandres ikke vesentlig mellom 5 og 15% AM-9.

Katalysatorer

Den viktigste katalysatoren heter dimetylaminopropionitril (forkortet DMAPN). Denne er i væskeform og er svakt kaustisk. DMAPN tilsettes i AM-9 oppløsningen før injeksjon, som en aktivator, i mengder fra 0,2% opp til 4–5%. Geltiden er sterkt avhengig av katalysatortilsetningen. Egenvekten er $0,96 \text{ g/cm}^3$.

Andre tilsatser i AM-9 væsken for å justere geltiden opp eller ned, kan også benyttes. Koksalt eller klorkalsium gir begge sterkt redusert geltid og kan brukes i mengder opp til 15–20%.

Kaliumferricyanid (KFe) er et rødlig pulver som kan tilsettes i meget små doser for å forsinke reaksjonen. Virkningen er meget sterk i små konsentrasjoner og maksimal tilsats er 0,035%.

Aksellerator

Til å starte reaksjonen brukes ammoniumpersulfat (AP). Stoffet er i pulverform og er et meget kraftig oksydasjonsmiddel. Pulveret løses opp i vann i løsninger fra 5–20%, avhengig av hvilket utstyr man har for injeksjonen. AP-løsningen er altså det siste som innblandes i injeksjonsvæsken, og geltiden (stivningsreaksjonen) begynner å løpe fra dette tidspunktet. Geltiden vil også være meget avhengig av mengde tilsatt aksellerator.

Andre faktorer som påvirker geltiden

I tillegg til det som før er nevnt om konsentrasjon av kjemikalier, er det flere faktorer som påvirker geltiden.

1. Væsketemperaturen er meget avgjørende for geltiden. En heving med ca. 5°C vil omtrentlig halvere geltiden ved ellers like forhold.
2. Surhetsgraden i væsken gir liten variasjon i geltiden mellom pH 7 og pH 11. Under pH 6,5 kan en imidlertid få ukontrollerbare geltider og kanskje ingen gel i det hele tatt.
3. Oppløsning av luft i vannet vil forsinke stivningsreaksjonen. NB! Ikke rør i blandekaret med trykkluft.
4. Forskjellige metallioner eller salter i vannet kan gi tydelige utslag i geltiden.
5. Sollys direkte i tanker med AM-9-væske kan gi lokal gel-dannelse.

Andre egenskaper

Spesielt gjøres oppmerksom på at både AM-9 pulveret og oppløsningen er giftig. Væsken er katalysert meget svakt korroderende på vanlig stål. Gelen inneholder bare 0,03% acrylamid og er ikke giftig.

Den andre væsken, akselleratoren, som kan ha konsentrasjon opp til 20% AP, er meget sterkt korroderende på stål. Syrefast stål, gummi, plast- og nylonstoffer og glass tåler denne væsken. Vanlige rørdeler vil derimot tæres bort i løpet av 2–3 dager.

4. UTSTYR FOR AM-9 INJEKSJON

Det er som nevnt to væsker som skal bringes sammen, for at reaksjonen skal starte.

Væske 1: Normalt en 10% løsning av AM-9 i vann. I tillegg må det brukes katalysator DMAPN. Videre kan det tilsettes geltid-reduserende eller forlengende stoffer.

Væske 2: En vannløsning av ammoniumpersulfat AP med styrke 5–20% avhengig av injeksjonsutstyr og prosedyre.

Variasjon av geltiden kan oppnås ved varierende katalysator- og kjemikalietsats i utgangsblandingen av AM-9 og ved variasjon av akselleratortilsatsen under pumping. For å utnytte disse mulighetene i praksis må utstyret tilpasses formålet, og det må tåle kjemikalier. Det er svært mange mulige alternativer for valg av utstyrstyper, men hos oss benyttes standard kjemikaliedoseringspumper sammensatt fra modulesystem etter vårt behov. Det pumpeutstyret som er i bruk, produseres av LEWA Herbert Ott KG i Vest-Tyskland. Prinsippskisse av pumpeutstyret er vist i fig. 10.2. Pumpehodene trekker fra hvert sitt kar og drives av felles drivaksel. Totalmengderegulering skjer ved turtallsvariasjon av motoren uten at volumforholdet mellom væskene forandres. Pumpehodene er stempelpumper med regulerbar slaglengde. Ved variasjon av slaglengde på aksellerator-pumpen kan geltiden varieres også under pumping. Doseringsnøyaktigheten for pumpene er vesentlig bedre enn man kan nyttiggjøre seg. Slaglengdereguleringen av pumpehodene er vist i fig. 10.3.

Prinsippet for geltidskontroll er altså faste utgangsblandinger av væskene og variasjon av volumforholdet mellom dem. AP-væsken har da 20% konsentrasjon. For de aller fleste formål vil volumforhold mellom 50:1 og 5:1 for henholdsvis AM-9 væske og aksellerator være tilfredsstillende. Videre vil maksimal pumpekapasitet 50 l/min. og maksimalt trykk 15 kp/cm² være dekkende for de fleste formål. Dette er ytelsene for omtalte utstyr. Se forøvrig fig. 10.4 som viser kapasitet ved forskjellige volumforhold og omdreiningstall.

På grunn av den aggressive akselleratoren må alle deler av utstyret som kommer i kontakt med denne, være laget av syrfast stål, PVC, gummi, glass e.l. AM-9 væsken er ikke så aggressiv at det betyr noe, men er til gjengjeld giftig. Det er derfor totalt sett viktig at alle koblinger, rør, kraner, ventiler, osv. er i tipp topp stand slik at en ikke risikerer brudd og sprut av kjemikalier.

Hvordan forskjellige geltider oppnås, fra 4–5 s og opp til 2–3 timer, vil det føre for langt å gå gjennom. Mulighetene er mange. Produsenten leverer forøvrig blandekart som kan brukes som utgangspunkt, men det må understrekes at ved alle nye arbeidssteder må kalibrering ved prøvesatser utføres. Som eksempel vises til fig. 10.5.

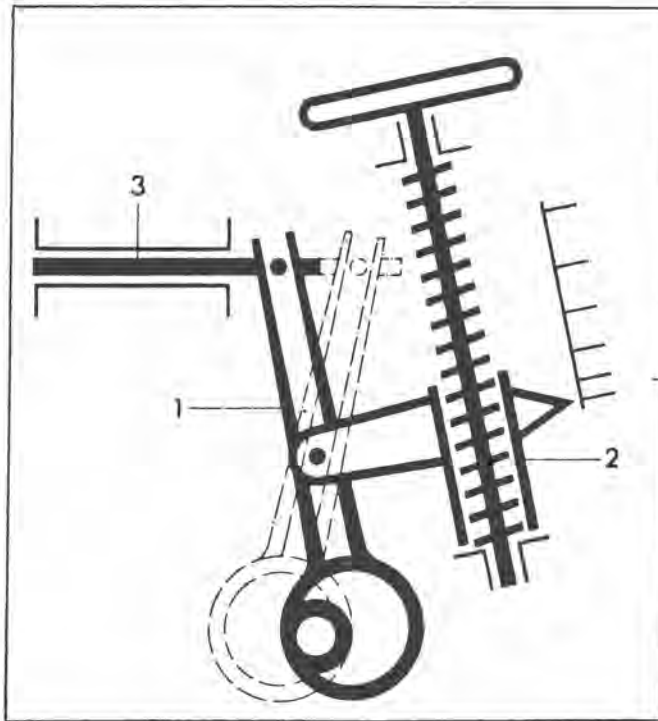


Fig. 10-3.

KAPASITETER VED 30 mm SLAGLENGDE AM-9 PUMPE

Bland. forhold	mm sl.l. AP-pumpe	250	225	200	175	150	125	100	75	50
50: 1	1,6	43,4	39,0	34,7	30,4	26,0	21,7	17,3	13,0	8,7
50: 1	2,0	43,6	39,2	34,9	30,5	26,2	21,8	17,4	13,1	8,7
30: 1	2,7	44,0	39,6	35,2	30,8	26,4	22,0	17,6	13,2	8,8
20: 1	4,0	44,7	40,2	35,7	31,3	26,8	22,3	17,9	13,4	8,9
15: 1	5,3	45,4	40,8	36,3	31,8	27,2	22,7	18,1	13,6	9,1
10: 1	8,0	46,8	42,1	37,4	32,7	28,1	23,4	18,7	14,0	9,4
7.5: 1	10,7	48,2	43,4	38,6	33,7	28,9	24,1	19,3	14,5	9,6
5: 1	16,0	51,0	45,9	40,8	35,7	30,6	25,5	20,4	15,3	10,2

Areal AM-9 Stempel: 56,71 cm²

Max. slagvol.: 170,13 cm³

Areal AP Stempel: 21,23 cm²

Max. slagvol.: 42,46 cm³

AM-9 beholder: 5 liter pr. cm høyde.

Totalt 290 liter

AP beholder: 1,07 liter pr. cm høyde.

Totalt 60 liter

Fig. 10-4.

GELTIDER

Faste:	AM-9	10%
	AP	20%
1.	Temp. 7,5°C 0,4% D	5:1 => 8 min.
2.	Temp. 7,5°C 0,4% D 5 vol. % CaCl ₂	5:1 => 3 min. 50:1 => 11 min.
3.	Temp. 7,5°C 0,4% D 10 vol. % CaCl ₂	5:1 => 1 min. 50:1 => 3 min.
4.	Temp. 7,5°C 0,4% D 15 vol. % CaCl ₂	5:1 => 12 sek. 25:1 => 16 sek. 50:1 => 30 sek.
5.	Temp. 6°C 1,0% D (2% D)	5:1 => 1 min. (40 sek.)
6.	Temp. 6°C 2,0% D 12,5 vol. % CaCl ₂	5:1 => 35 sek.

Fig. 10-5.

5. INJEKSJON I PRAKSIS

Anvendelsesområdet for AM-9 er meget stort og tilpasningsmulighetene til problemet usedvanlig gode. Inntil nå har man hos oss bare begrenset erfaringsgrunnlag, og nesten all injeksjon er utført som etterinjeksjon.

Vanntapsmåling

Vanntapsmåling før injeksjon er minst like viktig som vanlig og utføres etter normal prosedyre. Måling kan utføres med injeksjonspumpeutstyret og med samme trykk og kapasitet som man etterpå vil injisere ved. Man får altså samme forhold under injeksjon som ved vanntapsmålingen på grunn av viskositeten av injeksjonsvæsken. Dette er en stor fordel.

Under måling er det meget gunstig å benytte fargestoff i vannet slik at utgang av farget vann i tunnelveggen kan tidtaks og lokaliseres. Dette benyttes direkte som grunnlag for geltidsvalg, injeksjonskapasitet, væskemengde og injeksjonstrykk. Ved etterinjeksjon mot rennende vannlekkasjer må en ta hensyn til fortynningsfaren. Denne kan vurderes fra fargekonsentrasjonen og vannmengde i lekkasjen samt tiden til opptreden av fargestoff i lekkasjen.

Injeksjon

På grunn av den meget store variasjon i problemtyper ved injeksjonsarbeider er det vanskelig å detaljbeskrive i generelle vendinger hvordan injeksjon utføres med AM-9. Grunnlaget må være middelets meget spesielle egenskaper og vurdering av det enkelte problem ut fra dette. Det vi har erfaring for, er at rennende vannlekkasjer inn i fjellrom, kan tettes meget effektivt med AM-9. Tetting av finsprukket fjell er også en velegnet oppgave for AM-9, og andre problemer kan sikkert løses med noe annen arbeidsmåte. For å illustrere fremgangsmåten ved den type arbeider man hittil har utført, beskrives 3 eksempler:

Eksempel 1.

Et godt eksempel på sleppeinjeksjon skriver seg fra Rafnesanlegget. I en synk med tverrsnitt 16 m^2 , skar tunnelen en ca. $20\text{--}30 \text{ cm}$ tykk diabasgang, fig. 10.6. Denne var steiltstående og skar tunnelaksen med ca. 45° vinkel. Sonen var oppknist og meget vannførende. Etter at stoffen var drevet forbi, og vannstrømmen hadde stabilisert seg, ble den i høyre tunnelvegg målt til 51 l/min . Vannet kom ut konsentrert midt oppe på veggen. Borhullene fikk all forbindelse med sonen, og til slutt rant nesten alt vannet i hull nr. 2. Hull nr. 3 er et rør som er drevet inn i hovedsprekken og sementert fast.

Vanntapsmålingen viste god kontakt mellom alle hull og fra alle hull til lekkasjen. 50 l/min . kunne pumpes ved $1\text{--}2 \text{ kp/cm}^2$, i alle hullene, altså ikke motstand å snakke om.

Her ble det valgt å bruke en blanding og et volumforhold som gav geltid 10 sek.

Røret i sprekken ble injisert først for å fylle sprekken i overflaten, mens vannet rant i borhullene. Ved pumping av injeksjonsvæsken kom denne ut i overflaten etter 15 sek. pumping. Man benyttet da en teknikk som går ut på å stoppe pumpingen i en brøkdel av geltiden, for eksempel $1/2$ eller $3/4$. Da vil den væsken som har beveget seg lengst, begynne å stivne først, da den har fått lengst tid på seg fra sammenblanding i mansjetten. Det vil si at

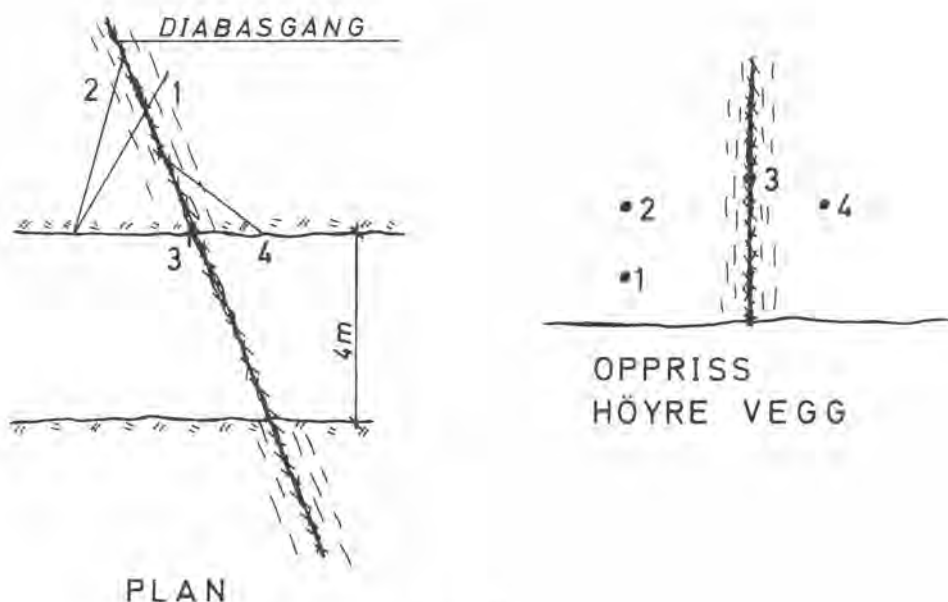


Fig. 10-6.

væsken i overflatesprekkene i dette tilfellet fikk stivne, og pumpen ble startet etter 5 sek. stopp, mens mansjett og borhull fortsatt var åpne. Ved ny pumping dukket det snart opp nye lekkasjer på andre steder i tunnelveggen. Når disse rant fulle, ble pumpen stoppet igjen i 5 sek. Etter flere slike sykluser viste injeksjonstrykket en svak stigning til ca. $3,5 \text{ kp/cm}^2$, og pumpen ble kjørt til det kom farge fra injeksjonsvæsken i mansjett nr. 2 sammen med lekkasjevannet. Da var alle synlige utganger fra hull nr. 3 tette, og gangen var tydeligvis fylt opp til skjæring med hull nr. 2.

Hull nr. 2 injiserte man så med mansjetter i hullene 1 og 4. Først dukket det opp nye lekkasjer i selve diabasgangen. Disse tettet seg ved at stopp/start-teknikken ble anvendt 2–3 ganger. Det neste som skjedde under pumpingen, var at lekkasjevannet kom ut i nr. 1 og 4, og deretter kom farge fra injeksjonsvæsken i nr. 1. Når pumpen hadde gått noe mer, viste fargekonsentrasjonen at det var vesentlig injeksjonsvæsken som rant i nr. 1, og kranen ble stengt etter at litt av væsken var samlet i en boks. Ved fortsatt pumping kom fortynnet injeksjonsvæske til slutt i hull nr. 4. Pumpen ble nå stoppet etter å ha gått til sammen ca. 2 min., og injeksjonstrykket var opp i 6 kp/cm^2 .

Massen fra hull nr. 1 i boksen hadde stivnet, og ved å åpne kranen fikk man bekreftet at hullet var tettet sammen med nr. 2. Alle synlige utganger så langt var også tettet. Lekkasjevannet rant nå alt sammen i hull nr. 4. Injeksjonen av hull nr. 4 startet ved mottrykk $3,5 \text{ kp/cm}^2$ ved 25 l/min. pumpekapasitet. Etter 2,75 min. pumping var trykket kommet opp 13 kp/cm^2 uten at synlige lekkasjer av vann eller injeksjonsvæske oppstod noe sted, og pumpen ble stoppet.

Denne konsentrerte lekkasjen på 51 l/min. ble tettet fullstendig med 3 borhull og et rør i sprekkene. Totalt anvendt 290 l AM-9 blanding.

Eksempel 2.

I adkomst til propanlager ved Rafnesanlegget var høyre vegg sett i driftsretningen i krysset med Frierfjordtunnelen meget oppsprukket og full av smålekkasjer over et areal på anslagsvis 50 m^2 . Det ble boret inn 3 hull i 45° med tunnelveggen 4,5 m lange. Ett av disse traff lekkasjen meget godt og drenerte nesten alle smålekkasjene i nevnte areal. Måling viste 60 l/min. avrenning i borhullet.

Hullet ble injisert med 230 liter AM-9 blanding med geltid 15 sek. og maksimal pumpekapasitet 51 l/min. for å forhindre fortykning. Hele satsen ble kjørt sammenhengende i løpet av vel 4 min. da trykkstigning til ca. 15 kp/cm^2 gjorde at man måtte stoppe. Lekkasjene var da borte utenom noen få drypp.

Det er altså mulig å benytte vesentlig lengre pumpetider enn geltider fordi stadig tilførsel av forsinket materiale lager væskekanaler i den gel som holder på å dannes, og gelen bygges altså videre ut og inn i stadig finere sprekker. Dette betyr også at gelen kan plasseres i en forutbestemt avstand fra tunnelveggen da den stivner etter en viss tid og derved beveger seg bare en viss avstand avhengig av sprekkevidde og pumpekapasitet.

Eksempel 3

Lukekammeret i Vetlebotten for overføringstunnel i Vetlebotten-Rausmesdalen ved Aurlandsanlegget var sterkt utsatt for vannlekkasje fra hengen når det var vanntrykk i overføringstunnelen. Forfatteren har ikke sett lekkasjene personlig, men det ble beskrevet som kraftig regnvær over maskineri og elektriske manøverorgan i kammeret. Blikktak var satt opp midlertidig over det mest ømfintlige utstyret. Kammeret har grunnflate $7 \times 5 \text{ m}$ og høyde 8 m. Lekkasjene var i topp vegg og noe i heng, som vist i fig. 10.7. Skravert felt i vegg nede

UTBRETTINGSSKISSE AV LUKEKAMMER LEKKASJEFELT CA. 70 m²

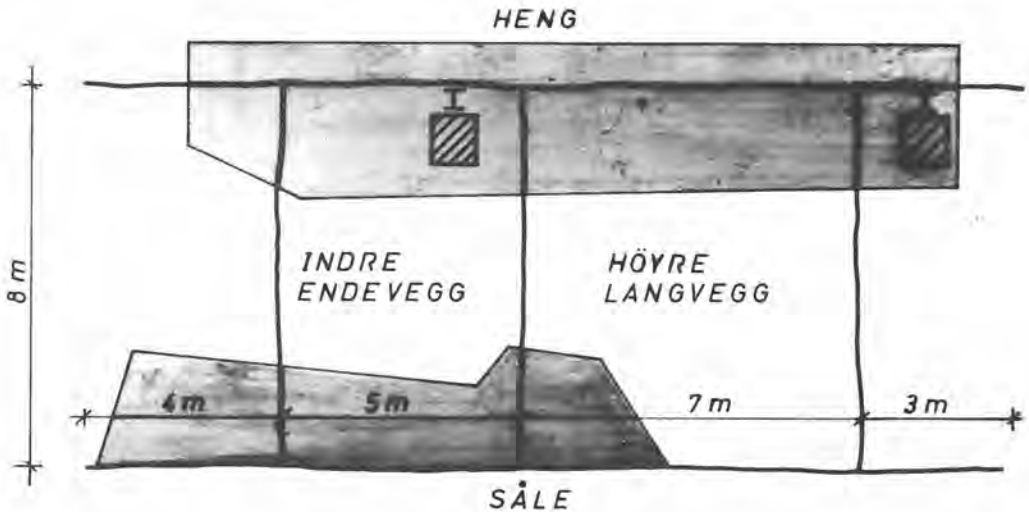


Fig. 10-7.

angir bare fuktgjennomslag. Fjellet er fyllitt med godt utviklet skifrichet og mange tynne sprekker.

Injeksjonen kunne i dette tilfellet utføres med lavt vanntrykk i tunnelen og følgelig tørt lukekammer. Man valgte derfor et 1x1 m mønster av 1 m lange hull som først ble injisert for å danne en skjerm i overflaten. Deretter boret man et grovere mønster av 2,2 m og 3,2 m lange hull plassert etter lekkasjene, hvor hovedinjeksjonen ble utført. Geltider fra 2–2,5 min. ble anvendt. Etter at vanntrykket fra tunnelen hadde stått på i 14 dager, var det ikke synlig lekkasjer å finne.

Maksimalt injeksjonstrykk	– 10,0 kp/cm ²
Antall bormeter	– 124,2 meter
Forbruk av AM-9 blanding	– 875 liter
Lekkasjereale, fjellflate ca.	– 70 m ²

Det vil si 7,0 liter/bormeter
12,5 liter/m².

6. ØKONOMI

AM-9 er et dyrt injeksjonsmiddel, men på langt nær så dyrt som mange synes å anta. Skal økonomien vurderes, må en se på hele spekteret og ikke bare konstatere at 1 kg sement koster 30 øre mens 1 kg AM-9 koster kr. 17,—.

Skal forskjellige injeksjonsmidler vurderes, må dette gjøres på basis av pris for oppfylt sprekkevolum i fjellet, inklusive lønninger, tilrigging, svinn og boring, og til slutt må

resultatene sammenlignes. Videre er det meget vesentlig om injeksjonstiden og eventuell ventetid etter injeksjonen medfører forsinkelse av andre arbeidsoppgaver. Største delen av kostnadene kan i visse tilfeller ligge på det siste punktet.

Sammenligner en med sementinjeksjon, som er kjent for de fleste, finner en følgende volumpriser for materialene. Basis er at 1 kg sement gir 0,35 liter oppfylt sprekeevolum, og 1 liter pumpet AM-9 blanding gir 1 liter gele i sprekkene.

1 liter oppfylt sprekeevolum med AM-9 ca. kr. 2,10.

1 liter oppfylt sprekeevolum med sement ca. kr. 0,87.

En vanlig pris for innpumpet sement er kr. 5,— pr. kg, som altså er ca. kr. 14,30 pr. liter. Dette gjelder eksempelvis når det går 250 kg på ett hull.

Brukes AM-9 i stedet, øker materialutgiftene fra kr. 0,87 til kr. 2,10 eller fra 6,1% til 14,7% av totalprisen. Dette er ikke avskrekkende når arbeidet kan utføres på en brøkdel av tiden. Skal disse overslagene være holdbare, må riktignok lekkasjene være egnet for AM-9 injeksjon. Er det virkelig store sprekker og hullrom som skal fylles, vil materialprisen utgjøre en mye høyere del av kostnadene, samtidig som AM-9 styrkemessig ikke er egnet. Det er i den andre enden av skalaen, hvor middels og små finfordelte lekkasjer i mange og tynne sprekker skal tettes, at AM-9 er mest aktuell.

I noen forbindelser vil det også være vesentlig at tunneldriften kan fortsette uhindret umiddelbart etter avsluttet injeksjon. En sementinjeksjon skal ha sine 15 timer før det er tale om å forstyrre den med boring eller sprengning.

Videre vil materialforbruket bli vesentlig mindre, fordi teknikken bygger på injeksjon med forutbestemte mengder til forutbestemt sted, fremfor pumping til mottrykk oppnås.

7. KONKLUSJON

På grunnlag av et enda noe begrenset erfaringsmateriale kan vi si oss meget godt fornøyd med egenskapene til AM-9. Fordeler og ulemper er meget klare, og vellykket resultat, forutsetter inngående vurdering av det enkelte problem for å finne ut om problemet er egnet for AM-9 og deretter eventuelt hvordan det best kan utføres. Det kan trygt sies at middelet krever mye mer av brukeren enn f.eks. sementinjeksjon, men samtidig vil det på egnet problem også gi vesentlig bedre totalresultat. Spesielt aktuelt vil det være å benytte AM-9 ved tynne sprekker og finfordelte lekkasjer og ved arbeider hvor tiden er kostbar. Kreves en høy grad av tetthet, er middelet også velegnet. Etterinjeksjon mot rennende enkeltlekkasjer opp til 60 l/min. har gitt meget godt resultat.

Ulemper:

Giftige og etsende væsker.

Krever spesialutstyr for utnyttelse av fordelene.

Krever opplæring.

Egner seg ikke for oppfylling av store sprekker med høyt hydrostatisk trykk p.g.a. lav fasthet i gelen.

Krymper, sprekker og blir hard ved uttørking.

(Sveller igjen ved vanntilførsel).

Fordeler:

Meget lav viskositet, konstant til stivningstidspunktet.

Stivningstider fra 4–5 s til 2–3 timer.

Justerbar stivningstid under pumping.

Bruk av lang pumpetid og kort geltid mulig.

Påvirkes ikke av løsninger, eller gasser i fjellet.

Helt vanntett gel.

Ekspanderer svakt ved stivning.

Meget raskt å arbeide med.

Ingen ventetid etter avsluttet injeksjon.

DRIFTSRESULTATER MED BRØYT X4 EL

Experience from loading with Brøyt X4 EL

Siviling. Reidar Kr. Bjerkan, Maskin A/S K. Lund & Co.

SAMMENDRAG

Elektrisk drift er i dag meget aktuell ved arbeider under jord, ikke minst sett ut fra et yrkeshygienisk synspunkt.

Brøyt X4 EL har en hovedmotor på 180 Hk. Spenningsområdet er fra 380 til 660 volt med 50 Hz 3-fase vekselstrøm.

Gunstigste tunnelareal for Brøyt X4 EL ligger mellom 37 og 60 m². Da maskinen opererer langs den ene veggen, vil kabelen ligge godt beskyttet langs denne veggen.

SUMMARY

It's here given a short description of the Brøyt X4 EL. This type of loader is especially built for operations in tunnels with areas larger than 37 m². Up to an area of 60 m² Brøyt X4 EL fully is able to compete with other types of loading equipment.

1. GENERELT

I mitt foredrag om Brøyt i berglastning fra konferansen 1971 ble Brøyt X4 EL såvidt berørt, idet vi allerede da hadde resultater fra St. Gotthard-tunnelen i Sveits. Det henvises til denne presentasjonen angående bruk av Brøyt generelt i berglastning og de fordelene konstruksjonen gir driftsmessig. Det er pr. d.d. levert 16 stk. Brøyt EL, og ytterligere 2 stk. skal leveres innen utgangen av året.

Se tabell 11.1.

2. TEKNISK BESKRIVELSE

Søylands patenterte servohydraulikksystem med automatisk effektregulator er det samme som på en dieseldrevet Brøyt X4. Utvendig ser man heller ingen særlig forskjell. Fig. 11.1. Konstruksjonen avviker på motorsiden og ved tilføringen av elektrisk kraft som følger:

Elektrisk hovedmotor er en NEBB, type QUP 315 M4C på 180 HK (DIN) dvs. 132 KW, ved 1485 o/min. Spenningsområdet er fra 380 til 660 volt, 50 Hz, trefase-vekselstrøm.

Hjelpemotor er en Deutz diesel, type F2L 411 D på 21 HK (DIN) ved 3000 o/min., som driver en egen hydraulikk-pumpe som gir 48 l/min. ved samme omdreiningstall. Dette gir full mulighet til å bevege maskinen og plassere den på en dumper for transport, når el-kabel er frakoblet.

Anbefalt tilførselskabel er 4 x 95 mm² kobberkabel. Denne er tilkoblet stikkontakt-delen av en lettmetall industrikontakt, mens støpseldelen er montert på maskinen og er

Tabell 11-1.

Land	Prosjekt	Type	Entr./eier	Ant. X4 EL	Anm.
Sveits	St. Gotthard/Nord Göschenen	Veitunnel 90 m ²	Zschokke AGN	2	1970
Sveits	Seelisberg Nord og Syd	Veitunnel 90–125 m ²	Locher, Prader, Losinger, Marti	4	1971/72
Frankrike Italia	Frejus	Veitunnel 80–90 m ²	Borie	2	1975
Østerrike	Arlberg	Veitunnel 80–90 m ²	AGA	1	1975 + 3 stk. X4 diesel
Sverige	Juktan	Kraftverks- tunneller 60 m ²	Statens vatten- fallsverk	2	1973/74
Norge	Ulla–Førre	Kraftverks- tunneller	NVE	1	1975
Norge	Tverrfjellet gruve, Hjerkin	Tverrslag/ stross, B=10 m, H=6 m	Folldal Verk A/S	1	1975
Japan		Jernbane- tunnel	Kumagai Gumi	2	1972
Sør-Afrika				1	1975
Storbritannia	Dinorwic, Wales	Kraftverks- tunnel	McAlpine, Brand, Zschokke	2	Leveres innen ut- gangen av 1975

utrustet med automatisk beskyttelseslokk. Fra støpselet føres kablene i beskyttelsesrør inn i underrammen til en sleperingskontakt montert i maskinens svingsenter. Sleperingskontakten beskyttes av et vanntett stålplatedeksel. Det har vært prøvd med tilførselskabel ført til maskinens overramme gjennom en svingbar galge for blant annet å unngå sleperingskontakten. Denne løsning har vist seg mindre brukbar, blant annet ved større kabelslitasje pga. svingbevegelsen.

Fra sleperingskontakten er kablene ført i kanal opp til kontaktorskapet (montert bak førerhuset), hvor kablene kobles til hovedkontakteren, og herfra videre til motor. I kontaktorskapet finnes også hovedsikringene, hjelpekontraktorer og motorfullvernutløserrelé for å hindre overbelastning. Styre- og hjelpespenning tas ut på den siden av hovedkontakteren hvor kablene fra sleperingskontakten kobles til. Denne spenning føres via hovedsikring i beskyttede kabler til transformatorer og likeretter bak på overrammen. Styrespenning transformeres ned til 220 volt, mens hjelpespenning transformeres ned til ca. 28 volt, likerettes, og går til belysning, batteriladning, solenoidventil etc.

Fra kontaktorskapet føres også ledninger i kanaler til instrumentskapet i førerhuset hvor det finnes sikringer, brytere for spenningskontroll, start og stopp samt hovedbryter for styre- og hjelpespenning og kontrolllys.



Fig. 11-1. Brøyt X4 EL.

3. DRIFTSTEKNISKE MOMENTER

Elektrisk drift er for mange brukere i dag avgjørende ved valg av maskiner under jord. De kostnader som kan spares ved mindre dimensjonerte ventilasjonsanlegg, er betydelige. I tillegg ligger lydnivået lavere enn ved dieseldrevne maskiner.

Minimum tunnelbredde for Brøyt X4 er 7,6 m. Høyden i tunnelen bør være min. 5,5 m. Dette tilsvarer et absolutt minimumsprofil på ca. 37 m^2 . Som vi skal høre i neste foredrag, vil Brøyt X4 kapasitetsmessig ligge meget godt an i tunneler mellom 40- og 60 m^2 . I større tunneler med bredder på 10 m og derover vil hjullastere i 35-tonns-klassen gjerne gi høyere kapasiteter, dog avhengig av fragmentering og røysas beskaffenhet forøvrig.

Det er bomkonstruksjonens geometri som gjør at en 29 tonn tung maskin som Brøyt X4 kryper sammen og kan operere så effektivt i middelsstore tverrsnitt. Likedan er det bomkonstruksjonen som gjør at maskinen står støtt, og effektivt kan operere skuffer med opp til $2,7 \text{ m}^3$ volum bare med 5 tonns motvekt. Standard skuffestørrelse er $2,5 \text{ m}^3$.

Øsetiden varierer fra 2 1/4 minutt til 4 minutt for en 35 tonns dumptruck alt etter fragmentering, røysas hardhet, og ikke minst førerens dyktighet. Som en tommeregul på øsekapasitet kan regnes 10–12 tonn pr. minutt.

Mange brukere setter stor pris på maskinens egenskaper for rensk av vegger, tak, såle og stoff i tunnel. Studier utført i Sveits viser at selvom maskinen brukes til en slik kombinert oppgave, oppnår man jevnlig lastekapasiteter som ligger på ca. 65% av de kapasitetene man får om maskinen utelukkende opereres som lastemaskin. Se tabell 11.2.

Langtidskapasitet i Seelisberg/Nord var pr. oktober 1974 450.000 fm³ på 3.500 timer, dvs. 128 fm³/time, inkl. rensk og ventetider.

Vannspylingsdysene sitter på fronten av underrammen. Spyling skjer bare når maskinen svinger fra røysa. Førerhus med 60 cm's forhøyelse er et ekstra poeng for bedre oversikt under lasting av høye dumpere, og det er dessuten et sikkerhetsmoment ved særlig høy røys. Ekstra førerhusbeskyttelse finnes både mot takras og mot ras i røysa.

Brøyt X4 opererer langs den ene tunnelsiden uten å bevege seg på tvers av tunnelaksen i nevneverdig grad. Kabelen vil da ligge relativt godt beskyttet hele tiden langs den samme tunnelveggen. Underrammen står stort sett parallelt tunnelaksen det meste av tiden.

Transformatorene stilles gjerne opptil 200 m fra stuff.

Tabell 11-2.

Prosjekt og dato	Bergart	Lasting øsekap. fm ³ /t	Lasting og rensk fm ³ /t	Lasting, rensk venting fm ³ /t	Anm.
St. Gotthard/N jan./71	Granit mid. grov-kornet	248	183	158	Meget god fragm.
St. Gotthard/N feb./71	Granit mid. grov-kornet	241	176	158	Meget god fragm.
St. Gotthard/N mars/71	Granit mid. grov-kornet	262	182	166	Meget god fragm.
Seelisberg/N feb./74	Granit	140	120	—	Meget god fragm.
Seelisberg/S feb./74	Granit	129	115	—	Meget god fragm.
Seelisberg/N pr. okt. 74	Granit	—	—	128	Langtidskap på 3.500 timer 450.000 fm ³

4. FREMTIDSPERSPEKTIVER

Inntil det forefinnes elektrisk drevne større hjullastere med eksempelvis trolledydrift, ser det ut til at Brøyt X4 EL i dag er det mest aktuelle alternativ til dieseldrevne lastemaskiner under jord. For tunneltverrsnitt mellom 40 og 60 m² vil sannsynligvis X4 EL holde skansen til nye metoder er utbredt i praksis, f.eks. fullprofilboring av store tverrsnitt med uttransport av massene ved båndtransportør, pumping med vann eller pneumatisk transport.

Det blir interessant å se hvor lenge våre konvensjonelle laste- og transportmetoder beholder sine praktiske og økonomiske fordeler i vårt konkurransepregede klima.

Når det gjelder Brøyt må vi si at det har vært en markert utvikling siden Søylands wiremaskin ble produsert i 50-årene, fig. 11.2.



Fig. 11-2. Søylands wiremaskin fra 1950-årene.

DRIFTSRESULTAT MED LASTMASKIN BRØYT X4 EL

Results from loading with Brøyt X4 EL

Arbeidssjef Arne Sörqvist, Statens Vattenfallsverk, Stockholm

SAMMENDRAG

Erfaringer med Brøyt X4 EL fra 2 års drift i svenske tunneller viser:

På plussiden:

Bedre arbeidsatmosfære og mindre støy.

Lavere ventilasjonskostnader.

Bedre og sikrere arbeidsforhold under rensk av vegger og tak.

Relativt gode lastekapasiteter i tunneller med arealer mellom ca. 40 og 60 m².

På minussiden:

Det trengs en særskilt arbeidsmaskin for å rydde sålen og samle røysa før utlastingen kan ta til.

SUMMARY

Swedish experience from operating the Brøyt X4-EL through 2 years have shown:

Plus:

Better air and noise conditions.

Less ventilation costs.

Better and safer conditions for cleaning walls and roof.

Suitable dimensions for operating in middle sized tunnels.

Minus:

Broken rock has to be concentrated by other machines.

Cable-operations.

The cost of the equipment is relative high the capacity taken into account.

Under de senaste åren har en fortgående skärpning av miljökraven skett inom många arbetsområden, och speciellt gäller detta vid anläggningsarbeten under jord. Att klara kraven i alla lägen genom utökad ventilation är knappast tekniskt eller ekonomiskt möjligt, varför källorna till luftföroreningsarna måste angripas. Vi har i första hand spränggaser, dieselavgaser, stendamm och oljedimma. I denna redogörelse kommer jag endast att ägna mig åt dieselavgaser vid lastningsarbeten.

Vattenfalls omfattande underjordsarbeten består i huvudsak av drivning av tunnlar samt övriga utrymmen för vattenkraftanläggningar. De flesta tunnlarna har en area av 50–90 m² och kraven på utlastningskapacitet är minst 100 tfm³/tim i tunnlar med arean 65 m² och större.

I dessa begränsade utrymmen kan för närvarande endast dieseldrivna hjullastare klara kapacitetskravet. Dieselmotorerna har en effekt av 220 kW. Att kunna innehålla föreskrivna gränsvärden för avgaserna är mycket svårt med hänsyn till lastarens arbetssätt där effektbehovet vid varje arbetsmoment varierar mellan tomgång och fullast.

Aktuell situation är att speciellt avgasvänliga motorer och speciellt dieselbränsle måste användas. Dessutom erfordras massor med dyrbar ventilationsluft för att tunna ut avgaserna vid tunnelfronten.

För ca. 3 år sedan började vi söka alternativ till dieseldrivna lastmaskiner. Sådana fanns såväl el- som hydrauldrivna men långt från de dimensioner som erfordrades för våra kapacitetskrav. Det närmaste vi kunde komma var en eldriven Brøyt X4 med en skopvolym av $2,5 \text{ m}^3$ och ett effektbehov av 130 kW.

Vi var även skeptiska mot denna maskin som saknade transportmaskineri och därmed verkade svårhanterlig och livsfarlig för allt som fanns i närheten. Dessutom var skopvolymen blygsam mot $4,3 \text{ m}^3$ som vi hade på hjullastarna.

Intresset fanns dock fortfarande varför vi utförde arbetsstudier på en dieseldriven X4 och fann att den var användbar i tunnlar med en bredd av minst 8 m och arean $50\text{--}60 \text{ m}^2$. Eldrivna X4 fanns i arbete i vägtunnlar i Schweiz, och vi gjorde ett besök där för att studera dess driftförmåga och träffa brukande personal.

Resultatet blev att vi köpte en maskin 1973 och ytterligare en 1974. Dessa användes nu sedan snart 2 år tillbaka vid ett kraftverksbygge i Norra Sverige.

Några större problem med maskinerna har vi ej haft. Utlovad kapacitet har kunnat hållas, och denne är vi nöjda med vid lastning i tunnlar med area upp till 60 m^2 . Vid större areor måste vi använda dieseldrivna hjullastare.

Redan på ett tidigt stadium hade vi sammanträffande med tillverkande företag och deras konstruktörer och önskade en större maskin. Det var första gången företaget fick detta önskemål, och de var måttligt intresserade. Dels fanns ej resurser beträffande verkstadutrymme för ytterligare en maskintyp och dels måste räknas med flera års arbete med konstruktion och provdrift.

Vi föreslog då att kapaciteten på X4 skulle ökas. Detta ansåg vi vara möjligt emedan vi enligt referenser erfarit att haverier på stålkonstruktionen ej förekommit, alltså måste denna vara överdimensionerad. Dessutom fanns ett överskott av hästkrafter i motorn. Företagets konstruktionschef var tveksam, men kunde ej stå emot vårt tryck. Kapaciteten på hydropumparna ökades, och trycket ökades från 165 till 200 bar. Dessutom monterades större skopcyllindrar. Efter dessa modifieringar ökades kapaciteten med ca. 8%. Det höga trycket 200 bar medförde dock vissa problem, varför detta sänkts till 180 bar utan någon kapacitetssänkning. Nämnas kan att vi även föresatt maskinen med en extra motvikt av 800 kg för lastning i nedförslutning. Vi har även provat skopor med volymen $3,0 \text{ m}^3$ men detta gav ingen mätbar kapacitetsvinst, varför standardskopa huvudsakligen användes.

Arbetsstudier för jämförelse av Brøyt X4 med en dieseldriven hjullastare av typ Caterpillar 980 B er bl.a. gjorts i 60 m^2 tillfartstunnlar med lutning 1:7 nedför. Vi kom fram till en driftskapacitet på $92 \text{ fm}^3/\text{tim.}$ för Brøyt X4 och $99 \text{ fm}^3/\text{tim.}$ Cat. 980 B.

I fig. 12.1 har gjorts ett försök att visa vid vilken salvolum Brøyt X4 kapacitetsmässigt är överlägsen nämnda hjullastare. Med våra nuvarande kapacitetskrav vid drivning av tunnlar med större area än 60 m^2 är vi ännu helt hänvisade till dieseldrivna hjullastare. Vi undersöker dock världsmarknaden i hopp om att finna någon eldriven lastmaskin, som klarar kapacitetskraven även i större tunnlar.

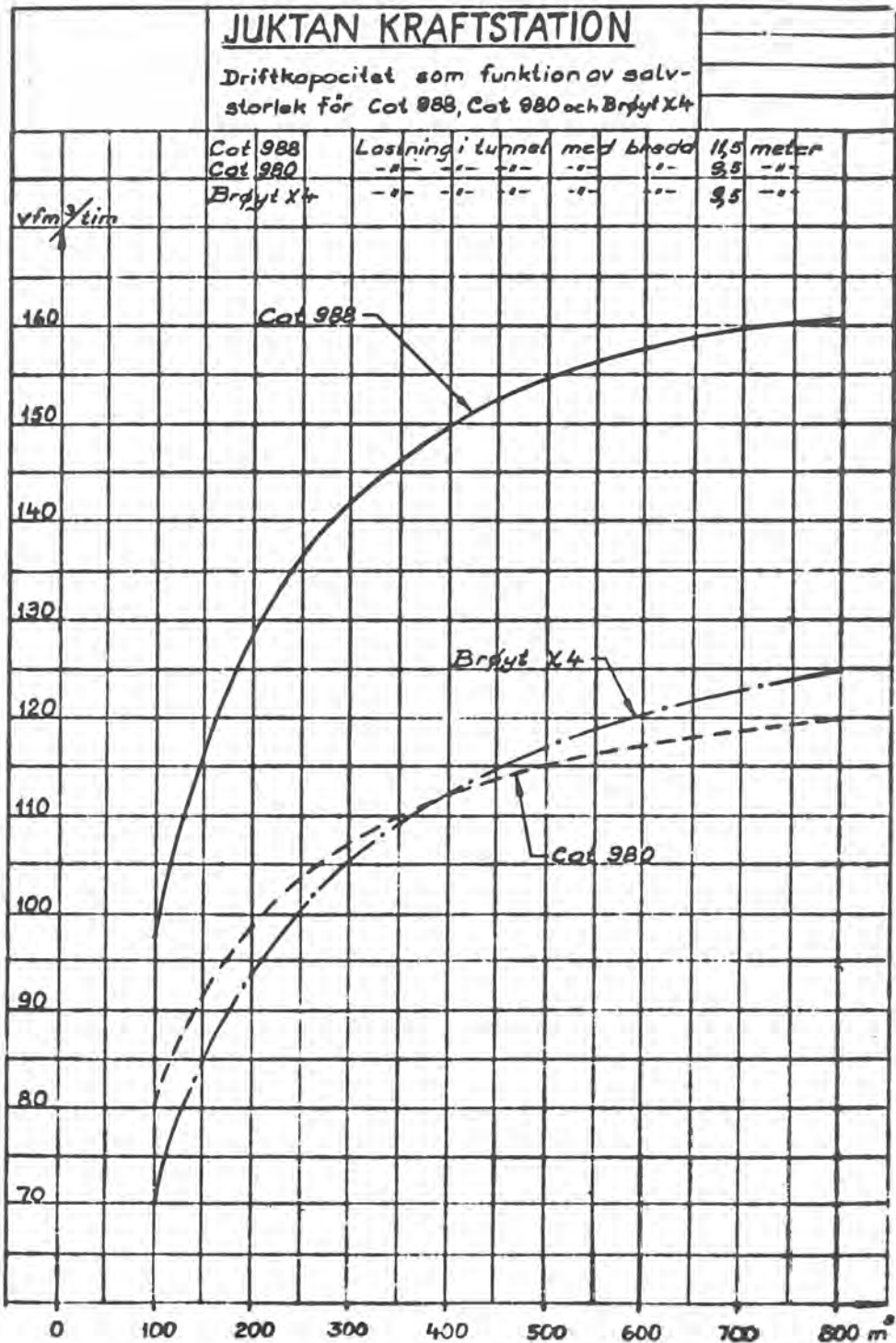


Fig. 12-1.

En viktig faktor är även maskinkostnaden. Denna visas i fig. 12.2 där detaljkostnaden per maskintimme redovisas. Kapitalkostnaden förefaller kanske mycket hög men den hänföres dels till vår avskrivningspolitik samt dels till drivningsmetoden. Drivningen utföres i form av rundgång vilket innebär att samma personal utför såväl borrning som sprängning och transport. Lastmaskinen utnyttjas därför endast ca. 3 tim per skift.

Reparationskostnaden har blivit högre än vi kalkylerat med. Detta trots att några större haverier ej inträffat.

JUKTANARBETENA

UPPFÖLJNING AV ARBETSMASKINER T.O.M. JUNI 1975

MASKIN: LASTMASKIN BRØYT X4 EL

LASTAD BERGVOLYM:

4166 lm x 60 m² = ≈ 250.000 tfm³

Kapacitet: ≈ 91 tfm³/maskintimme

motsv. ≈ 105 vfm³/maskintimme

PERIOD	KÖR-	KOSTNADER kr./m-tim									ÖV- RIGT	TOTALT
	TID	FÖRAR	HYRA	DRIFTSERVICE		REPARATIONER						
	m-tim	LÖN		Arb.lön	Övrigt	"Däck"	Maskin	Slitrep.	Övrigt			
t.o.m. 12/74	1884,5	45,97	126,77	25,84	15,85	3,69	76,48	14,81	3,41	5,96	318,72	
1/75	85,5	52,15	163,53	34,49	12,85	276,22	162,34	27,05	4,77	—	408,72	
2/	123,5	46,33	163,02	23,85	7,34	—	170,43	7,00	7,97	63,52	489,46	
3/	134,5	47,75	157,46	29,71	18,92	3,61	241,26	65,58	10,65	13,39	598,33	
t.o.m. 3/75	2228,0	46,34	132,04	26,90	15,45	13,94	82,48	17,91	4,15	9,37	348,58	
4/75	140,0	48,83	155,00	30,24	4,67	—	80,64	20,16	28,66	—	368,20	
5/	222,0	47,82	132,84	27,86	24,57	0,86	58,34	47,07	1,52	—	335,90	
6/	145,0	49,77	152,93	30,53	7,96	—	130,46	12,63	2,40	1,62	388,28	
t.o.m. 6/75	2735,0	46,77	134,39	27,34	14,69	11,42	82,97	19,71	5,10	7,72	350,11	
MOTSVARANDE VÄRDEN FÖR CAT 980 B:												
t.o.m. 6/75	633,5	49,62	128,05	4,69	43,50	84,30	49,93	12,23	—	1,39	373,71	

Fig. 12-2.

I fig. 12.3 visas lastningskostnaden per tfm^3 .

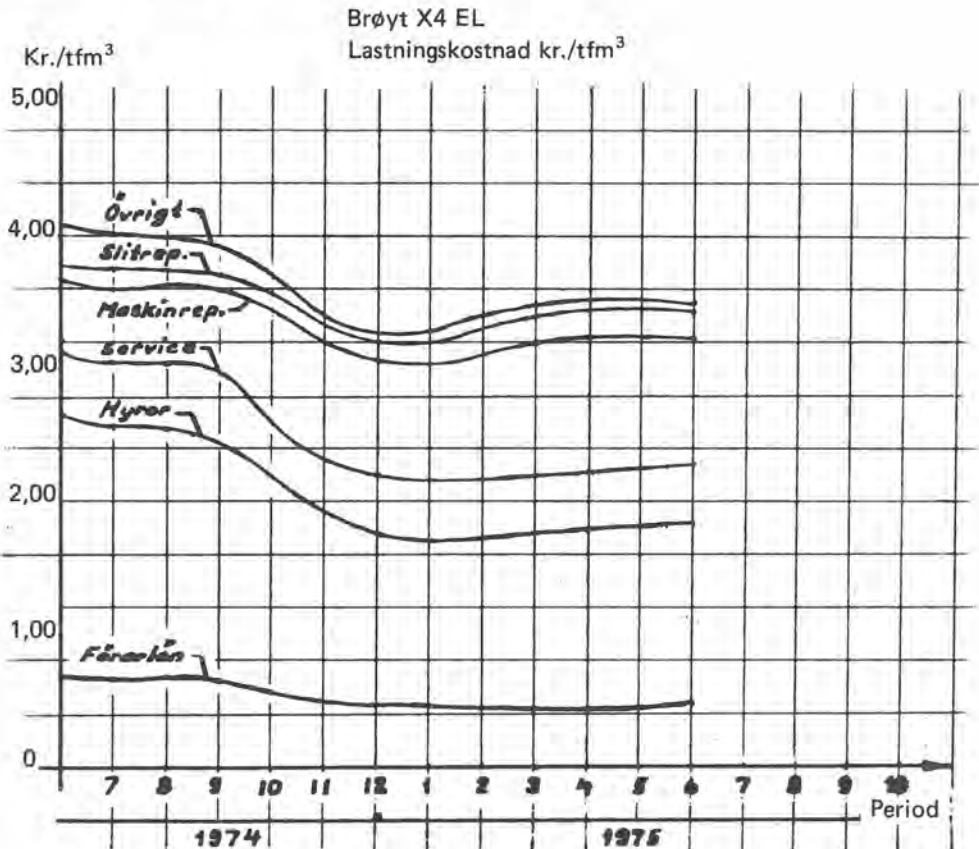


Fig. 12-3.

Fig. 12.4 visar hur hyreskostnaden beräknats. Den ekonomiska livslängden är baserad på 8 år eller 10.000 maskintimmar. Hyran utgår dels i form av en fast kostnad för att täcka ränte- och administrationskostnaden och dels av en kostnad per maskintimme för avskrivning. Som framgår tillämpa vi en degressiv avskrivning. Detta för att möta en med åldern ökad reparationskostnad samt en eventuell teknisk åldring.

Fig. 12.5 visar bullernivån från Brøyt X4 samt från dieseldriven hjullastare.

GRÄVMASKINER Bröyt X4**Hyresberäkning 1976-12-18**

Anskaffn. okt.-74:	104 = 592.200 — reservskopa 33.100,—	559.100,—
	105 = 608.100 — » 43.400,—	564.700,—
		561.900,—
Tillkommer ombyggnad arm,	hydraulcylindrar =	38.100,—
	Summa anskaffningsvärde	600.000,—
	Reservskopor	40.000,—

	Maskin	Reservskopa
Anskaffningsvärde	600.000,—	40.000,—
Bor. livslängd	10.000 tim./8 år	2500 tim/4 år
Hyresintervall	4·2500 tim/4. 24 mån.	1. 2500/1. 48 mån
Avskrivning i % per interv.	Steg 1 = 36%, 2 = 28, 3 = 21, 4 = 15%	Steg 1 = 100%
Räntefaktor (p = 10%)	1,41	1,26
Räntekostnad	246.000,—	10.400,—
Omkostn.-pålägg 0,5 o/oo	300—/mån	20,—/mån

INTERVALL	ARBETSHYRA	GRUNDHYRA
0— 2500	86,40 + 8,— = 94,40 = <u>95,—/tim</u>	3690 + 216 + 320 = 4226 = <u>4207,—/mån</u>
2500— 5000	67,20 + 8,— = 75,20 = <u>75,—/tim</u>	2870 + 216 + 320 = 3406 = <u>3400,—/mån</u>
5000— 7500	50,40 + 8,— = 58,40 = <u>58,—/tim</u>	2152 + 216 + 320 = 2688 = <u>2700,—/mån</u>
7500—10000	36,00 + 8,— = 44,00 = <u>44,—/tim</u>	1538 + 216 + 320 = 2078 = <u>2100,—/mån</u>
10000—	0,00 + 8,— = 8,00 = <u>15,—/tim</u>	0 + 216 + 320 = 536 = <u>1000,—/mån</u>

Fig. 12-4.

VATTENFALL – BULLERMÄTNING

Utfördare Arbetsplate Juktan
 B. Edberg Tilloppstunnel och avloppstunnel
 Datum 1974-09-10 1974-09-26

Arbete

Utlastning med Bröyt X4 i tilloppstunnel, och Cat 988 i avloppstunnel på Cat 769 B, max. 2-3 st på lastplatsen samtidigt. Mätningen utförd 10 m bakom lastaren. Uppmätta ljudtrycksnivåer max. och min. för respektive frekvens. Toppvärden vid tömning av skopa på tomt flak ej medtagna.

Skaderiskkurvor:

V	<	5 min./dag
IV		20 min./dag
III	>	1- 2 tim./dag
II		2- 5 tim./dag
I		5 tim./dag

Ljudtrycksnivå per oktavband dB

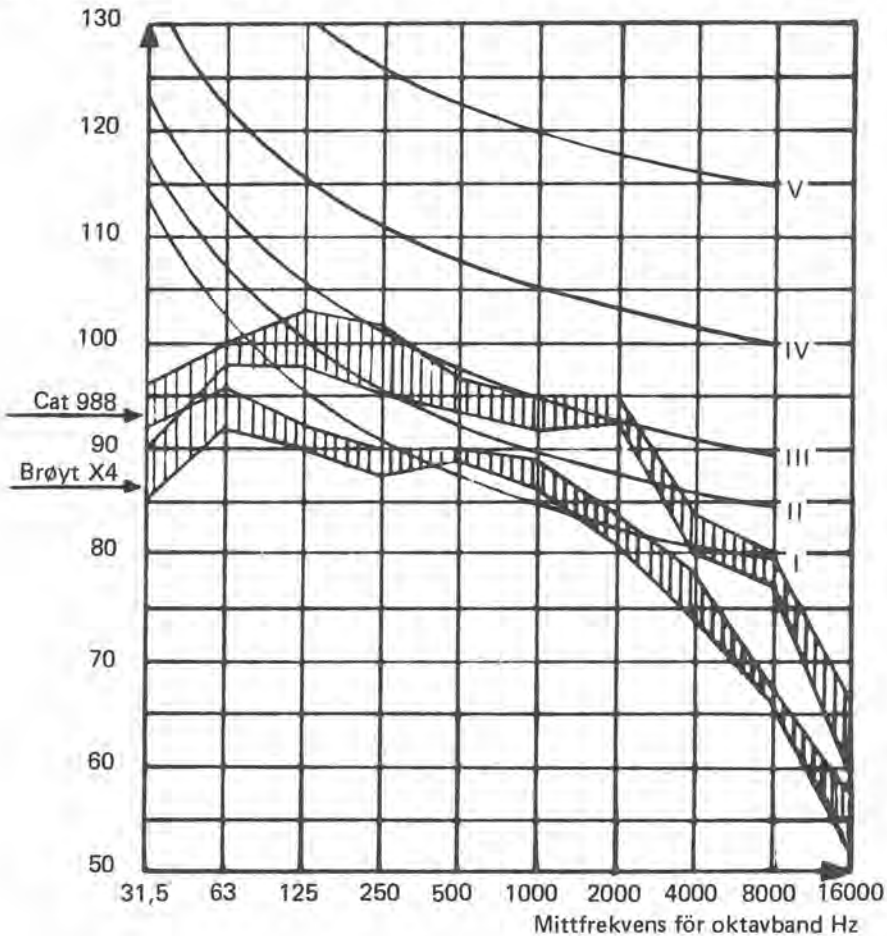


Fig. 12-5

Sammanfattning

Efter ca. 2 års användning av Bröyt X4 har vi följande erfarenheter i förhållande till dieseldriven hjullastare vid berglastning under jord:

Fördelar

- bättre arbetsmiljö beträffande luft och buller
- mindre ventilationsbehov
- bättre maskinskrotning av väggar och tak
- mindre arbetskrävande slutrensning
- mindre utrymmeskrävande

Nackdelar

- hopskrapning av salvan måste utföras av annan maskin
- framdragnings och skydd av erforderliga elkablar
- maskinens timkostnad i förhållande till kapaciteten i högsta laget.

ERFARING MED MOXY-DUMPEREN

Experiences with the Moxy-dumper

Anleggsleder Sigmund Høyland, Bertelsen & Garpestad, Eigersund

SAMMENDRAG

Artikkelen er en kort redegjørelse for hvordan terrengdumperen Moxy-D15 kan forenkle driftsopplegget under veibygging. Om Moxy-D15 er en økonomisk dumper i sin størrelse diskuteres ikke. Tar man hensyn til tidsfaktoren og lite hindring av den øvrige drift, så burde dette gi lønnsomhet.

SUMMARY

The author gives a short description of the new Norwegian-built Moxy-dumper. The Moxy-dumper has shown excellent good results especially in rough terrain.

1. GENERELT

Da vi i 1973 påtok oss en entreprise av fylkesveganlegget Vadla—Suldal for Statens Vegvesen i Rogaland og i 1974 anleggsveg Mosvatn—Sandsa for NVE ved Ulla—Førre-anleggene, hadde vi lenge tenkt å prøve terrengdumper til massetransport på veganlegg. Disse entrepriser omfattet bygging av ca. 20 km veg med grave- og sprengningsmasser, ca. 200.000 m³, og med svært knapp tidsfrist.

Etter å ha prøvet forskjellige terreng- og traktordumpere som er på markedet på leiebasis over lengre tid, ble vi presentert for Moxy-D15, fig. 13.1. Det viste seg at denne hadde bedre terrengegenskaper og større motor enn andre i samme størrelse og prisklasse. Det at dumperen er norskbygget var sikkert også med og gjorde interessen stor slik at vi valgte nettopp denne typen. Vi har senere anskaffet enda en, og disse har til nå henholdsvis 2.400 og 3.300 driftstimer.

2. PRESENTASJON AV DUMPEREN

Moxy-D15 produseres av Moxy A/S i Elnesvågen nord for Molde. Den bygges på komponenter innkjøpt fra Sverige, Tyskland og USA. Motoren er en Scania DS8-R40 med effekt 207 hk SAE. Lasteevnen iflg. fabrikken er 15 tonn. Dumperen har 6-hjulsdrift med differensialspærre og er midjestyrt. Moxy-D15 har en 4 gears powershift gearkasse som gir max. kjørehastighet 30 km/t forover og bakover.

Noen spesifikasjoner:

Vekt uten last	12.300	kg	Total lengde	8,46	m
Lastevolum, strøket mål	8,2	m ³	Total bredde	2,50	m
Lastevolum, toppet mål	11,0	m ³	Største høyde	3,13	m

Moxy-D15 har fritt pendlende boggioppheng, og differensialspærren virker på bakhjulene. Driften på framhjulene er utkoplingsbar. Dumperkassen har en tippvinkel på 70° , og tipptiden er 15 sek.



Fig. 13-1. Moxy-D15.

3. ERFARINGER GJORT MED MOXY-DUMPEREN

En av mange andre viktige arbeidsoperasjoner på et veganlegg er massetransport med varierende transportlengde. Tidligere ble massetransportene utført med dozer eller hjulshovel opp til en begrenset økonomisk lengde. Vi har imidlertid erfart at ved å bruke Moxy-D15 og hydraulisk gravemaskin kan man korte ned tidsfaktoren betraktelig samtidig som hele transporten faller enklere. Den økonomiske transportlengde for Moxy og gravemaskin er betydelig lengre enn for hjulshovel.

At transporten faller enklere, forklares slik: Brukes hjulshovel til utlasting, må salven lastes fra bunnen. Da oppstår et problem for transport av utstyr som skal over røysa. Altså den øvrige driften blir hindret av lastingen.

Brukes Moxy terrengdumper og gravemaskin, så bygges en provisorisk veg over røysa. Dumper og gravemaskin står på denne vegen, og lastning foretas fra toppen. Dermed kan transport av utstyr gå uhindret hele tiden mens salven lastes ut. Lastingen faller også enklere da gravemaskinen hele tiden står på toppen og kan arbeide med masse som triller inn i skuffen, fig. 13.2. Plassering av store blokker på dumperen faller også lettere da denne står litt på hell forover, og utsikten for gravemaskinkjørereren blir den beste. Til sist kan sies at lastevolumet blir bedre utnyttet, fig. 13.3. Dette er én erfaring vi har gjort ved hjelp av Moxy-D15. Om denne laste- og transportoperasjon separat faller rimeligere enn ved bruk av andre metoder, tør ikke påstås, men den er tidsbesparende og hindrer lite den øvrige drift.



Fig. 13-2. Lasting fra toppen av røys.



Fig. 13-3. En godt lastet Moxy-dumper.

Sammenlignes transport utført med lastebiler og terrengdumper, vil man finne følgende: En terrengdumper stiller små krav til underlaget. Masse kan transporteres uten problem på grovsteinsfyllinger for å vente med bærelag til en får masse som passer til dette. Brukes lastebil, må grus og bærelag legges for å komme frem, og dette er ekstraomkostninger som kan spares. Da Moxxy-D15 har vist seg å være stødig og vennlig med dekkene på dårlig underlag, har vi ingen betenkeligheter med å utsette pålegging av avrettingslagene til det måtte passe.

Massetransport i stigning på dårlig underlag kan med sikkerhet sies er den transport som er minst økonomisk. Under vegbyggingsprosjekter kommer man ofte ut for transport i leir og moreneholdige masser. Her er det at Moxxy-D15 kommer til sin rett. Den har terrengegenskaper og en evne til å ta seg fram som vi mener overgår andre terrengdumpere i den prisklassen. Det sies populært at "Moxxy'en flyter på grumset vann". En sannhet med modifikasjoner, men den's små krav til underlag er nødt til å gi lønnsomhet.

Tidligere hadde vi store utgifter til å opparbeide snuplasser. Dumperen må snus nær opplastningsstedet og nær tippområdet. Etter at vi begynte med Moxxy, har kostnadene med å bygge snu- og møteplasser blitt redusert. En Moxxy stiller små krav til disse og viser seg å være stødig med lass og stor avvinkling. Full avvinkling er 45°.

Dårlige erfaringer er ikke mange. Vi har hatt et par tilfeller der vi måtte skifte tipsylindere på den ene av dumperne. De ble oppskrapet, og dette forårsaket etter en tid oljelekkasjer. Man mener at sylindrene var utsatt for støv og forurensninger. Dette er blitt endret på de nyere modellene. Det er nå satt en gummihette over sylindrene som beskytter disse.

Plasseringen av diesel- og hydraulikktank under støtfangeren foran må sies å være uheldig. Bakkeklaringen her er for liten når man tar i betraktning det dårlige terrenget dumperen ellers er i stand til å klare seg i. På de nyere modellene er forøvrig også dette rettet på. Hydraulikktanken og dieseltanken er løftet opp og ligger mere beskyttet bak støtfangeren. Det kan også nevnes at de nyere modellene har eksosoppvarmet dumperkasse. Det har ikke vært noe problem hos oss dette med vanskelig tømning i kaldt vær da vi enda ikke har fått prøvet slike forhold.

Vi har lenge etterlyst en trykklufoperert bakluke. Den originale bakluken var en dårlig utførelse som ganske fort ble fjernet fra våre dumpere. Det er med glede vi i disse dager har mottatt brev fra fabrikken om at denne nå er utprøvet og kommet på markedet. Vi er sikre på at vi dermed kan øke lastekapasiteten betraktelig. Særlig under transport i motbakke har vi savnet en solid bakluke.

4. KOSTNADER

Dersom vi regner maskinen avskrevet etter 8.000 driftstimer og verdien av maskinen da settes til 0, får vi for våre dumpere en kostnadsoversikt som er slik utregnet pr. driftstime.

Avskrivning	kr. 39,25
Dekk	» 10,00
Smøreolje — filter	» 1,55
Diesel	» 5,20
Deler	» 1,00
Reparasjon	» 1,00
Renter	» 7,00
Sum pr. driftstime	<u>kr. 65,00</u>

Dette er eksklusiv utgifter til fører. Driftstimene for våre dumpere er nå henholdsvis 2.400 og 3.300. Her må føyes til at våre deler og reparasjonsutgifter hittil er nesten lik null. Vi har likevel satt dette til kr. 1,—.

Rogaland Vegvesen har en Mox-D15 på sitt veganlegg ved Suldalsvann. Den har gått 2.050 driftstimer i tunnelkjøring. Her er transportert 37.500 m³ fast fjell med en gjennomsnittlig kjørelengde på 400 m. Tunnellene er drevet med stigning 8 o/oo, men unnakjøring med lass har vært 60 o/oo. Dette gir hos dem følgende oversikt regnet i forhold til transportert fast fjell:

kr. 0,37 pr. m ³ fast fjell	Dekkutgifter
kr. 0,34 pr. m ³ fast fjell	Diesel, motorolje, filter og fett
kr. 0,34 pr. m ³ fast fjell	Rekvisita, speil, lykter, pusserblader

Det vil si at på den maskinen er dekkutgifter = diesel og oljeutgifter = rekvisita = ca. 35 øre pr. m³ fast fjell.

Vedlikeholdsutgiftene hos Vegvesenet viste seg å være større enn hos oss, men som nevnt, transporten foregår under andre forhold.

5. AVSLUTNING

Vårt arbeidsfelt har mye vært veganlegg i fjellet med korte sesonger og korte tidsfrister. Dette medfører på våre anlegg en stor spredning av utstyr i traséen. Provisoriske veger må bygges for å kunne få fram utstyr. Samhørigheten i driften er ganske avgjørende for resultatet, og terrengdumperen er hos oss en viktig maskin i prosjektet. Terrengdumperen Mox-D15 er ingen maskin beregnet på store hastigheter, men en sliter for dårlig fremkommelige veger. Vi mener at denne husflidproduserte terrengdumperen var for oss det rette valg.

14. ARBEIDSKRAFTSITUASJONEN VED GRUVER OG ANLEGG

14.1. INNLEGG I PANELDISKUSJONEN

Sekretær Harald Øveraas; Norsk Arbeidsmandsforbund:

Når dette spørsmål skal drøftes, må jeg innledningsvis gjøre det klart at jeg i min vurdering tar utgangspunkt i en situasjon med full sysselsetting, hvor den enkelte har anledning til å foreta et selvstendig valg av yrke — eller tilnærmet selvstendig, da jo valgmuligheter i tidligere år av hensyn til utdanning og yrke var begrenset både av distriktsmessige og økonomiske forhold.

I en tid med lav sysselsetting var jo heller ikke rekrutteringsbehovet noe problem, men forholdene endrer seg når valgmulighetene blir fler. Spørsmålet som da reiser seg er hvordan disse to yrkeskategorier skal dekke sitt arbeidskraftbehov — både kvantitativt og kvalitativt. Forutsetningen for at noen skal klare dette er etter min mening at man er klar over både de positive og negative sider ved yrket som er med på virke inn på konkurransen med andre tilbud.

I denne vurdering vil en snart se at forholdene er ikke like for disse to yrker, og en kan ikke uten videre finne løsninger som kan nyttes på begge.

I dette korte innlegg kan jeg ikke gå inn på så mange forhold, men kan peke på at for anleggenes vedkommende er, og vil i sterkere grad i fremtiden bli at den stadige flytting og pendling vanskeliggjør rekrutteringen. Dette problem har ikke bergverkene i like stor grad.

Når dette er sagt, vil jeg likevel ikke unnlate å nevne at felles for begge yrker er at det fortsatt henger igjen en motvilje som har sin forankring i at tidligere var ikke anlegg- eller gruvearbeideren de som ruvet noe særlig på samfunnets rangstige, og selv om det har skjedd noen endringer, tror jeg bestemt at det fortsatt henger igjen den innstilling at skal man telle med, så bør en vise duskelua en gang i året. Hvem er det eksempelvis i denne sal som vil anbefale sin sønn å ta til som gruve- eller anleggsarbeider så snart han er blitt gammel nok? Hvis ikke vi som kjenner yrket, kan anbefale det overfor våre egne, så er det muligens lettere å forstå andre når de sier at "min sønn skal bli noe — han skal studere".

Når en i tillegg til disse holdninger også ser de utslag av klassifisering sosialt som gjør seg gjeldende, så har en lettere for å forstå at rekruttering vanskeliggjøres.

Med den utvikling vi har hatt maskinelt ved gruver og anlegg, tror jeg det vil virke positivt om en allerede gjennom skolen kan gi informasjon og orientering til elevene om hva arbeidet går ut på.

Det vil videre være av betydning at yrkesskolene blir bygget ut med tilbud for denne yrkeskategori. Det kan nevnes at Departementet har et utvalg i arbeid med pensumplaner for opplæring av maskinførere og reparatører. Innstilling fra dette utvalg vil bli overlevert om relativt kort tid, og det er å håpe at opplæring kan ta til relativt raskt. Denne grunnopplæring vil etter min mening ha stor betydning for den fremtidige rekruttering. Forhåpentligvis vil denne opplæring gi en fagstatus-kompetanse som mange vil være interessert i å skaffe seg, og som vil komme gruve- og anleggsbransjen til gode.

Vi må imidlertid være varsom med å tro at dette vil løse alle problemer med rekrutteringen. Jeg tror vi skal være klar over at ennå står en rekke forhold igjen å endre på — både sosialt, og ikke minst miljømessig, før bransjene kan sies å stå godt rustet med hensyn til rekruttering.

14.2. INNLEGG I PANELDISKUSJON

Direktør Per C. Sandberg, A/S Sydvaranger:

Når jeg skal snakke om arbeidskraftsituasjonen i norske bergverk, tar jeg utgangspunkt i situasjonen som den var så sent som årsskiftet 1974/75, og ikke i dagens situasjon. Jeg tror at ikke noe norsk bergverk egentlig i dag har problem med sin rekruttering.

Det "normale" forhold fra fredsslutningen til i dag har imidlertid vært at de fleste norske gruber har måttet ha et mindre aktivitetsnivå enn ønskelig pga. manglende tilgang på arbeidskraft. Dette har kanskje ikke gitt seg så store utslag på de rene produksjonsresultater fra dag til dag, men har hatt mer langsiktige virkninger idet nødvendig oppfarings- og nyanleggsarbeid har blitt utsatt. Spesielt har mannskapsmangel vært følelig i sommersesongen, hvor særlig nyanleggsarbeider burde vært utført.

Årsakene til at bergverkene kanskje spesielt har vært skadelidende, er mange og tildels kompliserte. Det kan nevnes ting som lite sentral beliggenhet, lokale samfunnsmessige skjevheter, lite statuspreget yrke, betalingsforhold etc. En vesentlig rolle spiller kanskje mangel på informasjon om hvordan yrket egentlig er. De inntrykk utenforstående mennesker har, er bibragt av forfattere som stort sett gir uttrykk for at grubearbeid er farlig, slitsomt og dårlig betalt. Dette syn har i den senere tid measemediæene støttet opp om, og det har ikke lettet situasjonen for bransjen.

Konkurransen om arbeidskraften har særlig vært følbar fra entreprenørhold. En tid gikk strømmen ensidig fra bergverk til anlegg etter at opplæring var foretatt i gruvene. I dag er tendensen kanskje snudd en del, idet gruvene representerer vanligvis en mer stabil arbeidsplass og stiller ofte familieboliger til disposisjon for sine ansatte. Familieboligene har i det hele for mange bergverk vært den beste streng å spille på i kampen om arbeidskraften.

Det stramme arbeidsmarked og dets bivirkninger i form av lønnsstigninger har virket til en øket mekanisering i norske bergverk. Mekanisering har medført enten mindre behov for operatører til fast produksjon eller øket produksjon på et fast belegg. De fleste bergverk har øket sin produksjon uten å øke belegget. På landsbasis hadde man i 1930 30 bergverk med 6734 ansatte. Bryting ca. 4 mill. tonn malm + gråberg. I 1950 var i dirft 19 bergverk med 3798 ansatte. De brøt 2,3 mill. tonn, og i 1974 19 bedrifter med 5611 ansatte. Bryting ca. 32 mill. tonn malm + gråberg pr. år. Tallene er fra Statistisk Sentralbyrå.

For den enkelte ansatte har mekaniseringen betydd både fordeler og ulemper. Støy, krav til arbeidsrytme og ikke minst mer ensformig arbeid er negative faktorer i mekaniseringens kjølvann som kanskje oppveier fordelene at gruvearbeid ikke lenger er fysisk tungt. Eldre gruvearbeidere har videre hatt vanskeligheter med å omstille seg til mer moderne maskineri, og dette fenomen har skaffet bransjen vanskeligheter med beskjeftigelse for de eldre. Mekaniseringen har selvfølgelig også blitt fulgt av et opplæringsbehov som har gitt noe forskjellige utslag. Den klassiske metode for å lære opp gruvearbeidere inntil ca. 1950 var å sette uvante folk sammen med erfarne. De uvante fikk så gradvis overta flere og flere operasjoner.

Ulempene med dette "system" var at resultatet var helt avhengig av en tilfeldig valgt instruktør som overhode ikke var skolert som sådann. Det kunne gå år før f.eks. en mann kunne minereryrket.

Dagens dyre utrustninger krever en hurtig opplæring til i alle fall et visst grunnivå. Takket være standardisering av f.eks. boremønstret for sprengning kan dette skje innen et rimelig tidsrom. Tendensen er imidlertid at om det tar kortere til å lære opp operatører, har man fått et desto større problem i opplæring av vedlikeholdspersonell både på elektrisk og

mekanisk side. Sikkerhetsmessig finnes det også problem, operatører har lett for å overse dårlig fjell, som de gamle gruvearbeidere øyeblikkelig ville renske.

De forskjellige bergverksbedrifter søker i dag å løse sine opplæringsproblemer ad 2 veier. Om den ene eller den andre veg velges er avhengig av bedriftens størrelse, også av geografisk beliggenhet og tradisjon/alder. De fleste norske bergverk er forholdsvis små og søker å løse opplæring av operatører ved leie av instruktør fra maskinfabrikant eller forhandler. Også på vedlikeholdssiden er dette en forholdsvis brukbar veg å gå. Jeg tror at de fabrikanter eller forhandlere som kan gi best service på instruksjonssiden i fremtiden vil gå seirende ut i konkurransen med andre.

Større enheter har anskaffet et eget apparat for systematisk opplæring, tildels med meget gode resultater. Til dels kalles det skoler. Flere bedrifter opererer imidlertid med en opplæringsavdeling. Statlig er opprettet en komité for utredning av opplæringsproblemer for gruvearbeidere.

Uansett bedriftsstørrelse er opplæringsproblemet størst i vedlikeholdssektoren. Samarbeid med yrkesskolene er i stor grad forsøkt, men har i alle fall tildels budt på vanskeligheter: Yrkesskolenes undervisningsplan har for det første lett for å bli hengende etter den tekniske utvikling, for det annet legger skolene mer vekt på kvalitet enn kvantitet, og dette kolliderer med bedriftenes nødvendige krav til i alle fall en viss minstemengde utført arbeid pr. dag.

Til tross for vanskeligheter med arbeidskraft har bergverkene hittil greid å ha et belegg som har gitt de levedyktige bedrifter muligheter til å eksistere. Det har heller ikke skjedd noen påvisbar "forgubbing" i norsk gruveindustri, i motsetning til hva som hevdes å skje i Sverige.

Ser man på fremtidens arbeidskraftssituasjon for gruvene og hvordan man tror den vil utvikle seg, må man etter min mening for å sikre rekruttering til yrket foreta seg en del ting: Man må følge med i den tekniske utvikling og selv opplyse om sine oppfatninger ovenfor maskinfabrikanter, slik at nytt utstyr som lages blir mer attraktivt, spesielt når det gjelder støy, bekvem arbeidsstilling, lys og ventilasjon. Man må gi gode utdannelsestilbud. Man må fortsette å kunne tilby familieboliger i en eller annen form. Man må muligens engasjere seg mer i sine ansattes "fritidsproblemer". Man må forsøke å gi bedre informasjon om gruveyrket slik at bildet for mennesket utenfor faget blir mer nyansert enn i dag. Man må sist, men ikke minst legge ned et betydelig arbeid på den miljømessige side på arbeidsplassene, og det gjelder ikke bare fysisk miljø, men i aller høyeste grad den psykiske, hvor det gjelder å få hver enkelt medarbeider til å føle seg som en spiller på et godt samspilt fotballag.

Det kunne være fristende å forestille seg fremtidens arbeidsplasser i gruvene, det fører dessverre for langt. Fullfaceboring er imidlertid ett av stikkordene.

14.3. INNLEGG I PANELDISKUSJON

Overingeniør Gunnar Moen, NVE.

Jeg skal trekke fram: Innflytelse fra de store betongplattformanleggene på vår anleggsvirksomhet, vansker som vi ser for våre høgfjellsanlegg, virkning av nedsatt arbeidstid og øket mekanisering, avlønningsformen.

Det er naturlig at vi ser med en viss bekymring på utsiktene for våre store arbeidere i sørvest-Norge, på bakgrunn av erfaringer fra Grytten-anlegget ved Åndalsnes. Konkurransen

om fagarbeidere, spesielt snekkere, førte her til for liten besetning, og at faglige kvalifikasjoner ble dårlige. Resultatet ble forsinkelser, sprekk i terminplaner, uforutsett vinterarbeid o.l. Samtidig øket prispress og lønnsglidning, og totalt sett altså fordyrelser. Naturligvis ble vanskene forsterket ved at anlegget er under nedbygging, men det var et forvarsel, heldigvis i rimelig målestokk, på hva vi kan vente oss ved de kommende storanleggene.

For anlegg i høgfjellet trekker jeg fram to forskjellige problemer. Det ene gjelder sesongarbeidene. Det er ikke noe nytt problem, men vi vil møte det i øket grad på grunn av omfanget og ventet mindre tilgang på slik arbeidskraft. Vi kan foreslå demping ved å stoppe underjordsarbeid i sommermånedene, eller kanskje myndighetene kunne samordne med andre samfunnsoppgaver, som f.eks. vinterdrift i vegtunneler. En fordeling av arbeidene på flere firmaer vil også være en fordeling av problemet. Det andre problemet er særlig aktuelt om vinteren når arbeidsplassene blir mer eller mindre vanskelig tilgjengelige. Konkurransen om arbeidskraft, den alminnelige velstandsutvikling og krav om noe mere enn arbeid og mat må vi regne med vil gjøre slike arbeidsplasser mindre og mindre attraktive. Vi kan ikke fjerne isolasjonen og behov for familiesamvær, m.v., men må satse på måter å kompensere på. Jeg nevner som stikkord særlige lønnstillegg og skattefrie fordeler, bedring av innkvarteringsstandard og kommunikasjonsmuligheter, og kanskje nye arbeidstidsordninger som med ikke for lange mellomrom kan tillate lengre sammenhengende fritid. Med den kortere ukentlige arbeidstid som vi etterhvert får, kan kanskje dette siste lettere la seg gjøre. Men det krever mere folk, og fordyrer.

Nedsettelse av arbeidstiden synes ved hver anledning å ha ført til produksjonstap i omtrent samme forhold. Unntak er den første reduksjonen i 50-årene, fra 48 til 45 t/uke, hvor matpausens tidligere inkludering gjorde utslaget for 3 shifts drift. Skiftene natt til mandag, lørdag e.m. og lørdag f.m. er etterhvert blitt borte, og ved kommende vårs forkortelse må vi regne med at innarbeiding av ekstra fridager kan bli resultatet. Eneste måten å ta igjen noe av dette på synes å være å gå over til andre skiftordninger, noe som krever flere folk med alle konsekvenser av det. Øket mekanisering fremtvinges noe av dette, men effektivisering i sin alminnelighet er en kontinuerlig oppgave for ledelsen og ikke uten videre et resultat av tidspresset. Her kommer også konkurransemomentet inn. Jeg mener derfor at arbeidstidsforkortelse ikke kan kompenseres ved økt mekanisering.

Avlønningsformen som vi bruker, hvor praktisk talt alt arbeid forutsettes utført på akkord, har mange svakheter, og det hevdes at overgang til fastlønn vil skape mere trivsel og tilfredshet, og fjerne mange uoverensstemmelser. Både Statskraftverkene og entreprenørene står som arbeidsgivere foran drøftelser om forandring av systemet. Betenkelighetene knytter seg særlig til faren for produksjonstap ved ren fastlønn, og i første omgang tror jeg neppe fastlønn blir resultatet. I dag tror jeg det er vanskelig å slutte seg til om et annet system vil gi oss bedre rekruttering, akkordsystemet har mange tilhengere blant arbeidstakerne også.

14.4. INNLEGG I PANELDISKUSJON

Adm. direktør Jacob Skau-Jacobsen, Entreprenørens Landssammenslutning.

Innlegg i pandeldiskusjon.

Ot.prp. nr. 3 vedrørende arbeidervern og arbeidsmiljø inneholder mange endrede bestemmelser fra den nåværende Arbeidervernlov. Mange av disse er ønskelige, og det er bred enighet om hovedhensikten med den nye lov.

Når dette er sagt, vil jeg imidlertid gjerne peke på at dersom lovens paragrafer skal tolkes fullt ut, vil det bli umulig å drive underjordsvirksomhet i dette land i fremtiden.

Det er ikke mulig å skape et arbeidsmiljø som gir arbeiderne "full trygghet mot fysiske og psykiske skadevirkninger".

I Lovens § 8 heter det f.eks.:

"Arbeidsplassen skal innrettes slik at arbeidsmiljøet blir fullt forsvarlig ut fra hensynet til arbeidstakernes sikkerhet, helse og velferd."

Det heter videre at det særlig skal sørges for

- "at klimaet er fullt forsvarlig med hensyn til luftvolum, ventilasjon, fuktighet, trekk, temperatur o.l."
- "at forurensninger i form av støy, røyk, gass, damp, generende lukt og stråling unngås, medmindre det er på det rene at forurensningen ikke kan medføre uheldige belastninger for arbeidstakerne."

Den nye lov er som det vil være kjent, en typisk fullmaktslov, og det heter da også i § 8, siste ledd at

"Direktoratet for arbeidstilsynet gir nærmere bestemmelser om de krav som stilles etter denne paragraf på faste, midlertidige, skiftende og utendørs arbeidsplasser."

Det må bli en viktig oppgave for våre organisasjoner i den nærmeste tid sammen med Kommunal- og arbeidsdepartementet og Direktoratet for arbeidstilsynet å få fastlagt bestemmelser som det vil være mulig å etterleve i praksis. Jeg vil også gjerne påpeke, selv om tiden ikke gir anledning til å gå nærmere inn på dette, at verneombudene nå får en langt sterkere status enn de tidligere har hatt, og at de blant annet får rett til å stanse farlig arbeid.

Det er vel på det rene at når det gjelder de fysiske og psykiske faktorer, så er det gjort meget både ved gruver og anlegg. Men det er vel like klart at det finnes muligheter til å forbedre miljøet. Jeg tror personlig at det er viktig å få bestemmelser som klart sier hva det kreves på de forskjellige steder, f.eks. vedrørende ventilasjon. Et uttrykk som "tilstrekkelig luft" eller "tilstrekkelig ventilasjon" synes jeg er alt for løst. Man bør kunne arbeide seg frem til data over hvor meget luft som skal blåses inn på en stoff, avhengig av f.eks. hvor mange installerte HK det finnes i de dieselmaskiner som er i drift i vedkommende tunnel. Det påstås forøvrig med krav på pålitelighet at de tilsvarende nye forskrifter i Sverige er så strenge at på visse tunneltverrsnitt vil ventilasjonsrøret oppta minst 50% av arealet.

Så vil jeg gjerne si noen ord om hva entreprenørene har gjort for opplæring av fagarbeidere. —

På organisasjonsnivå ble det høsten 1971 opprettet en egen opplæringsavdeling. Denne avdeling består i dag av 2 heltidsansatte med nødvendig sekretærhjelpe. Avdelingen konsentrerer sin virksomhet i alt vesentlig om rekruttering og opplæring av fagarbeidere til entreprenørbransjen. Ved våre lokale avdelinger i Bergen og Oslo er det ansatt opplæringskonsulenter på deltid. Disse konsulenter konsentrerer også sin virksomhet om fagopplæring. Videre har de største entreprenørbedriftene egne opplæringsledere.

UTREDNINGSARBEID

Før vår opplæringsavdeling ble opprettet, arbeidet vi også med opplæringsspørsmål av fagarbeidere, og vår tidligere medarbeider, sivilingeniør Tore Løken, brukte vesentlig sin tid

på dette felt. På organisasjonens vegne deltok Løken i flere utredninger om fagopplæring innen betongfagene på 60-tallet, bl.a. en utredning som førte til opprettelse av bygg- og anleggslinjer ved en del av våre yrkesskoler. Tore Løken var også formann for den senere komité som skulle utrede spørsmål om opplærings- og rekrutteringsproblematikken i bygg- og anleggsbransjen. Andre utredningsoppgaver vi har deltatt aktivt i, er opplæring av anleggsmaskinførere og -reparatører og arbeidsledere til slike maskiner. Utredning om disse spørsmål pågår fortsatt, og vår organisasjon har påtatt seg sekretariatoppgaven i den sammenheng. Som kjent utredes også spørsmålene om opplæring av skytebaser og EL's opplæringsleder er formann i det Underutvalg under Løken-komiteén som har denne oppgave.

FAGOPPLÆRING

EL utarbeidet i 1973 et opplæringsprogram på ca. 200 timer i Teoretisk fagopplæring for bygg- og anleggsarbeidere. Opplæringsvirksomhet etter dette program er de siste par år drevet i Oslo-området, Rogaland og Bergen, og er fra i høst utvidet til Østfold fylke, Ålesund og Skiensfjord-området. Fagopplæringen drives i EL, Oslo Avdelings regi og for entreprenørenes midler, mens det på de andre steder drives av yrkesskolene med assistanse av våre medlemsbedrifter når det gjelder forelesere, tilgang av kurselever o.l. Oppslutningen til disse kurs har vært meget god, og håpet er at de skal spre seg til andre steder i landet.

LÆREMIDLER

Til den teoretiske fagopplæring har organisasjonen gått aktivt inn for å skaffe læremidler. Det viste seg nemlig at det innen det ordinære skoleverk ikke fantes egnet læremateriell innen betong-, forskaling-, armering- og grunn- og anleggsfagene. Etter samarbeid med det svenske Byggbund har organisasjonen innkøpt copyrighten til det svenske opplæringsprogram BYGG-VUX og fikk dette omarbeidet til norske forhold. Det utgis nå ved Universitetsforlaget.

Organisasjonen arbeider for tiden med utarbeidelse av brevkurs for folk som arbeider med fjellsprenget, og for sprengningsbaser. Brevkurset er beregnet ferdig sommeren 1976.

KRANFØREROPPLÆRING

Opplæringen av tårnkranførere har vært et forsømt kapittel i vårt land. EL tok høsten 1972 initiativ til å få opprettet Kranførerskolen i Asker. Den er nå i drift i Arbeidsdirektoratets regi. I løpet av våren og sommeren 1975 er det gjennomført teorikurs for tårnkranførere rundt omkring på forskjellige steder i landet, og pr. i dag har vi hatt 1100 kursdeltakere. Disse teorikurs har vært holdt for erfarne kranførere som trengte en teoridel for å få kranførerbevis i henhold til de nye verneregler. Lærestoffet til disse kranførerkursene ble innkjøpt av organisasjonen fra en av våre medlemsbedrifter og distribuert til kursarrangørene.

LÆRLINGER

Ut over dette har selvsagt våre medlemsbedrifter gjennom en årrekke tatt i mot unge for opplæring, — dette har vært både stein-, jord- og sementarbeidere og lærlinger innen de vanlige håndverksfagene.

EL og Norsk Bygningsindustriarbeiderforbund opprettet i 1968 en Avtale om opplæring og lønnsdifferensiering. Denne avtale har vært grunnlaget for vår innsats innen fagopplæringen. Vi håper vi kan få en tilsvarende avtale med Norsk Arbeidsmandsforbund.

BERGMEKANIKKDAGEN 1975 GEOTEKNIKKDAGEN

ÅPNINGSTALE

Formann i Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund
Sivilingeniør Einar Broch, Geologisk Institutt, NTH

Vel møtt igjen til Bergmekanikkdag og Geoteknikkdag.

Det er 6. gang vi møtes til foredrags- og diskusjonsmøte med bergmekanikk som hovedemne. Som programmet viser til denne forløp etter tradisjonelt mønster.

Det er første gang geoteknikerne møtes til heldags Geoteknikkdag her i Ingeniørenes Hus. En liten prøverakett ble avfyrt i fjor med ettermiddagsmøte før Fjellsprengningskonferansen. I år satses det imidlertid for fullt både fra Norsk Geoteknisk Forenings side og fra Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund. Oppslutningen om årets Geoteknikkdag er så god at det er all mulig grunn til å tro at Geoteknikkdagen vil bli en fast del av denne jord- og fjellfolkets "høsttakkefest" i Oslo. På arrangørenes vegne vil jeg derfor si et spesielt velkommen til geoteknikerne.

En særskilt velkomst også til våre nordiske kolleger. Vi setter stor pris på å se dere her.

Enkelte sitter kanskje igjen med et noe forvirret inntrykk etter å ha lest programfolderen. Forklaringen på de to ganger oppførte foredragene er imidlertid at vi starter med en fellesesjon. En rekke faglige og arbeidsmessige oppgaver binder jord- og fjellfolk sammen. Bygging av grunntliggende tunneler, noe som er spesielt aktuelt i tettbygde områder, mener vi er et godt eksempel på arbeidsoppgaver hvor det er nødvendig med godt samarbeid av alle fagfolk innen de bransjer som Jord- og Fjellforbundet representerer. Det falt derfor naturlig å velge nettopp dette som tema for formiddagens fellesesjon. Vi skal rette oppmerksomheten mot så sentrale forhold innen dette problemkompleks som: Dagfjell, sprengningsrystelser, grunnvannssenkning og deformasjoner. Og til å føre oss inn i problemene – og forhåpentlig også peke på veier ut av dem – har det lyktes oss å få fremragende fagfolk.

Etter lunsj blir det en oppdeling av forsamlingen. Her i Ingeniørenes Hus vil bergmekanikkinteresserte få introduksjoner til diskusjoner om temaene "Sprengningsarbeider i dagfjellssonen" og "Tetting av fjell".

I Tannlegenes Hus, som ligger tvers over gaten, inviteres geoteknikkinteresserte til foredrag og diskusjoner omkring temaene "Snøskred" og "Fundamentering".

Til hvert tema er det avsatt tid for diskusjon, noe vi håper møtedeltakerne vil benytte seg av. Personer i salen som måtte ha forberedte diskusjonsinnlegg bes om å kontakte en av møtelederne på forhånd.

Det er i år Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund på vegne av sine medlemsorganisasjoner

som står som innbyder til Fjellsprengningskonferansen, Bergmekanikkdagen og Geoteknikkdagen. Med spenning har vi sett frem mot reaksjonen på innbydelsen. For oss som arrangører er spenningen utløst og det er selvfølgelig med stor glede vi registrerer den overveldende oppslutning om arrangementene. Imidlertid — det er ikke noe lite ansvar vi påtar oss med å trekke så mange, forhåpentlig velgassjerte mennesker ut av sitt daglige virke i to dager. Spørsmålet om vi gir dem valuta for pengene vil lett dryppe som malurt i begeret.

Nåvel, vi får feie nagende tvil til side. Vi mener nå iallfall selv at vi har fått snekret i sammen program for dagens to arrangement som skal være interessante og utfordrende for såvel foredragsholdere som møtedeltakere. Med freidig mot vil jeg derfor erklære Bergmekanikkdagen 1975 og Geoteknikkdagen 1975 for åpnet.

BEGREPET DAGFJELL OG TUNNELBYGGING

The concept of surface weathering and tunneling.

Professor Rolf Selmer-Olsen, Geologisk Institutt,
Universitetet i Trondheim, Norges Tekniske Høgskole.

SAMMENDRAG

I fjellrom på grunt dyp har en ofte problemer med stabiliteten. Det gis en beskrivelse av det overflatenære fjells (dagfjellets) spesielle karakter i regionalmetamorfe områder og et forslag til en enkel klassifisering. Årsaken til den spesielle karakter hos dagfjellet omtales og de målemetoder som kan nyttes til å bestemme sonens mektighet diskuteres.

SUMMARY

Surface weathering of rock masses often causes great stability problems in underground openings, even in earlier glaciated hard-rock areas as in Norway. The reasons for the special character of such rock masses are discussed. A simple classification system dividing the surface weathered rock masses in three zones is suggested. Ways and means of estimating the depth of the different zones are discussed.

INNLEDNING

Vi er alle klar over at fjellet nær fjelloverflaten meget ofte er vanskelig stabilitetsmessig sett både i skjæringer, påhugg, tunneler og særlig i fjellrom med store spennvidder. De problemer som dominerer nær fjelloverflaten er heller ikke de samme som plager oss mest på større dyp. Vi kaller denne øvre vanskelige fjellsone uten nærmere differensiering for dagfjellssonen.

Slik forholdene nå synes å utvikle seg med grunntliggende tunneler og store fjellrom, til dels i små fjellkoller i tettbebygde strøk, kan dagfjellet lett komme til å bli et av våre alvorlige problem. Hvor dypt dagfjellssonen går, og hvilken karakter den har, vil være av stor viktighet for oss å vite. Dette er imidlertid ingen enkel sak. Vi vet sjelden hva vi egentlig har av dagfjell over et anlegg, selv etter at det er ferdig bygd. Vi bruker visse erfaringsregler for vurdering av dagfjellssonens mektighet, men disse er ikke alltid dekkende og feilvurderinger kan bety meget økonomisk og sikkerhetsmessig. Oppmerksomheten bør derfor i større grad konsentreres om dette problem.

DAGFJELLETS SPESIELLE KARAKTER

Det vi erfarer fra anleggene er at dagfjellssonen gir vannlekkasjer nær sagt etter alle sprekker, ofte i takt med nedbøren. Videre får vi ofte en meget stor prosent overmasse ved sprengninger, meget renskearbeide og ras eller utfall om ikke både karakteren av dagfjellet og

orienteringen av fjellrommet er spesielt gunstig. Stabilitetsproblemene øker gjerne med spennvidden. Det som først og fremst synes å mangle i dagfjellssonen er innspenning og sammenheng av fjellmassen.

Det som faller en i øynene når en ser dagfjell, er den spesielle rustfarge som dagfjellet ofte har. Den finnes først og fremst på sprekker, men av og til er også selve bergarten sterkt forvitret, med rustfargede råtaganger som skjærer dypt ned i dagfjellssonen.

Videre ser en at tettheten av sprekke er langt større enn dypere nede i fjellet. De har imidlertid stort sett de samme retninger, men ofte kommer det i tillegg sprekke som går nær parallelt overflaten.

Påfallende er det hvor åpne sprekke ofte er. Dette gjelder ikke alene sprekke hvor leire, kalkspat e.l. helt eller delvis er vasket ut, men nær sagt alle typer sprekke. Sprekke med cm eller dm åpning, til dels fylt opp av løsmateriale fra overflaten, finnes ikke sjelden i dalsider. Sprekkes åpenhet avtar vanligvis fort med dypt.

Noen skarp grense til det underliggende uforstyrrede fjell kan en ikke peke på. Man merker bare at massiviteten etter hvert tiltar, rustfargen forsvinner, lekkasjene blir mindre og synlige stikk og sprekke blir lukket og sementerte.

Den mektighet av dagfjellssonen som vi registrerer i våre anlegg og skjæringer varierer fra 0 til over 50 m. Den kan synes avhengig av topografien, bergartstypen, oppkussningsgraden, mengden av overliggende løsmasser, høyden over havet og til dels forhold som synes bestemt av den tidligere geologiske historie i området. Bare for enkelte situasjoner har vi visse noenlunde sikre holdepunkter ut fra erfaringer, men generelle regler som vil være dekkende for alle situasjoner har vi ikke.

Ut fra vår byggetekniske problemstilling har vi også et behov for å klassifisere dagfjellet. Det er nemlig ikke alltid like håpløst å ha med å gjøre. Man kan grovt tale om tre forskjellige soner eller typer av dagfjell.

- A. *Den undre dagfjellssone.* Denne skiller seg bare fra det underliggende fjell ved litt større sprekketetthet og permeabilitet. Den har relativt store blokkenheter som er rimelig sammenhengende. Oftest finner en ikke rust på sprekke, men karbonatfyllinger er i forholdsvis stor grad løst opp. Enkelte sprekke nær parallelt overflaten kan være åpne p.g.a. høy spenningsanisotropi, men det er gjerne horisontalspenninger i massen som er større enn hviletrykket. Dette er mange steder den eneste dagfjellssone vi har fått dannet etter istiden, og den kan ofte være brukbar som tunnelfjell.
- B. *Den sentrale dagfjellssone.* Denne sone ligger over den undre. Den har en vesentlig større sprekketetthet og permeabilitet enn det underliggende fjell. Dertil er sprekke parallelt overflaten vanlige. Rust finnes ofte på alle sprekke og sprekke er åpne og kommuniserende. Sammenhengen i fjellet er med andre ord brutt og horisontalspenningene er lik eller mindre enn hviletrykket. Bergarten som sådan er imidlertid tilnærmet frisk og uforvitret. Det er denne sone vi oftast tenker på når vi taler om dagfjell.
- C. *Den øvre dagfjellssone.* Denne sone kan rent lokalt skjære dypt ned i den sentrale. Vi har ikke så meget av den her i landet fordi vi har hatt en istid for bare 10.000 år siden, som har skrappt godt med seg.
I denne sone er selve bergarten synlig forvitret. Det vil si fjellet er smuldret opp av frosten og/eller p.g.a. kjemisk forvitring slik at massen eller deler av den nærmest kan betegnes som en løsmasse. Ofte har den en struktur grovt sett som fjellet.

Det er i gamle permafrostområder i høyfjellet vi har mest av slikt dagfjell. Vi finner det imidlertid også i lavlandet i skifrer og av og til i lag av biotitthornblendegneis, i charnokitter og syenitter etc. Denne sone kan skape virkelig store problemer ved tunnelbygging.

Det er naturlig ingen skarpe overganger mellom disse tre soner. Det vi er interessert i er hver soners maksimale dyp, dvs. hvor løsmassekarakteren opphører og hvor en rimelig innspenning begynner.

I dagen kan det ofte se ut som vi bare har den undre dagfjellssone. Det vil si fjellet virker massivt i overflaten, men under 1 m dyp kan det likevel være sterkt smuldret. Dette finner en ofte hvor en har bergarter med høye residualspenninger, f.eks. i Oslofeltets batolitter.

Den iserosjon og utvasking som har foregått har ofte etterlatt seg en overflate som er langt mer tilforlatelig enn fjellet umiddelbart under. Det er derfor ikke lett ut fra overflaten å avgjøre hvordan dagfjellskarakteren egentlig er.

ÅRSAKEN TIL DAGFJELLSDANNELSER

Da vi ofte knytter våre vurderinger av dagfjellsdybden til indirekte fenomener, dvs. til enkelte sekundære følger av at det er dagfjell, skal årsakene til dagfjellsdannelsen kommenteres noe for å belyse litt av feilkildene i vårt vanlige vurderingsgrunnlag.

Det aller meste av fjellgrunnen her i landet består av regionalmetamorfe bergarter som har fått sin tekstur under meget høye trykk og temperaturer. Fjellmassene er p.g.a. dette så overkonsolidert at kornene har formet seg etter hverandre og i stor grad vokst sammen. Porene er jevnt over bare submikroskopiske stikk med retninger bestemt av de spenningssituasjoner fjellmassen i tidens løp har vært utsatt for. Porene henger imidlertid for en stor del sammen i systemer av flatklemt rør. Dette gir også svakhetsretningene eller kløyven i bergartene. De spenningssituasjoner fjellmassen har stått under etter at den ble formfast, har gitt stikk og klare bruddflater i form av slepper. Disse er meget tidlig blitt sementerte.

Det er etter mange millioner års nedtæring av fjelloverflaten at disse krystalline masser nå er blottlagt. Den temperatur massen hadde opprinnelig er redusert med flere hundre grader Celsius, og trykket med flere tusen kp/cm^2 . Krympingen ved avkjølingen har etter alt å dømme vært mindre enn tilbakegangen i elastisk deformasjon. Ikke ubetydelige spenninger bl.a. i form av residualspenninger står ofte igjen helt ut til fjellets overflate, naturligvis unntatt i mange små fjellkoller, enkelte fjelltopper og i deler av dagfjellet.

Der store residualspenninger ble bevart under nedtæringen og avlastningen har den store spenningsanisotropien som oppsto, ført til avskallinger eller sprekker nær parallelt overflaten. Lignende sprekker har vi også fått på steder hvor dype daler er blitt skåret ned i jordeverflaten og da p.g.a. de spenningsanisotropier som topografien er årsaken til.

Så langt som de årlige temperaturvekslinger går ned i fjellet, har denne ytre påkjønning fått arbeide med fjellmassene. Både stigende og synkende temperaturgradienter over 100 ganger større enn dypere i fjellmassen, har vært i funksjon. Disse temperaturgradientenspenninger har addert seg til residualspenningene. At mange bergarter derfor har sprukket opp etter kløyven, stikkende og de sementerte sprekker er naturlig å vente. Likeledes at sprekker parallelt overflaten er dannet.

Etter sprekkenes har så frostforvitringen og den kjemiske forvitring fått arbeide videre med å bryte ned fjellet. Kalkspat i sprekkefyllinger er løst opp. Kis er forvitret, men ellers er

de kjemiske angrep på andre mineraler hos oss oftest små. Bergarten er imidlertid ofte svekket i sine mineralbindinger ved utluting. Bare i få bergarter har mer komplekse kjemiske prosesser foregått, f.eks. i alunskiferen. På den annen side er jernoksyd utfelt, men dette er oftest et løst belegg som mer reduserer enn øker friksjonen. Frostsprengningen har hatt større virkning enn de kjemiske angrep, særlig i høyfjellet.

I enkelte fjellkoller, fjelltopper og bratte partier av dalsider hvor det er en manglende horisontal innspenning har også vannet kunnet virke hydraulisk splittende på fjellet.

Under dagfjellet står det imidlertid fortsatt store nok spenninger igjen til å hindre at sammenhengen i fjellmassen er ødelagt. Uten tvil er mange stikk utvidet og sementeringer brutt også her, men det er ikke blitt en ren blokkmasse ut av fjellet. Spenningsnivået er også så lavt at fjellmassen vanligvis ingen vanskeligheter har med å tåle det. I regionalmetamorfe bergarter er det med andre ord en vesentlig endring i fjellets sammenheng og spenningssituasjon ved overgangen til undre dagfjellssone.

I umetamorfe sedimentære bergarter er kornene bare sementerte. Massen har ikke vært utsatt for høye temperaturer og spenninger hverken under sin dannelselse eller senere. De har ikke fått kløyvegenskaper og stikk på samme måte som de metamorfe bergarter.

Har de vært med under unge tektoniske bevegelser og fått sprekker, er disse ofte ikke sementerte. Sprekkepermeabiliteten er derfor stor selv dypt nede i fjellmassen, mens porepermeabiliteten i stor grad varierer med mineralkornstørrelsen i bergarten. Med andre ord bergartene i seg selv har ofte noe av den karakter vi har i nedre del av den sentrale dagfjellssone i våre regionalmetamorfe områder.

I umetamorfe effusivbergarter, gangbergarter og til dels kontaktmetamorfe bergarter har vi også noe spesielle forhold idet temperaturene under bergartsdannelsen har vært meget store, mens spenningene har vært små. Disse bergarter har derfor krympet sterkt og sprukket opp. Ofte kan imidlertid disse sprekker være delvis sementerte.

Kalkspatmarmor, kalkstein og kalkspatfyllinger er også noe spesielle med sine karstfenomener som kan finnes til meget stort dyp. Karstfjell kan vanskelig regnes til det vi kaller dagfjell, selv om det oftest er en følge av nedsigende vann fra dagen. Vi må regne karsten som et separat problem.

BESTEMMELSE AV DAGFJELLSSONENS DYBDE

For å bestemme dagfjellssonens dybde under en prosjektering har vi som nevnt nyttet enkelte sekundære fenomener. F.eks. har vi brukt det nivå hvor grunnvannet står eller det dyp hvortil det er oksydasjonsbelegg på sprekker eller det dyp hvortil permeabiliteten er spesielt stor. Lave seismiske hastigheter har også vært nyttet, likeledes betraktninger knyttet til frostdypet, vannforholdene og permafrostsoner i høyfjellet.

La oss se litt på disse metoder. Tar vi først for oss grunnvannsnivået, så er dette et resultat av tilsig og drenering. Det vil si av nedbør, avrenning, nedsig og avdamping på den ene side og gradienten på grunnvannet og permeabiliteten i fjellet på den annen. Som en følge av dette vil det nær sagt alltid her i vårt fuktige klima være et vannreservoar som står i dagfjellet, dvs. grunnvannsnivået vil stå et stykke opp i den sentrale dagfjellssone. Å vurdere geologi, klima og topografi for å bestemme grunnvannsnivået og ut fra dette igjen undre grense for den sentrale dagfjellssone, er ingen lett eller entydig sak. Det kan ifall bare gjøres meget grovt. Grunnvannsnivået i fjellet varierer også meget gjennom året og i sykler gjennom lange årrekker. Særlig stor er ofte variasjonene der en har oppknuste soner med en viss drenering. Disse partier utgjør også de steder hvor dagfjellet går dypest og som derfor oftest er de mest interessante i vår problemstilling.

Oksydasjon av oppløst jern vil vanligvis kunne skje så langt ned som det er luft på sprekke, dvs. til laveste grunnvannsnivå. I Boreal og Sub-Boreal tid var klimaet mildere og tørrere enn i dag. Oksydasjonen går derfor ofte dypere enn grunnvannsnivået i våre dager. Heller ikke ved dette fenomen har vi en entydig markering av undre grense for den sentrale dagfjellssone. Blant annet må vi regne med at det også i de tørre og varme perioder har vært langt mer nedbør i enkelte deler av landet enn i andre. Det vil si oksydasjonen i tørre strøk kan ha gått ned på de spredte lekkasjesprekker i fjellet under dagfjellet, mens den i våte strøk kan ha stoppet langt oppe i den sentrale dagfjellssone. Under humide forhold er heller ikke jernutfellingen særlig utpreget. Ikke desto mindre synes dette å være et av de bedre midler vi har i visse strøk av landet ved vurderingen, fordi vi ved boringer eller studier i fjellskjæringer rimelig enkelt kan etterspore nedre oksydasjonsnivå på stikk og bruddflater.

Et annet trekk ved dagfjellet er den store sprekketetthet i forhold til i det underliggende fjell, men også her er det lett å vurdere saken feil i borkjerner. For det første må en ha sprekkefrekvensen på større dyp til å sammenligne med. For det annet er det også soner i det dypere liggende fjell hvor sprekketettheten lokalt kan være stor. Dertil gir kjerneboring ofte en falsk sprekketetthet avhengig av bergartens styrke og struktur og den måte det bores på.

Den større permeabilitet i dagfjellet gir seg ofte klart til kjenne ved målinger i borhull. De mange erfaringer fra brønnboringer, damstedsundersøkelser og annet, virker overbevisende. Men også her kan mistydninger lett skje p.g.a. at underliggende fjell har meget varierende permeabilitet, bl.a. avhengig av bergartstype og lokale sterkt vannførende knusningssoner som kan forekomme i nær tilknytning til dagfjellet. Vanninnpresningsforsøk kan også lett føre til at fjellet splittes om det poreovertrykk som anvendes er for stort. Meget taler for at en bør ha en egen prosedyre for måling av permeabilitet ved bestemmelse av dagfjellsmektigheter, som spesielt sikrer en mot hydraulisk splitting. Det man kommer frem til ved permeabilitetsmålinger er oftest et eller annet nivå i undre dagfjellssone.

Ved seismiske målinger synes det heller ikke lett å få dagfjellets mektighet entydig bestemt fordi overgangen til upåvirket fjell er svært uskarp og diffus. Ventelig vil også grunnvannsnivået markere seg og vanskeliggjøre tydingen. Det er imidlertid ikke utelukket at en utvikling av den seismiske teknikk, med dagfjellsmektigheter for øyet, kan ha noe for seg.

Noen muligheter for å beregne hvor dypt frosten har virket i høyfjellet har vi ikke. I lavlandet kan det teoretisk sett kanskje virke noe enklere, men også her vil det utvilsomt skape vesentlige problemer. De hjelpemidler som er knyttet til geologi, frost, topografi o.l. synes fortsatt å måtte være blant de hjelpemidler som bare gir indikasjoner på en sannsynlig minste dagfjellsdybde.

Ved prosjektering av grunne anlegg, særlig der en har store spennvidder, er det ofte viktig å få nøyere avklart hvor undre grense av den sentrale dagfjellssone går. Det beste en i dag kan anbefale er å kombinere observasjoner av oksydasjonsnivået og sprekketettheten på borkjerner med spesielle permeabilitetsmålinger i borhullene, men til dette som er en punktundersøkelse trengs det geologisk innsikt for borsetning og tyding.

Det å plassere store haller på et grunnere dyp enn halve spennvidden under den sentrale dagfjellssone, må sies å være å ta store sjanser på stabiliteten, selv om hallene har en ideell orientering i forhold til sprekkeretninger og spenninger. I dag står vi ofte, likesom under forsvarsutbyggingen i femtiårene, overfor problemet med å plassere store haller i små oppstikkende fjellpartier eller i høye dalsider. La oss prøve å takle problemene bedre enn vi gjorde den gang.

VIBRATIONSMÄTNINGAR – ERFARENHETER FRÅN TUNNELSPRÄNGNING

Vibration measurements – experiences from tunnel blasting.

Fil.kand. Göran Lande, Bjerking Ingenjörbyrå AB, Uppsala.

SAMMENDRAG

Erfarenheterna visar tydligt att övervakning av vibrationer med flerkanaliga instrument och RVT-system ger möjlighet till optimering och vägledning av komplicerade sprängningsarbeten. Genom direkt kontroll av samtliga intervall i salvan och samarbete med sprängarlaget utfördes arbetet på kortare tid och utan skadliga vibrationsnivåer för byggnaden och installationerna. Utan att säkerheten eftersattes kunde man genomgående använda större samverkande laddningsmängder och därmed glesare hålsättning än vad standardtabeller anger.

SUMMARY

Experiences show that recording of vibrations with multichannel instruments and RVT-system gives possibilities for optimalization of complicated tunnelblasting. Through direct control of all intervals in the blasting round and a close cooperation with the miners, the work can be carried out in a shorter time and without damaging vibrations to buildings and installations. Without reduction of the safety it was in general possible to use increased simultaneous charges and reduced drill hole spacing as compared with standard tables.

1. INNLEDNING

Syftet med vibrationsmätning är att erhålla information om storlekar, frekvenser och karaktärer av ett antal lastväxlingar i observerade punkter. Storleken kan anges i form av mått på förflyttning, svängningshastighet eller acceleration. Med benämning karaktär syftas på förloppets typ, varaktighetstid, riktning etc.

Resultaten av vibrationsmätningar i jord, berg och på byggnadskonstruktioner används bl.a. för följande ändamål:

1. Utvärdering av skadliga vibrationseffekter
2. Bestämning av vibrationskaraktäristika
3. Seismisk analys samt bestämning av dynamiska parametrar

Föreliggande arbete behandlar summariskt ovanstående punkter med hänsyn till erfarenheter av vibrationsmätningar i samband med tunnelsprängning i tätort. Mättekniska aspekter av mätning ovanpå och under jord diskuteras.

Den svenska berggrundens goda håll-fasthetsegenskaper möjliggör ett tekniskt utnyttjande till lagerrum för viktiga råvaror, förorenade produkter, placering av känsliga

anläggningar, tunnlar för vattenkraftverk, tunnlar till tunnelbanor och andra kommunikationsleder under tätbebyggda områden. I ett framtidsperspektiv kan det också tänkas uppstå intresse för att bearbeta och återanvända i berg lagrade avfallsprodukter av olika slag. Under de senare åren har användandet av bergrum för olika ändamål ökat markant.

Alla sprängningsarbeten i berg alstrar vibrationer som forplantar sig genom berget i form av seismiska vågor. Det är svårt att bedöma vilken drivningsmetod som orsakar största vibrationsproblemet. Vid tunnelsprängning har man endast tunnelns gavel som fri yta vilket medför så kallade inspända salvor. Ju mindre area per salva desto mera inspänt förhållande erhålles, vilket medför att specifika laddningen blir större med minskad area. Risken för vibrationsalstring stiger med ökad inspänning och större specifik laddning. Den maximala samverkande laddningsmängden orsakar den största vibrationsnivån men på grund av bergets egenskaper och inspänning kan olika drivningsmetoder baserade på samma laddningsmängd ge helt olika värdena på svängningshastigheten. Felborrning liksom svällningsbehovet bidrar ofta till ökad bottenladdning utöver den annars erforderliga och kan därmed vara en bidragande orsak till stora vibrationer. Strosshål med utslag uppåt eller horisontellt ger oftast större vibrationer än strosshål med utslag nedåt. Användning av solfjäderskil kan däremot ge mindre vibrationsnivåer i jämförelse med parallella kilar. Solfjäderskilen kan anpassas bättre till bergstrukturen vilket även kan underlätta sönderfallet. Användningen av sömkilen ger i regel upphov till både kraftiga vibrationer och kraftig luft-stötvåg i tunnlar. Orsaken till detta är framför allt den hårda laddningen som erfordras för spaltbildning. Förspräckning kan på liknande sätt ge hög vibrationsnivå speciellt om man använder sig av momentana kapslar.

Vibrationsnivån på ett visst avstånd från salvan kan sättas i direkt samband med skonsamhetsgraden vid drivning av tunneln eller bergrummet. Dagens sprängteknik ger goda möjligheter att styra sprängningarna så att de ger minsta möjliga vibrationsstörningar, låg sprickbildning i tak och väggar, men ändå få släta bergkonturer och ett godtagbart sönderfall av det utsprängda berget.

2. TEKNIK FÖR MÄTNING OCH REGISTRERING AV VIBRATION

I allmänhet är det svårare att utföra vibrationsmätningar under jord än på markytan. Val av lämpliga givare och mätutrustning är en mycket viktig fråga och avgörs av vibrationens karaktär, styrka, frekvens, varaktighet och förflyttningens amplitud, samt precisionskrav. Av vikt är också kunskap om vilka parametrar som skall mätas och hur resultaten skall kontrolleras och utvärderas. Härefter överväges det antal mätpunkter, dvs. antalet givare och kanaler som behövs i mätsystemet. Ett flerkanaligt mätsystem kräver större arbetsinsats än ett enkanaligt. Det flerkanaliga ger självfallet mer information och därmed bättre kontrollmöjligheter.

2.1 MÄTNING AV FÖRFLYTTNINGSAMPLITUD

Förflyttning mäts analogt med lämpliga elektroniska förflyttningsgivare, och drag- och tryckgivare, DOT-givare. Målsättningen med en sådan mätning är att upptäcka om sprickor i ex en bergvägg eller ett tak vidgar sig i samband med sprängningar eller andra påverkningar. Om observationen sker kontinuerligt och under längre tid får man en uppfattning om bergstabiliteten, vilket i vissa fall kan varna för ras. Omfattande mätningar av liknande karaktär kan utföras för att utreda beteende av ex en förkastning eller krosszon i samband med sprängning eller seismisk aktivitet. DOT-givarna kan även med fördel användas vid bevakning av sprickor på känsliga byggnader i närheten av sprängningsarbetet. Då det är svårt

att förutsäga riktningen av sprickans rörelser så är det nödvändigt att utföra en tre-komponentsmätning av förflyttningen. I Sverige har vi provat trekomponents DOT-givare under åren 1974–1975 med gott resultat. Fördelen med DOT-givaren är enligt vår bedömning följande: Relativt brett frekvensområde, 0–2000 Hz, flexibilitet för mätning av förhållandevis store förflyttningsamplituder och okomplicerad kalibreringsprocess. Nackdelen är tidskrävande applisering som kräver hög precision.

2.2 LÄGES- OCH VINKELGIVARE

är besläktade med DOT-givarna men har ett annat användningsområde. Med de mest känsliga givarna kontrolleras lutningar på ex bergväggar. Därvid kan på ett tidigt stadium indikationer om pågående sättning eller deformation erhållas. Det är av vikt att samtidigt kunna registrera vibrationen från sprängning, förflyttningsamplitud och vinkeländring hos ett större block, pelare eller byggnadskonstruktion. På detta sätt kan man utvärdera om dynamiska påfrestningar försämrar stabiliteten.

2.3 MÄTNING AV SVÄNGNINGSHASTIGHET

Svängningshastighet är kanske den mest använda parametern i samband med mätning av vibrationer från sprängningar. Inom frekvensområdet 16–150 Hz är svängningshastigheten ett bra ofta använt kriterium för byggnadsskador. Seismometrar som är lämpliga givare för mätningar av svängningshastigheter har följande fördelar:

- Seismometrar och galvanometern kan anpassas till varandra på sådant sätt att dyrbar förstärkning kan undvikas
- Seismometrar kan göras mycket känsliga och behöver ingen elförsörjning
- Ger mätresultat i form av svängningshastigheten
- Kräver inte dyrbara specialkablar vid installation av en array
- Kan ha rätt stort frekvensområde varav följande, 0.1–1000 Hz

Seismometrar har också nackdelar varav följande är några:

- Är känsliga för smärre avvikelser från vertikala eller horisontella planet
- Luftturbulenser inuti seismometern begränsar dess användbarhet i högre frekvensområden

Erfarenheter med olika typer av seismometrar visar dock att dessa är pålitliga och praktiska att använda i de flesta fall av mättningsarbeten.

2.4. MÄTNING AV ACCELERATION

För mätning av acceleration lämpar sig accelerometrar bäst och sådana finns idag i en mångfald dimensioner och utföranden för olika mätändamål. Utan att gå närmare på detaljer kan tilläggas att vibrationsaccelerometrar bör användas för mätning av kontinuerliga vibrationer. Shock-accelerometrar bör däremot användas för mätning och registrering av stötar. Accelerometrar har inte några rörliga delar. Tack vare denne egenskap kan de användas vid mätning av kraftiga vibrationsförlopp där förflyttningsamplituderna är stora.

Den stora fördelen är brett frekvensomfång, flat respons och relativt enkel kalibrering. Nackdelen med accelerometrar är nollnivåändringar, stora kostnader för förstärkare, bryggförstärkare och exklusiva kablar.

2.5. TILLÄMPNING AV RTV-SYSTEM

Ett mätsystem med trekomponentsgivare kallat RVT-system (radial, vertikal och transversal) kan i praktiken användas på många olika sätt.

Med hjälp av RVT-systemet kan de olika vågtyperna och rörelseriktningarna bestämmas. Projekterade konstruktioner kan utsättas för simulerade RVT-signaler i en dator och efter bearbetning erhålles konstruktionens responsspektrum. Man kan exempelvis beräkna golvrespons på olika nivåer i en byggnad, som till exempel kärnreaktorer, dammar och dyligt. Övervakning av byggnader med RVT-system i samband med tunnelsprängning visar att olika borrhningsmönster eller sprängningsmetoder kan ge helt olika vibrationseffekter i olika svängningsriktningar. Därefter är en-komponentsmätning ofta missvisande — den ger inte tillräcklig information varför felaktiga slutsatser kan dras.

Resultatet av mätningar med RVT-system illustreras i fig. 16-1 i form av en seismisk registrering. Vi ser att de olika seismiska vågorna har olika ankomsttider på grund av skilda utbredningshastigheter. Dessutom orsakar de helt olika svängningsmönster i olika riktningar. Figuren illustrerar också att ett antal maximala utslag kan förekomma vid olika tidpunkter på R-, V- resp T-komponenten.

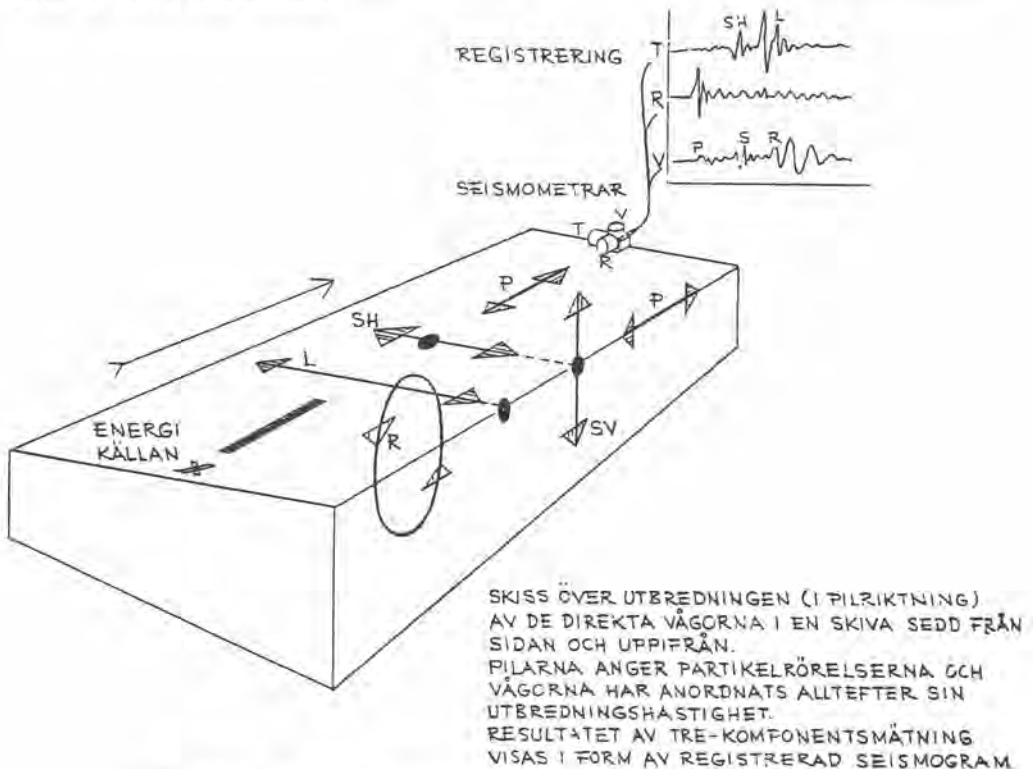


Fig. 16-1. Skiss över utbredningen av de direkta vågorna i en skiva.

2.6. REGISTRERING AV SIGNALER

Registrering av signaler från givarna kan ske på flera sätt. Av praktiska skäl har vi funnit att analoga registreringar med exempelvis UV-skrivare har stora fördelar. Det möjliggör direkta analyser på platsen och därmed möjligheter till omedelbara direktiv för att styra en kommande sprängsalva.

Inspelning av signaler på band kräver dyrbara bandspelare då många kanaler kommer i fråga. Vidare blir bearbetningen i fält omständigt och medför en onödig omväg då signalerna för att kunna tolkas måste skrivas ut på en analog skrivare, skärm eller dyligt. Vid vissa tillämpningar kan dock bandad information vara en betydligt lämpligare registreringsform, särskilt om databearbetning skall och kan direkt utföras. För detta ändamål är dock en digital recorder sk transient recorder snabbare då inmatning av data kan ske direkt till dator för bearbetning. I de sista två alternativen försvåras dock urval av relevanta signalavsnitt som skall bearbetas.

2.7. KALIBRERING AV MÄTUTRUSTNING

En kalibrerad givare kan inte ensam garantera goda mätresultat utan att hela mätkedjan är kalibrerad. Det är av vikt att regelbundet kontrollera responskurvan för hela mätsystemet. Givarbyte mellan olika registreringskanaler samt utökning eller förminskning av kabellängden kräver ny kalibrering. Kalibreringsproceduren är tidskrävande men absolut nödvändig för mätningarnas genomförande. En mätning med okalibrerad utrustning är i praktiken värdelös.

2.8. INSTALLATION AV MÄTUTRUSTNING OCH GIVARE

Lämplig placering av givare är lika viktigt som val av och kalibrering av givare. Felaktig placering eller exponering av givare för störningar innebär onödiga isoleringskostnader eller resultat som är svåra att tyda eller felaktiga. Vid placering av givare kan följande allmänna regler rekommenderas:

- Infästningsplatsen för givaren bör inte ligga i närheten av sprickor som kan påverka signalen genom filtrering eller reflexion.
- Bergpartier misstänkta för att vara "lösa block" bör undvikas.
- Standardgivare bör inte utsättas för hög bullernivå eller temperaturtransienter.
- Mätplatsen bör inte ligga för nära störande fläktsystem, pumpar, luftkanaler eller högspänningskablar.
- Koppling mellan givare och mätobjekt bör testas på platsen genom applikation av kontrollerad stöt.

2.8.1. Placering av givare under jord

Installation av givare under jord är i regel mer komplicerat än på andra ställen beroende på den hårda miljön. Givarnas placering under jord bestäms oftast av mätobjekt, mätningens syfte, lokal geologi m.m.

Vid vibrationsövervakning under längre tid rekommenderas ingjutning av givare i urborrade hål. Om mätning skall utföras på besprutat breccia så är det lämpligt att undvika kraftiga expanderbultar och placera givarna så nära tunnelns eller bergrummets golv som möjligt för att undvika störande effekter av armeringen under betongskiktet. Vid mätning nära sprängningsplatsen bör trekomponentsgivarna placeras i ett borrhål, rätt orienterade och med skyddad kabel.

2.8.2. Placering av givare på markytan och i byggnader

Vibrationsmätning på markytan ger givetvis större frihet vid val av lämpliga punkter för givarnas placering.

Konstruktionsritningar och geologiska data från mätplatsen är mycket goda hjälpmedel vid val av lämpliga platser.

Vid placering av givare i byggnader kan följande rekommenderas:

- Minst tre stycken givare bör bevaka byggnadens markplan eller källaren, givarna bör helst placeras på olika avstånd från vibrationskällan.
- Minst tre stycken givare bör bevaka olika nivåer i byggnaden.
- Minst en trekomponentsgivare bör finnas per byggnad.
- Givarna skall fästas vid konstruktionens bärande delar vid mätning av strukturella vibrationer.
- Vid mätning av vibrationens störande effekter på människan eller känsliga instrument, skall givare placeras mitt på golvytor eller väggytor.
- På markytan bör placeras minst två givare på olika avstånd från vibrationskällan. Den uppställningen medger kontroll av vågutbredningshastigheter i marken. Trekomponentsgivare på markytan medger detektering av vågtyper och visar farligaste svängningsriktningen.
- Vid mätning med hjälp av en flerkanalig utrustning kan upprättas en geometrisk uppställning av givare, sk array. En array kan ha många tillämpningar och dimensioner. En flerdimensionell array kan användas bl.a. för bestämning av undergrundens responsspektrum, likformighetslager för seismiska förlopp etc. Ett vanligt arbetsområde är kontroll av fokuseringseffekter och optimal dimensionering av sprängladdningar.

3. UTRUSTNING FÖR VIBRATIONSMÄTNING

Den hårda arbetsmiljön i tunnlar och bergrum ställer speciella krav på mätutrustning. Den måste vara:

- Robust.
- Fukt och temperaturisolerad.
- Skyddat mot elektro-magnetiska störningar.
- Kalibrerbar i fält.
- Hållst batteridrivna.

I dag tillverkas ett brett sortiment av instrument för vibrationsmätningar. Bland dessa finns och används ofta enkanaliga kontinuerligt registrerande apparater som detekterar toppvärde och stansar ut det i form av stapeldiagram. Vid sidan av dessa relativt enkla instrument finns avancerade flerkanaliga analoga snabba skrivare och digitala bandspelare, transientrecorder etc.

Som rutin brukar vi först använda de avancerade instrumenten och senare de enklare. Anledningen är att förhållanden av vikt först måste vara kända i en viss mätpunkt för att ett enskilt mätvärde skall få någon relevans och mening.

Vid användning av ett enkanaligt övervakningsinstrument missar man följande nödvändiga information:

- Enkanaliga instrument visar inte tidsförloppet. Man kan således inte kontrollera hur en salva har detonerat, hur många intervaller som förekommit.
- Frekvensen kan ej registreras vilket är en stor brist.
- Varaktighetstiden på vibrationen kan ej registreras.
- Vågtyper kan ej bestämmas.
- Utredningshastigheter kan ej analyseras.
- Olika enstaka toppvärden kan ej analyseras.
- Riskabla fokuseringseffekter kan ej lokaliseras.
- Farligaste svängningsriktningen kan ej konstateras.

Ett enkanaligt instrument kan emellertid användas vid enklare fall av sekundär övervakning på en plats som valts med hjälp av ett mer avancerat flerkanaligt registreringssystem.

Genom att använda flerkanaliga registreringssystem erhålles all den information som enkanaligt system inte kan ge. Utöver detta kan nämnas andra registreringsmöjligheter:

- Flerkanaligt system tillåter samtidigt övervakning av ex flera byggnader på olika platser ovanför tunneln.
- Viktiga förstärknings- eller dämpningseffekter i byggnadens plan och höjd kan samtidigt kontrolleras.
- Bergets och byggnadens filtreringsegenskaper kan studeras och interaktion utredas.
- Samtidigt med vibrationer kan man registrera ändringar av sprickvidden och förskjutningar i berget.
- Flerkanaligt system tillåter också mätning av lufttryck med inframikrofoner i tunnlar i samband med sprängning, registrering av spänningsändringar i berg i samband med urlastning etc.

I de fall där det föreligger ett behov av databehandling i datorer, använder man sig av registreringssystem som omvandlar analoga signaler till digital form (A/D-omvandlare) som underlättar odata-bearbetning.

Med hjälp av en digitalisator omvandlas även vanliga analoga, seismiska registreringar till digitala och kan vidare behandlas i datorer.

4. NOGGRANNA VIBRATIONSMÄTNINGAR FÖREBYGGER SKADOR OCH EKONOMISERAR SPRÄNGNINGSARBETET

Data från vibrationsmätningar kan användas för rätt dimensionering av sprängladdningar. Vid ett flertal tillfällen har sådana mätningar besparat många bormeter, tändare och skadeståndskrav.

Förhållanden som inverkar på vibrationernas utbredning och dämpning är mycket viktiga och påverkar alltid sprängningsekonomin. Olika geologiska förhållanden eller byggnaders olika grundläggning gör oftast standardladdningstabeller meningslösa. Med hjälp

av vibrationsmätning och tillämpning av en s.k. seismisk profil kan man konstruera realistiska laddningstabeller för en given plats.

Genom att utnyttja flerkanaliga instrument kan den känsligaste platsen snabbt lokaliseras för att därefter kontinuerligt övervakas med enklare automatiska instrument.

Med hjälp av vibrationsmätning från provsprängning kan man erhålla underlag för dimensionering och kontroll av ex kommande tunnelarbete inom ett industriellt område. Det är av vikt att i tid lokalisera platser där det finns risk för förstärkning och fokusering av seismiska vågor. Resonanseffekter och egna frekvenser hos maskinfundament bör integreras i inventeringen av vibrationförekomster inom område, där det kan finnas känsliga anläggningar som kraftverk, oljecisterner, ställverk etc.

Den mest praktiska metoden för bedömning av vibrationseffekter är undersökning av vibrationers fortplantning och överföring i ett flertal punkter samtidigt. Resultat av sådana vibrationsmätningar kan också underlätta vid dimensionering av vibrationsdämpare för exempelvis känsliga instrument eller maskiner.

Vibrationskontroll och vibrationsdämpning kan vara effektiva och nödvändiga skyddsåtgärder mot skadliga effekter av vibrationer från närliggande sprängningsarbete.

Vid drivning av tunnlar eller berggrum kan skonsamhetsgraden av bergväggar på ett visst avstånd från slutkonturen mycket väl definieras med hjälp av vibrationsmätning i berget.

Vid provsprängningar för dimensionering av förspräckning kan en vibrationsmätning vara avgörande för val av arbetsmetod och sprängämnestyp.

I samband med tunnel- eller berggrumsdrift förändras bergets spänningstillstånd och vid ogynnsamma förhållanden kan det uppstå en viss seismisk aktivitet i omgivande bergmassiv. Observationer av detta genom kontinuerlig vibrationsövervakning kan medge lokalisering av seismisk aktivitet.

Risken för en seismisk aktivitet i ett exploateringsområde kan ibland ha avgörande betydelse för lokaliseringen av industriella anläggningar. Leverantörer och konstruktörer av kärnkraftverk, oljeraffinerier, oljeförledningar och oljelagringsrum använder ofta resultat av vibrationsmätningar som bas för seismisk dimensionering av konstruktionerna.

Resultatet av avancerade vibrationsmätningar från seismiska förlopp utgör grunden för seismisk dimensionering av konstruktioner och byggnader. Den seismiska dimensioneringen är en integrerad del av den totala dimensioneringen av konstruktioner, anläggningar och system av känslig karaktär, och innebär att hänsyn tas till effekterna av en jordbävning. Databehandlade vibrationsförlopp används vid utredning av seismisk risk som input vid framtagning av:

- Frekvensinnehåll av signaler.
- Källparametrar av jordbävning
- Grundens responspektrum GRS, (för illustration se fig. 16-2).
- Artificiellt jordbävningsförlopp sk "Time history" TH.
- Golv eller fundament responspektrum FRS.

Med hjälp av speciella vibrationsmätningar undersöks undergrundens dynamiska parametrar som är nödvändiga vid beräkning av dynamiska konstruktioner.

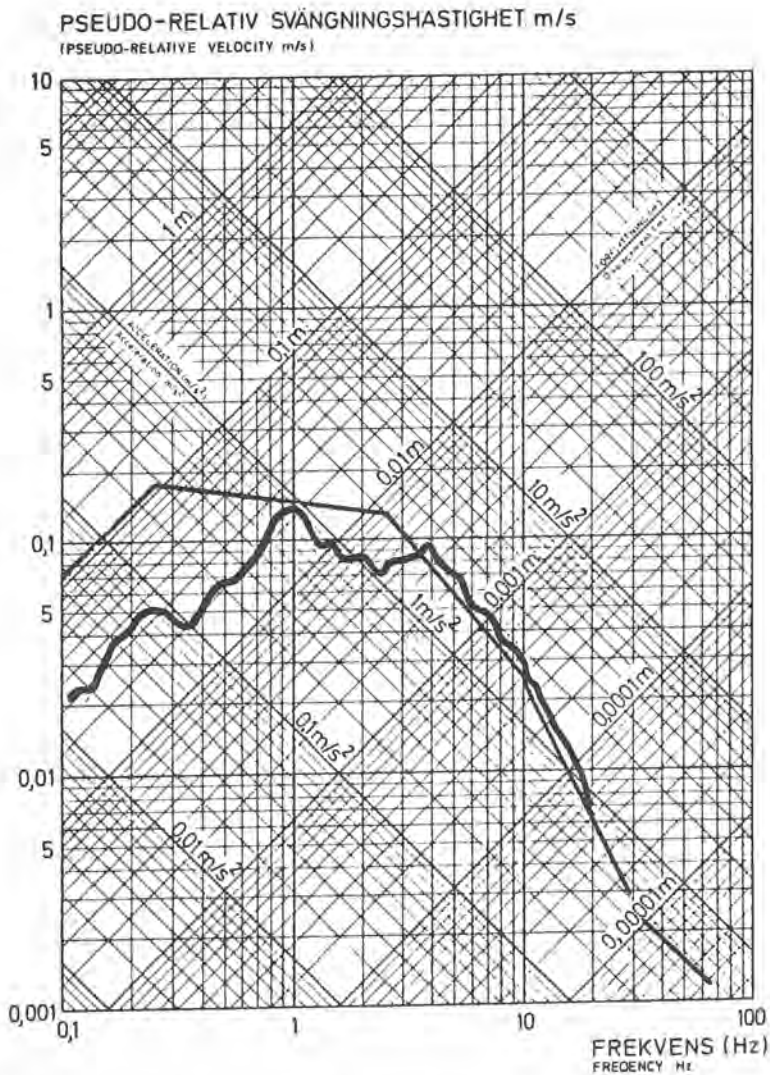


Fig. 16-2. Exempel för responsspektrum (GRS).

Erfarenheter från ett praktikfall

I samband med tunneldrift intill och under Biomedikal Center i Uppsala utfördes följande arbetsmoment vid vibrationsmätningarna:

1. Byggnaden besiktigades och dess känsligaste punkter lokaliserades. Inventering av känsliga instrument i laboratorier utfördes. Instrumentisolering med gummidämpare rekommenderades som åtgärd mot stötar från sprängningen. En utredning av stötfortplantningen genom byggnaden i höjdled utfördes. Som resultat erhöles information om olika förstärkningsgrader på olika byggnadsnivåer och delar.

2. Likformighetslagar för berget i aktuellt sprängningsområde utreddes med hjälp av provsprängning. För illustration se fig. 16-3. (BMC).

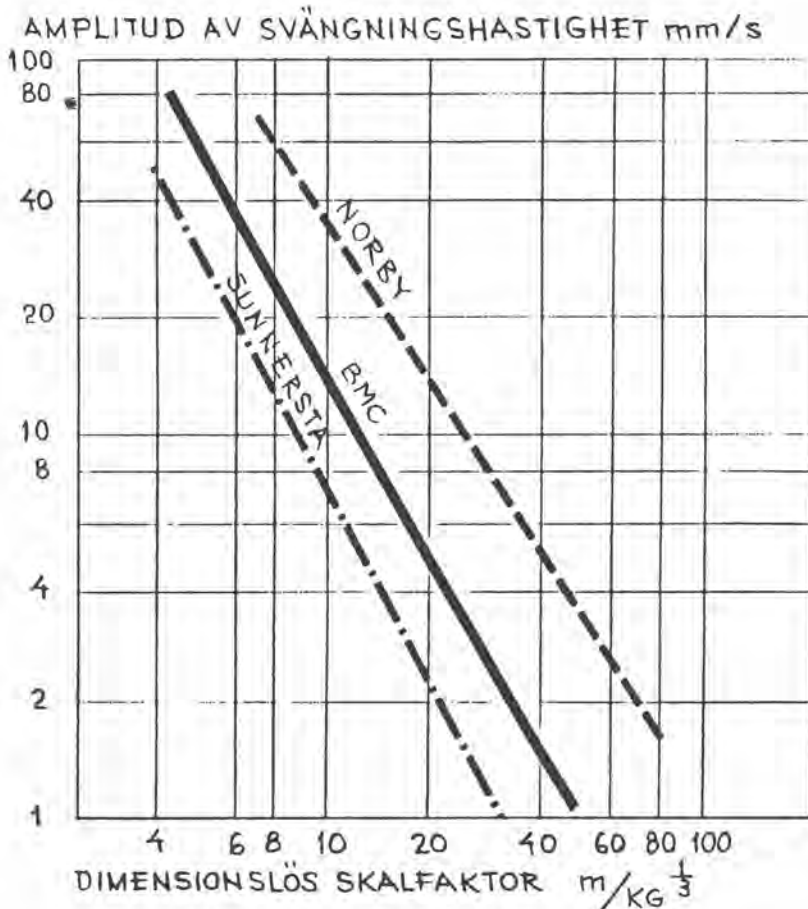


Fig. 16-3. Likformighetslagar för Uppsala (1974).

- Laddningar dimensionerades för hela sprängningsområdet. Sprängningsarbetet intill och under byggnaden följdes upp kontinuerligt med ett flerkanaligt U-V skrivare.
- Övervakning skärptes då sprängningsarbetet kommit till avståndet ca. 5 m från byggnaden. Resultatet av denna övervakning medgav upprättande av detaljerade likformighetslagar och laddningstabeller för det fortsatta arbetet.
- Trekomponentsgivare i ett RVT-system installerades på de bärande byggnadsdelarna ovanför platsen för inbrytningen.

De största problemen uppstod just i samband med inbrytningen direkt under grundsulan och genom hela ytterväggen uppåt. Efter inbrytningen utfördes sprängningsarbetet utan speciella svårigheter och varje salva registrerades av flera övervakningsinstrument. I samband med driften utfördes också kontinuerliga observationer med två st trekomponentsgivare placerade

på samma fundamentdel — en ovanpå och den andra vid sidan om tunneln. Resultaten av mätningen visas i fig. 16-4. Man kunde konstatera att byggnaden ovanför tunneln svängde mest i vertikal led. Vid sidan om tunneln dominerade svängning i horisontell, radiell riktning. Svängningar i vertikal riktning, registrerade ovanför salvan var alltid betydligt större. Största differansen mellan värdena på svängningshastigheten uppträdde alltid i samband med korta avstånd och vid hög specifik laddning.

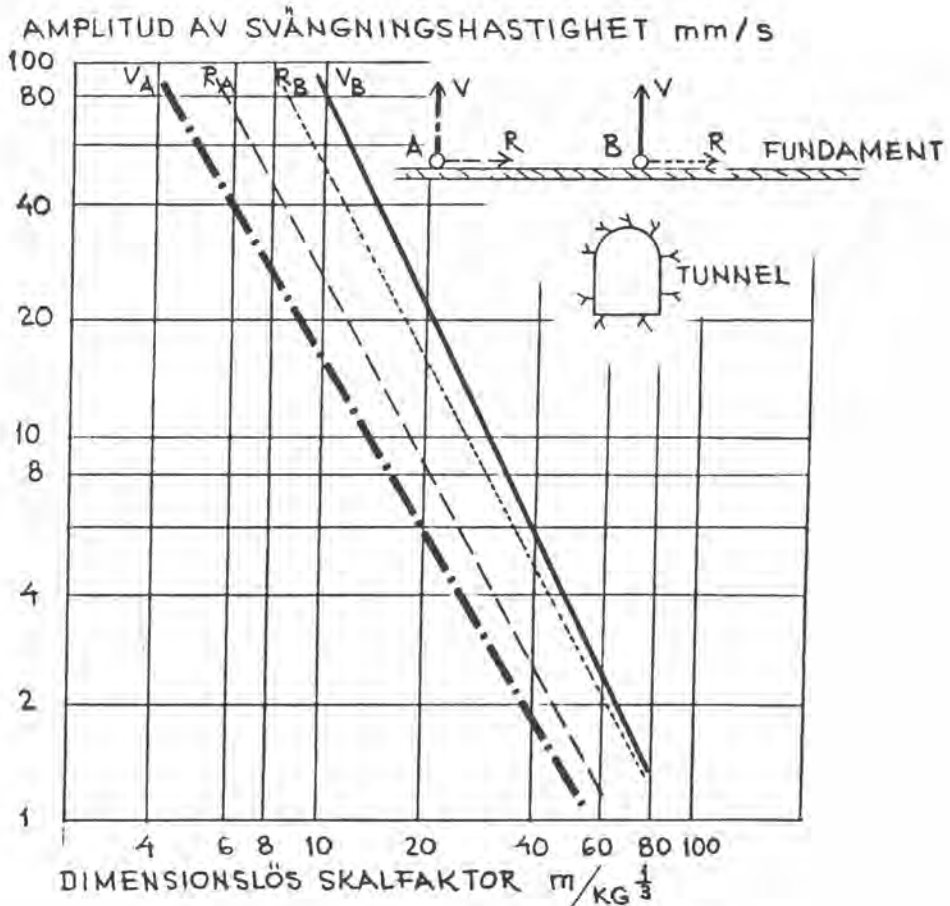


Fig. 16-4. Likformighetslagar för Biomedikal Center.

UTBREDELSE AV GRUNNVANNSENKNINGER OG RESULTERENDE SETNINGER VED TUNNELDRIFT I TETTBYGDE OMRÅDER

Extent of ground water lowering and settlement resulting from tunnel driving in urban areas.

Overingeniør Åsmund Knutson, Geoteknisk kontor, Oslo kommune.

Geoteknisk sjef Åsmund Eggstad, Geoteknisk kontor, Oslo kommune.

SAMMENDRAG

Et system av dyprenner i Oslofylke følger foldingsaksene i retning fra nordøst mot sydvest. I mer nord-sør gående retning er det forkastningssonen i fjellet. Dyprennene kan betraktes som grunnvannsbassenger. De har ofte et bunnlag med høy permeabilitet, og over dette bløte og lett kompressible, marine leiravsetninger. Ved tunneldrift vil man lett få en utdrenering av grunnvannet i dyprennene med tilsvarende setninger i leiren. Dette bevirker skader på bygg og andre konstruksjoner. Artikkelen tar for seg forskjellige faktorer som influerer på størrelse og utbredelse av grunnvannsenkning og resulterende setninger. Det foreligger en mengde observasjonsmateriale fra de store tunnelarbeidene i Oslo, og bearbeidelse av dette materialet vil gi verdifulle opplysninger. Observasjonene bør i fremtiden systematisere mer direkte for å gi et bedret grunnlag for empirisk vurdering og for å kunne kontrollere og justere teoretiske beregninger av poretrykkreduksjoner, setninger og skader.

SUMMARY

The strike of foldings of the rock-structure in the central parts of Oslo is north-east toward south-west. There is also a system of faults of a more north-south direction. Erosion and glacial action has carved out basins along the zones of weakness. These basins generally have a bottom layer of high permeability and are filled with soft, highly compressible, marine clay. Tunneling easily causes drainage and corresponding settlement with damage on buildings and other structures. This paper discusses different factors influencing the magnitude and extent of porepressure reduction and settlement. During the recent tunnelling works in Oslo, extensive observations have been performed, which will give valuable information when processed. Future observations should be planned more directly with the aim of giving a better basis for empirical estimates and for checking theoretical calculations of porepressure reductions, settlement and damage on structures.

1. GRUNNVANNSENKNING

I 1912 ble arbeidet med undergrunnsbanen fra Nasjonalteateret til Majorstua igangsatt. Det varte ikke lenge før klager begynte å strømme inn fra folk som hadde fått sprekker og

setningsskader på husene sine. Det ble rettssaker, observasjoner og alle slag sakkyndige uttalelser. Det hele finnes vel dokumentert av I.H.L. VOGT (1914–16). Det er gått mange år siden den gang, og geoteknikken har så smått nådd utover pubertetsalderen. Likevel kan man ikke på noen måte si at vi i dag kjenner problematikken ved dette emnet slik at vi på en tilfredsstillende måte kan forutsi utbredelse og omfang av de skader som vil oppstå ved et prosjektert tunnelarbeid selv etter inngående grunnundersøkelser.

De senere årene er det utført store tunnelarbeider i Oslo sentrum i forbindelse med utbygning av T-banen og NSB's nyanlegg. Kloakktunneler har også vært bygget og er under utførelse. Omfattende målinger har vært utført av grunnvannsnivå og av setninger. Dette materialet er ennå ikke systematisk bearbeidet i den grad det kan gjøres.

Berggrunnen i Oslo-området har et dyprennesystem som følger svakhetssonene langs foldingsaksene, stort sett i retning nordøst–sydvest, og langs de mer nord-sørgående forkastningene. Bunnlaget i dyprennene består gjerne av masser med relativt høy permeabilitet (sand og grus) mens de overliggende massene er tettere og består for en stor del av kompressible, bløte, marine leirer. Når en tunnel drives under eller nær slik at den kommuniserer med det permeable bunnlaget vil det foregå en uttapning. Dyprennen kan betraktes som et reservoar der tilførselen av vann, gjerne overvann fra høyere liggende omgivelser, ikke kan holde tritt med uttapningen. Man får en grunnvannssenkning som i prinsippet arter seg som vist på figur 17.1. Peilerør eller poretrykkmålere som står med spissen nede i det permeable laget over fjell, vil vise en mer eller mindre jevnt synkende vannoverflate mot tunnelen. Dette er ikke et reelt vannspeil, men er vanntrykknivået i bunnlaget. Det har foregått en senkning av dette vanntrykket eller poretrykket.

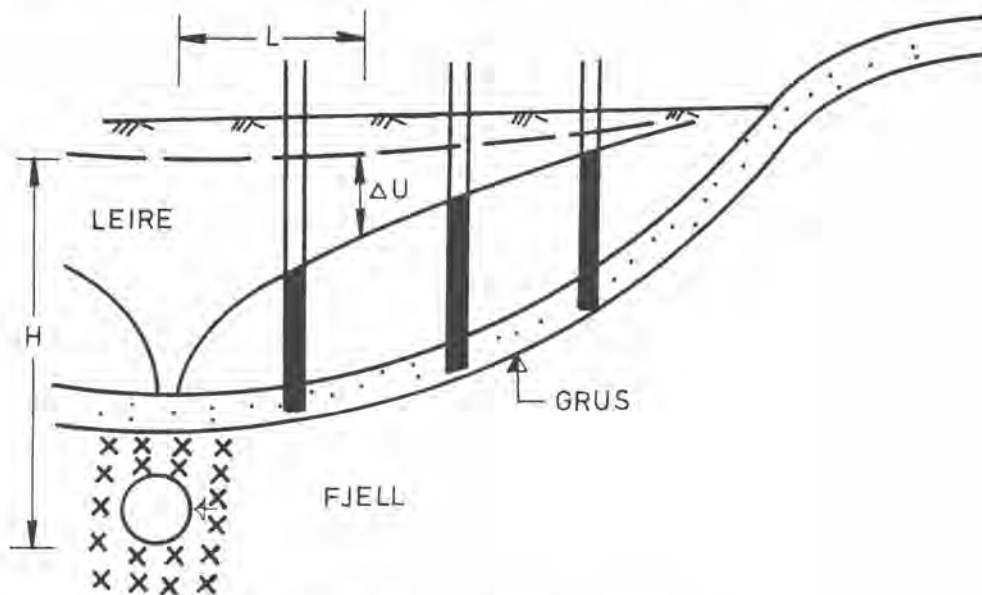


Fig. 17-1. Grunnvannssenkning i dyprenne.

Har vi poretrykkmålere med peile-spissen i forskjellige dybder som på fig. 17.2 vil det før grunnvannssenkningen normalt være en stabil eller hydrostatisk fordeling. Hvor vi enn setter peilespissen vil vi da få samme vann-nivå, og tegner vi opp poretrykket som funksjon av dybden vil vi få en rett linje i 45° helning (hvis trykket måles i meter vannsøyle), fig. 17.2 a. Dersom det nå skjer en senkning av poretrykket nær fjell vil det bli en brå reduksjon av vannnivået i poretrykkmåleren som har spissen nær fjell. Er det leire i de overliggende massene vil det ta noen tid før de andre målerne reagerer, men etterhvert skjer en senkning også der. Vi får en krum poretrykkskurve som vist på fig. 17.2 b. Med årene vil denne kurven ha en tendens til å rette seg mer og mer ut mellom det lave trykket ved fjell og det kanskje uendrede grunnvannsnivået øverst.

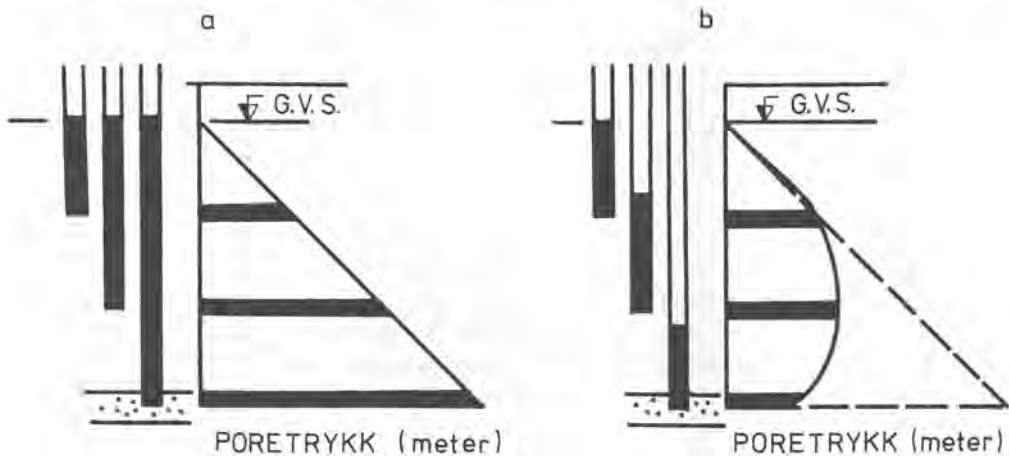


Fig. 17-2. Grunnvannsmåling, forskjellige dybder.

Det konsoliderende trykket på jordmassen er totalvekten minus poretrykket. Dette kalles det effektive trykket. Man ser at effektivtrykket nærmest fjell øker mest, og bløte leirmasser her vil få tilsvarende store setninger. Med tiden vil setningene "ete seg" oppover gjennom leirmassene.

Dersom man kjente den poretrykkreduksjon man ville få i en gitt avstand fra dreispunktet og kjente leirens egenskaper og mektighet på vedkommende sted, kunne man utføre en beregning av setningene og vurdere faren for skader på konstruksjoner som måtte befinne seg der. Men det er med dette som med alt annet, det er nok ikke så enkelt.

2. FAKTORER SOM INFLUERER PÅ GRUNNVANNSSENKNINGEN

Hvor dypt ligger tunnelen i forhold til det eksisterende grunnvannsnivå? Ligger den i umiddelbar kommunikasjon gjennom knusningssoner, slepper eller forkastninger med et eventuelt drenerende bunnlag? Eller ligger den i tett, godt fjell? Hvorledes er dyprennens vanntilførsel fra omgivelsene? Er det rik og rask vanntilstrømning eller har vi å gjøre med et avstengt basseng?

To dyprenner kan ha samme avsetningstykkelse og samme permeabilitet i bunnlaget. Men er den ene dyprennen bred og den andre smal vil grunnvannssenkningen få større utbredelse i den brede. Årsaken er den større strømningsvei for å nå dreispunktet gjennom bunnlaget.

Hvorvidt drenasjen skjer over et begrenset felt som ved en brønn, eller om den skjer langs en stripe som ved en grøft, er også av betydning for grunnvanns-senkningens forløp. For å illustrere dette er det i fig. 17.3 vist en svært forenklet modell. Man har et drensfelt som kan være i form av en stripe (grøft) eller et dreispunkt (brønn). Man har et drenerende bunnlag med tilgang fra et reservoar i avstand X_L fra dreispunktet og med trykkehøyde H_L . Enkel integrasjon utfra d'Arcy's lov gir poretrykksendringen i avstand X fra dreispunktet, for:

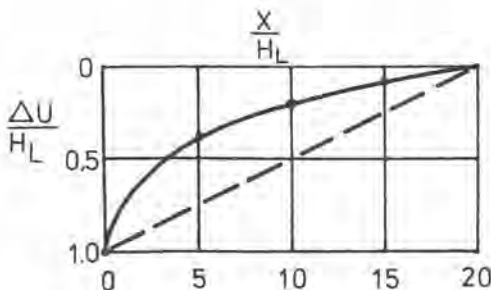
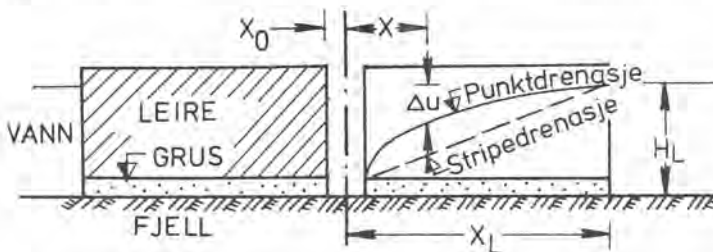
$$\text{stripedrenasje } \Delta u = H_L \left(1 - \frac{X}{X_L} \right) \quad \text{og for}$$

$$\text{punktdrenasje } \Delta u = H_L \left(1 - \frac{\ln \frac{X}{X_0}}{\ln \frac{X_L}{X_0}} \right) \quad \text{der}$$

X_0 = brønnradien.

I fig. 17.3 er relativ poretrykksendring $\frac{\Delta u}{H_L}$ plottet mot relativ avstand $\frac{X}{H_L}$ for $X_L = 200$ m, $X_0 = 5$ m og $H_L = 10$ m.

Selv om eksemplet er overforenklet tjener det til å vise hvorledes vårt erfaringsmateriale fra poretrykkobservasjoner må sorteres etter drenasjeformen. Av formlene ovenfor ser man også at avstanden X til en gitt grunnvannsreduksjon Δu er proporsjonal med X_L som tidligere nevnt.



For $X_L = 200$ m, $X_0 = 5$ m og $H_L = 10$ m

Fig. 17-3. Drenasjeform og resulterende poretrykksendring.

Fig. 17.4 illustrerer hvorledes dyprennene er gravet ut av erosjon og is langs knusningssonene i fjellet. Lagdeling eller sprekke-mønstrer som står igjen langs dyprennen vil kommunisere med knusningssone og permeabelt bunnlag, kanskje også med naborennen. Det er derfor store variasjonsmuligheter i senkningsforholdene for grunnvannet, og de observerte data må vurderes i forhold til alt dette.

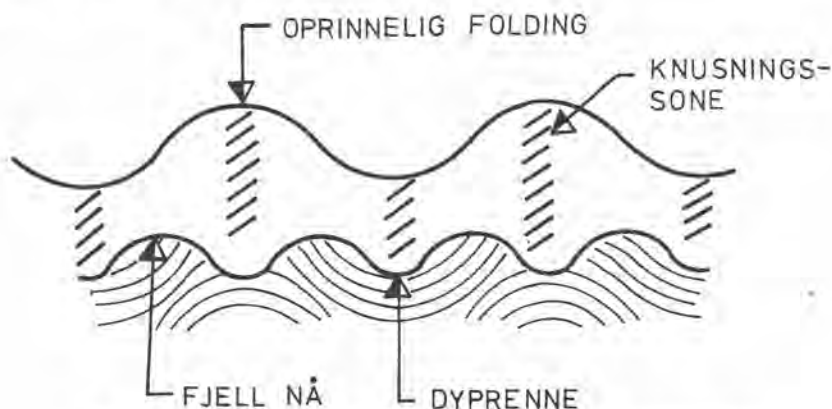


Fig. 17.4. Hvordan dyprenner kan oppstå ved knusningssoner.

3. FØRSTE REAKSJON

Hvis et område er forsynt med poretrykkmålere og tunnelen drives frem mot dette området kan man observere avstanden mellom måler og tunnel når måleren første gang reagerer. I et par av de bearbejdede tilfellene ved Geoteknisk kontor har man observert reaksjonslengder på 300 til 400 meter, men de normale lengder er betydelig mindre.

Med tiden vil poretrykksreduksjonen få ennå større utbredelse, igjen avhengig av dremsforhold, sprekkesystem og geometriske forhold. Øket erfaringsmateriale vedrørende totalutbredelsen vil være av stor verdi. Man må anta at utbredelsen er større langs en dyprennes lengdeakse enn i tverretningen.

4. SETNINGER VED GRUNNVANNSENKNING

Fig. 17.5 viser i prinsipp hvorledes poretrykksendringene kan variere med tiden, Sven HANSBO (1973). Sammenhørende målinger av poretrykksendringer og setninger gir et utmerket grunnlag for etterregning av setninger. Dersom man har tatt opp uforstyrrede prøver av grunnen og målt jordens kompressibilitet ved ødometerforsøk, kan man få en interessant kontroll på setningsberegningers pålitelighet.

Mer komplisert er det å forsøke å forutberegne poretrykkprofilen til gitte tidspunkter. I de første stadier av poretrykkutviklingen vil bare de nederste lagene være involvert i setningsprosessen. Siden tidsforløpet for en setning er omlag proporsjonal med kvadratet av dremsveien for vannutpressingen, vil de nederste lagenes setning skje relativt raskt. Etterhvert som poretrykkreduksjonen sprer seg oppover blir dremsveien lenger og setningene langsommere. I et jordmateriale med homogen permeabilitet vil en rettlinjet poretrykkfordeling representere det endelige stadium der vanngjennomstrømning skjer fra overflaten ned mot fjellet uten at man har noen setninger lenger. Som følge av bunnrendrasje eller endrede overflateforhold kan det også skje endringer i det øvre grunnvannspeil, hvilket også må tas i betraktning i en slik sammenheng.

En vurdering av det fremtidige poretrykkprofil etter et gitt antall år er derfor en svært komplisert affære. Professor Sven Hansbo har skrevet en interessant utredning om denne problematikken (HANSBO [1973]).

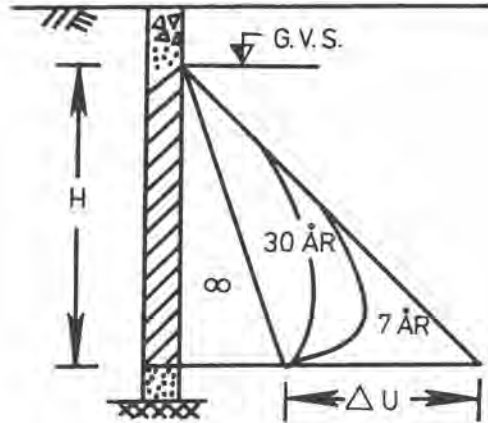


Fig. 17-5. Forandring av poretrykksprofilen med tiden.

5. UTFØRTE MÅLINGER, ERFARINGER

Det foreligger en mengde målinger av grunnvannsenkninger og setninger i forbindelse med tunnelarbeidene gjennom de senere årene. Forfatterne hadde regnet med å få bearbeidet en god del av dette for denne artikkelen. Det viste seg imidlertid vanskelig å finne samhoørende data som egnet seg for bearbeidelse på den relativt knappe tid som sto til disposisjon. Fig. 17.6 viser endel erfaringer med relativ grunnvannsenkning som funksjon av avstanden (L) fra tunnelen. Med "relativ grunnvannsenkning" menes da poretrykkreduksjonen (Δu) målt ved fjell dividert med dybde (H) fra opprinnelig grunnvannsnivå til

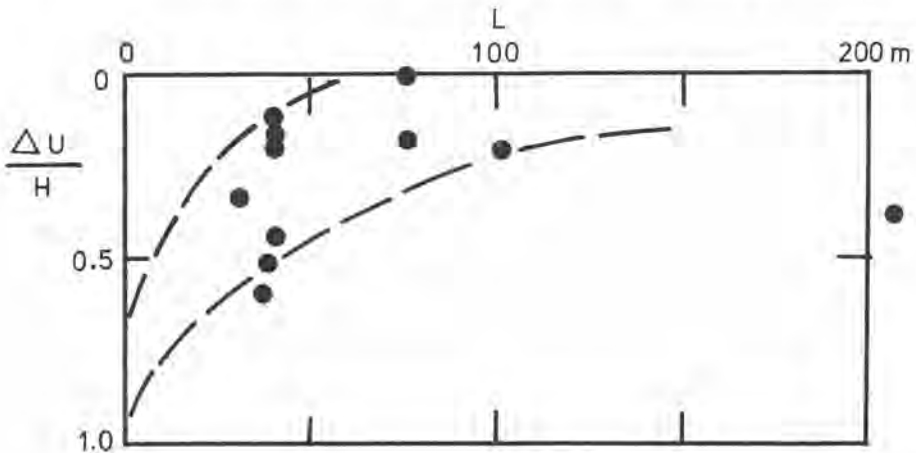


Fig. 17-6. Endel målinger av relativ poretrykksendring som funksjon av avstand fra tunnel.

tunnelbunnen. Muligens bør man heller plote $\frac{\Delta u}{H}$ mot $\frac{L}{H}$ for å få det over på dimensjonsløs basis. Ved bearbeidelse av foreliggende data skulle man kunne få mange punkter inn på et slikt diagram.

Fig. 17.7 viser et eksempel på etterregning av setninger. Man har observert poretryksprofilen i et punkt og setningene i samme tidsrom. Det er imidlertid ikke tatt prøver på stedet og kompressjonsmodulen er ukjent, JANBU (1970). De observerte data ble derfor brukt til å etterregne modulen. Man forutsatte en normalkonsolidert leire og fant en modul $m = 34$ som er innenfor rimelighetens grenser, selv om den er i høyeste laget. Den observerte setningen man gikk ut fra, er bare 1,3 cm og usikkerhetsmomentene tilsvarende store.

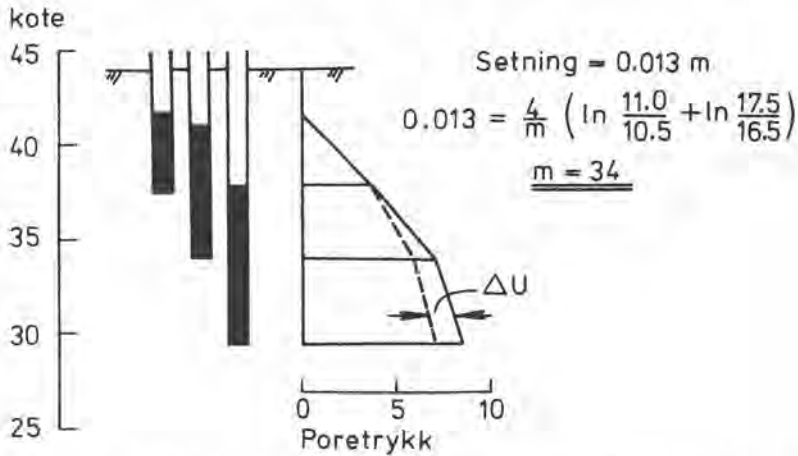


Fig. 17-7. Etterregning av kompressjonsmodul utfra målte poretrykkendringer og setninger.

6. FREMTIDIGE OBSERVASJONER

Ved fremtidige tunnelarbeider bør observasjonene legges opp systematisk, ikke bare for å dekke et juridisk behov for årsakssammenheng, men også for bevisst å samle relevante erfaringsdata. Man bør velge ut representative, oversiktlige områder som eksempelvis brede renner, smale renner, typiske drenasjetilfelle, reservoar med liten vanntilgang og med rikelig vanntilgang. Man bør legge vinn på å registrere langs med og tvers på renneaksen. Man bør søke å finne største reaksjonsavstand under gitte betingelser, såvel som poretrykkendringene langs bunnlaget i de forskjellige avstander. Hvis mulig bør det også foretas en måling av avrenningen fra tunnelen.

Av de steder der man måler setninger bør det velges ut endel der man utfører poretrykkmålinger i forskjellige dybder og tar opp prøver for ødometerforsøk. Av interesse ville det også ha vært å ha setningsmålere i samme dybder som poretrykkmålerne, slik at man ved etterregningen kunne skjelne mellom de forskjellige lags setninger. Dette ville kunne gi et rikt materiale for teoretisk analyse.

Noe utenfor nærværende tema, men allikevel sterkt tilknyttet, er spørsmålet om hvilke setninger som er skadelige for de forskjellige byggverk.

Empirisk materiale for vurderingskjeden: poretrykkendring – setning – skade må jo være det endelige siktemålet dersom man skal kunne nyttiggjøre materialet. Det foreligger

meget godt stoff her, BJERRUM (1973), men det ville være naturlig å supplere dette ved observasjoner i forbindelse med tunneldrift.

Kan man så i fremtiden gjøre seg opp noe håp om eksakt kalkulasjon av setnings- og skadeomfang? Neppe! Men et bedret empirisk materiale må kunne gi grunnlag for en sikrere vurdering.

7. LITTERATURHENVISNINGER

BJERRUM, L. (1963)

Discussion on: Section VI: Interaction between structure and soils.

European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Wiesbaden 1963. Proceedings, b. 2, s. 135–137.

Også publ. med tittel: "Allowable settlements of structures" i Norges geotekniske institutt. Publikasjon, 98, 1973.

BROMS, B. (1973)

Grundvattensänkning, ett geotekniskt problem.

Väg- och vattenbyggaren, b. 19, nr. 6, s. 594–597.

OLOFSSON, S. og V. SVANTESSON (1973)

Geohydrologiska undersökningar vid tunnelbyggnad.

Väg- och vattenbyggaren, b. 19, nr. 6, s. 610–612.

HANSBO, S. (1973)

Beräkning av porttrycksminskning genom grundvattensänkning.

Väg- och vattenbyggaren, b. 19, nr. 2, s. 178–179.

JANBU, N. (1970)

Grunnlag i geoteknikk.

Trondheim, Tapir, 426.

MORFELDT, C.-O. og S. HULTSJÖ (1973)

Litet dropp stjälper ofta stor stad.

Väg- och vattenbyggaren, b. 19, nr. 6, s. 601–604.

VOGT, I.H.L. (1914–16)

Om husbeskadigelserne langs undergrundsbanen.

Kra. 2b.

DEFORMASJONER I LØSMASSE SOM FØLGE AV TUNNELUTGRAVINGER

Movements in soil around tunnel excavations

Sivilingeniør Gunnar Aas, Norges Geotekniske Institutt

SAMMENDRAG

Artikkelen omhandler deformasjoner som følge av formendringer i leire rundt dyputgravinger for tunneler. Det er gitt en generell omtale av de faktorer som er bestemmende for deformasjonens størrelse. Videre er vist målte deformasjoner ved en rekke norske dyputgravinger i leire. I hvert enkelt tilfelle er størrelsen av de registrerte deformasjoner forsøkt forklart ut fra sin årsakssammenheng. Samtidig er terrengsetningene utenfor utgravingene sammenlignet med et empirisk materiale samlet og presentert av professor R. Peck på den internasjonale geoteknikerkongress i Mexico i 1969.

Det er konkludert med at formendingsdeformasjonene rundt utgravinger i leire i første rekke er bestemt av byggegrupens stabilitetsforhold. Særlig ved lave sikkerhetsfaktorer vil en relativt liten reduksjon av sikkerhetsfaktoren kunne resultere i en drastisk økning av deformasjonene. Med de lave sikkerhetsfaktorer som ofte anvendes ved utgravinger i leire, er det derfor meget viktig at man ikke feilvurderer stabilitetsforholdene i optimistisk retning.

SUMMARY

This paper deals with movements occurring in clay around tunnel excavations, due to an increase in shear stresses during unloading. The factors responsible for the magnitude of the movements are briefly mentioned. Observed soil movements at several excavation sites in Norwegian clay are then presented and discussed in light of both theoretical considerations and existing empirical knowledge, i.e. professor R. Peck (1969). In conclusion, it is asserted that the soil movements depend primarily on the stability conditions of the excavation. It is emphasized that, particularly with the low safety factors frequently used for excavations in soft clay, even a moderate overestimation of the stability conditions might lead to a drastic increase in soil movements.

INNLEDNING

Den foreliggende artikkel omhandler de formendringer eller skjærdeformasjoner som skjer i løsmassene rundt tunnelutgravinger. Disse deformasjoner kommer i tillegg til de rene volumendringer i jordmassene som skyldes drenering.

På den 7. internasjonale geoteknikerkongress i Mexico, holdt professor R. Peck (1969) et foredrag hvor han oppsummerte den eksisterende viten når det gjelder deformasjoner i

forbindelse med avstivede utgravinger. Her ble alle erfaringer vedrørende målte setninger sammenfattet i et diagram (fig. 18.1) som antyder terrengsetning i prosent av utgravingsdybden i forskjellig avstand fra utgravingen. Som man ser av diagrammet, har det vært mulig å inndeile erfaringsmaterialet i grupper som representerer forskjellige grunnforhold. For bløte og middels faste leirer, som denne artikkel skal konsentreres om, kan man ifølge diagrammet (sone II og III) forvente setninger av størrelse 1–2, kanskje 3% av gravedybden like inntil utgravingen, avtagende til 0 i en avstand tilsvarende 2–4 ganger gravedybden. Parametere som øker setningene er henholdsvis lav sikkerhet mot bunnheving og stor fjelldybde.

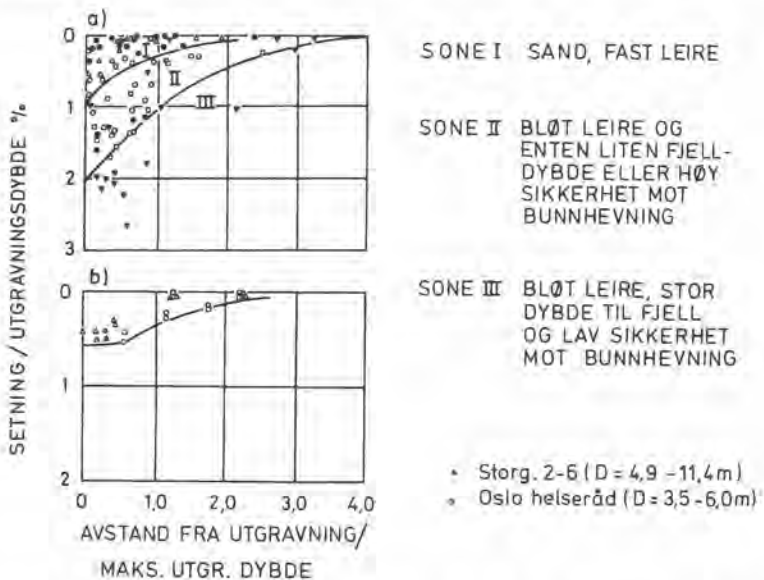


Fig. 18-1 Erfaringsdata vedrørende terrengsetninger utenfor dyputgravinger, a) Avstivede utgravinger (etter Peck). b) Stagforankrede utgravinger i Oslo-leire (etter NOTEBY).

NOTEBY (1975) har for internt bruk utarbeidet et liknende diagram med erfaringer fra norske stagforankrede utgravinger (fig. 18.1). Som man ser indikerer disse resultater at denne metoden gir svært beskjedne setninger, maksimalt kun av størrelsesorden 0,5% av utgravingsdybden.

Diagrammene i fig. 18.1 er nyttige når man på prosjekteringsstadiet skal vurdere utførelsesmåte for en utgraving med henblikk på hva som kan tolereres av setninger for omgivelsene. Disse erfaringsdata kan imidlertid aldri tjene som annet enn en rettesnor. De garanterer f.eks. på ingen måte maksimalt mulige deformasjoner. På den annen side skal man heller ikke uten videre la seg skremme til å tro at det ikke i et gitt tilfelle skulle være mulig å oppnå vesentlig bedre resultater enn våre forgjengere har gjort.

I det etterfølgende er forsøkt anskueliggjort de faktorer som er av størst betydning når det gjelder deformasjoner rundt dyputgravinger i leire. Videre er fremlagt og gitt kommentarer til en del observerte deformasjoner ved flere norske dyputgravinger, først og fremst i forbindelse med tunnelbaneutbyggingen og NSB-tunnelen i Oslo.

SKJÆRDEFORMASJONER

Effekten av en dyputgraving på den omkringliggende leire er at man foretar en sideavlastning som forrykker balanseforholdet mellom eksisterende skjærspenninger og mobilisert skjærmotstand i leiren. Balanseforholdet gjenopprettes ved at følgende ting skjer (fig. 18.2):

- 1) Det mobiliseres ytterligere skjærmotstand i leiren utenfor spunten, slik at jordtrykket reduseres fra såkalt hviletrykk til aktivt trykk.
- 2) Det mobiliseres et såkalt passivt mottrykk under utgravingens bunn, ved at leirens skjærmotstand mobiliseres i stikk motsatt retning av hva som var tilfelle før utgravingen (største hovedspenning horisontal mot før vertikal).
- 3) Det etableres innvendige stivere (eller stag) som kan ta en viss horisontallast, P_S .
- 4) Selve spuntveggen under nederste stiver kan oppta en viss horisontallast,, spesielt hvis foten er rammet ned i fast morene eller fjell, eller boltet i fjell, slik at det her kan overføres en horisontallast, P_F .

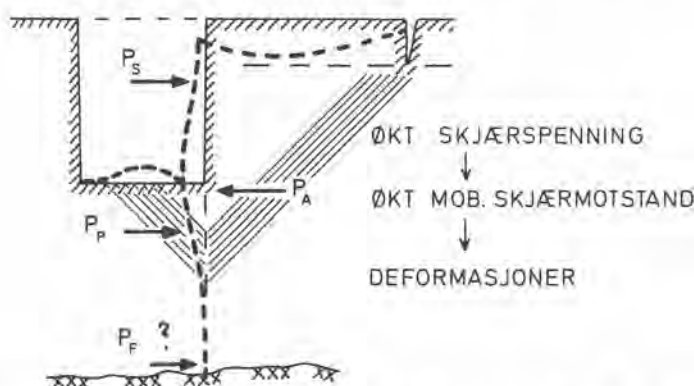


Fig. 18-2 Opptredende krefter og deformasjoner ved dyputgravinger. P_A og P_P er aktivt og passivt jordtrykk, P_S er sum stiverkrefter, og P_F er en forankringskraft ved spuntfot.

Ved siden av kraftlikevekt, må det naturligvis være momentlikevekt for avstivingsveggen om nederste stiver. Hvis det passive jordtrykk som kan mobiliseres, sammen med spuntveggenes evne til å oppta påkjenninger er for lite i forhold til det aktive jordtrykk, vil spuntveggen rotere inn mot utgravingen, og man får bunnheving i gropen uansett størrelsen av P_S .

Nå innebærer det å mobilisere en større skjærmotstand i leiren at det nødvendigvis må finne sted visse deformasjoner. Mobilisering av aktivt jordtrykk forutsetter at veggen unnviker inn mot byggegropen, mens det bakenforliggende terreng synker. På samme måte forutsetter mobilisering av passivt jordtrykk en innad- og oppadrettet bevegelse i leirmassene under utgravingens bunn. Hvis man idealisert forutsetter uorenerte forhold og altså ingen volumendringer i leirmassene, skulle "arealene" for terrengsetning og horisontaldeformasjon tilsvare hverandre. Likeledes skulle "arealene" for horisontaldeformasjon under gravenivå og bunnheving være like.

Man kan altså fastslå følgende klare årsaks/virkningsforhold når det gjelder deformasjoner i forbindelse med utgravingen i leire: Økte skjærspenninger ved utgravingen krever at det mobiliseres en større del av leirens skjærfasthet, hvilket innebærer deformasjoner. Det er således ikke spørsmål om *hvorvidt* det oppstår deformasjoner eller ikke, men kun om *størrelsen* av disse.

Hva er det så som bestemmer hvor store deformasjonene skal bli i et gitt tilfelle? Jo, det er nettopp i *hvilken grad* vi mobiliserer leirens maksimalt mulige skjærmotstand – altså hvilken *sikkerhetsfaktor* vi har med henblikk på brudd i leirmassene. Har vi høy sikkerhet blir deformasjonene små, har vi lav sikkerhet blir deformasjonene store.

Som en kompliserende faktor kommer også *tidsmomentet* inn ved at deformasjonene ikke bare avhenger av spenningenes størrelse, men også av den tid spenningene får virke. Konsekvensene av dette er at deformasjonene i et gitt tilfelle også kan avhenge betydelig av hvor raskt graving/avstiving og graving/gjenbelastning utføres.

Ved utgravinger i bløt leire med stor dybde til fjell som vist i midtre eksempel på fig. 18.3, er de kritiske spenninger i leiren nesten utelukkende bestemt av utgravings geometri, og da først og fremst gravedybden. Etterhvert som man graver seg ned vil sikkerheten mot brudd og bunnopprensning stadig bli mindre, samtidig som deformasjonene, dvs. rotasjonen av spunten om den til enhver tid nederste monterte stiver stadig vil øke. En stålsput på utkraging blir alltid myk i denne sammenheng, og det er generelt lite man ved dimensjoneringen av avstivingen kan gjøre fra eller til for sikkerheten mot bunnheving og derved med deformasjonens størrelse. Det har f.eks. i et slikt tilfelle ingen hensikt å forlenge spunten flere meter ned under utgravings bunn.

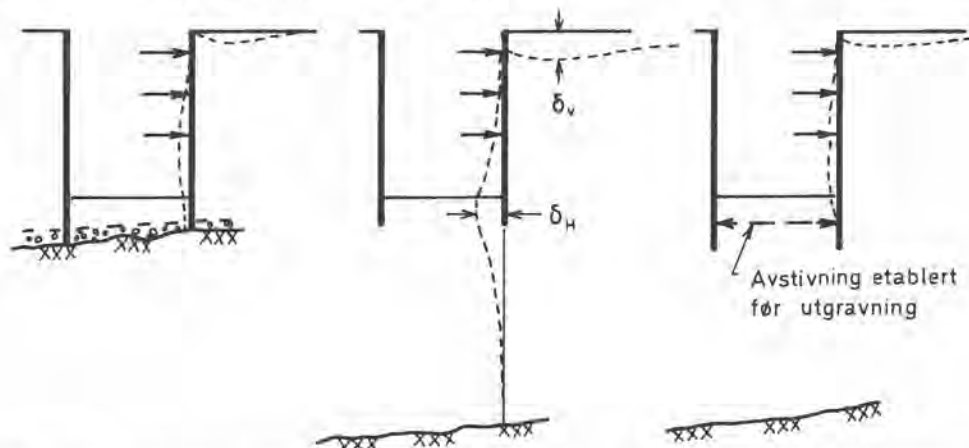


Fig. 18-3 Ved store fjelldybder er deformasjonene først og fremst bestemt av sikkerheten mot bunnopprensning. Hvis spuntveggene på forhånd er forankret i foten, vil selve avstivings stivhet være avgjørende for deformasjonens størrelse.

I tilfellet til venstre med fjell i rimelig dybde under utgravings bunn, vil sikkerheten mot bunnopprensning under ellers like forhold være vesentlig høyere fordi det ubalanserte jordtrykk her delvis overføres via spuntfoten til fjell. Selv om spunten ikke rent fysisk har kontakt med fjell og kan overføre noen horisontalkraft, vil en unngivelse av nedre parti av

spuntveggen føre til en relativt drastisk reduksjon av jordtrykket ved at det finner sted en lastoverføring både til fjell og til de etablerte stivere (arching).

Ved spuntvegger rammet ned til og forankret i fjell opptrer deformasjonene som en innbøyning av veggen. Ved tilfeller av denne art, vil man ofte ved valg av et stivt spuntprofil kunne oppta et relativt betydelig ensidig jordtrykk på veggen uten at bøyningspåkjenningen på stålet blir kritisk. Derved reduseres skjærspenningene og følgelig deformasjonene i leiren. Her kan man altså, til en viss grad i hvert fall, oppveie ulempene ved en bløt leire med en tilsvarende stiv avstivningskonstruksjon.

I tilfellet lengst til høyre i fig. 18.3 er vist hvordan man også ved store fjelldybder i prinsippet kan redusere deformasjonene — og samtidig bedre stabiliteten — ved å etablere en form for avstiving under endelig gravenivå allerede før utgravingen påbegynnes. Under forutsetning av at man har tilstrekkelig sikkerhet mot bunnoppresning, har man da igjen kommet over i et tilfelle likt det foregående, hvor man langt på vei kan regulere de opptredende deformasjoner ved valg av avstivingsveggenes stivhet.

EKSEMPLER PÅ DYPUTGRAVINGER

I det etterfølgende er vist en rekke eksempler på målte deformasjoner ved avstivede dyputgravinger i leire. Ved alle disse utgravingsjobbene foreligger det et meget omfattende observasjonsmateriale som det ikke er mulig å fremlegge i sin helhet i denne artikkel. I den grad slike data eksisterer, er det imidlertid for hvert tilfelle vist henholdsvis terrengsetninger utenfor byggegroppen, bunnheving i groppen, og horisontalbevegelser i avstivingsveggenes plan ved et tidspunkt for full utgravingsdybde. Registrering av horisontalbevegelser er foretatt ved inklinometermålinger i aluminiumskanaler festet til avstivingsveggenes eller nedsatt like utenfor denne.

I figurene er vertikal- og horisontalbevegelsene betegnet henholdsvis δ_V og δ_H og maksimalverdiene er angitt med tall. For belysning av leirens beskaffenhet på de forskjellige steder er gitt en materialbeskrivelse, samt naturlig vanninnhold, w , plastisitetsindeks, I_p og udrenert skjærfasthet bestemt ved vingeboring (τ_{VING}).

Vaterland I

Det første eksempel (fig. 18.4) omfatter en måleseksjon på tunnelbanen i Vaterland, Oslo, NGI (1962 a). Utgravingsens bredde og dybde var begge av størrelse ca. 11 m. Utgravingen ble foretatt seksjonsvis for de forskjellige stiverlag i lengderetningen (vinkelrett på profilet i fig. 18.4). Lengden av fullt utgravet felt der de viste målinger ble tatt var ca. 7 m.

Grunnforholdene består av et 1,5 m tykt lag av fyllmasser og derunder leire ned til fjell som ligger i ca. 16 m dybde eller 5 m under bunn utgraving. Bortsett fra et lag forvitret, fast leire i 6–8 m dybde er leiren bløt med vingeborfasthet i underkant av $2,5 \text{ t/m}^2$.

Utgravingen ble foretatt mellom to spuntvegger (BZ-IVN-50) rammet ned til og litt ned i fjell. Avstiving ble utført i 5 nivåer.

Hvis det ikke hadde vært for spuntens forankring i foten, ville beregningsmessig sikkerhet mot bunnoppresning under siste gravefase her ha vært ca. 1,0. En viktig funksjon for spuntveggene er således her å oppta en del av det ubalanserte jordtrykk under nederste stiver og overføre dette henholdsvis til fjell og de etablerte stivere. Da det er ca. 9 m fra nest nederste stiver til fjell må avstivingsveggen her karakteriseres som meget fleksibel, hvilket forklarer de relativt store deformasjoner, med maksimale setninger og horisontaldeforma-

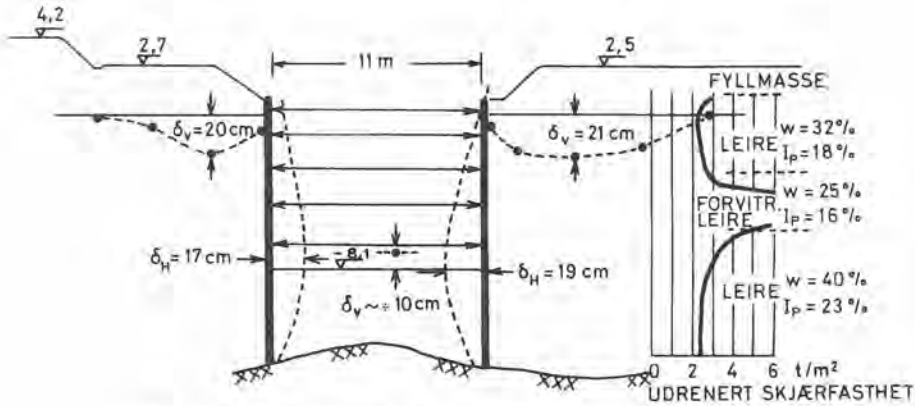


Fig. 18-4 Vaterland I. Grunnforhold og målte deformasjoner.

sjoner på 17–21 cm eller 1,5 til 2% av gravedybden. Målt bunnheving i byggegropen er ca. 10 cm.

Med de relativt beskjedne fjelldybder sprer terrengsetningene seg ikke lenger utover fra spuntveggene enn omtrent tilsvarende gravedybden.

Vaterland II

Dette eksempel (fig. 18.5) omfatter en annen måleseksjon i Vaterland like i nærheten av den foregående. Både utgravings geometri, avstivingskonstruksjonene og grunnforholdene er omtrent identiske på de to steder. De målte maksimale deformasjoner (NGI 1962 b) er her litt mindre enn for Vaterland I, 14–18 cm eller ca. 1,5% av utgravingsdybden.

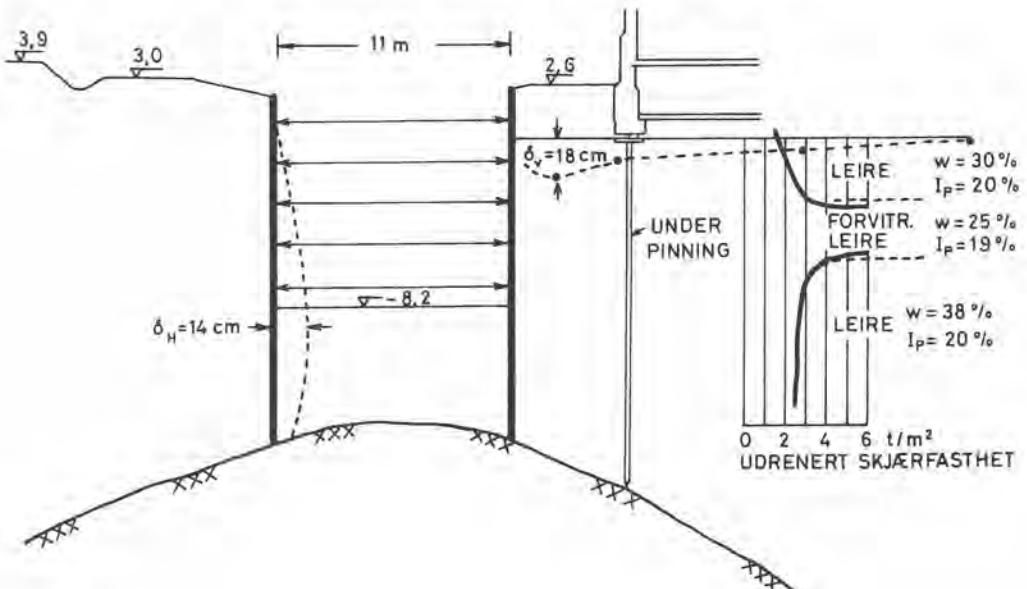


Fig. 18-5 Vaterland II. Grunnforhold og målte deformasjoner.

Vaterland III

Denne tredje måleseksjon i Vaterland ligger på et sted med vesentlig større fjelldybder (fig. 18.6) og hvor spuntveggene (BZ-IVN-50) ble rammet bare til beskjedne dybde under endelig utgravingsnivå. Også her er spuntveggene avstivet i 5 nivåer.

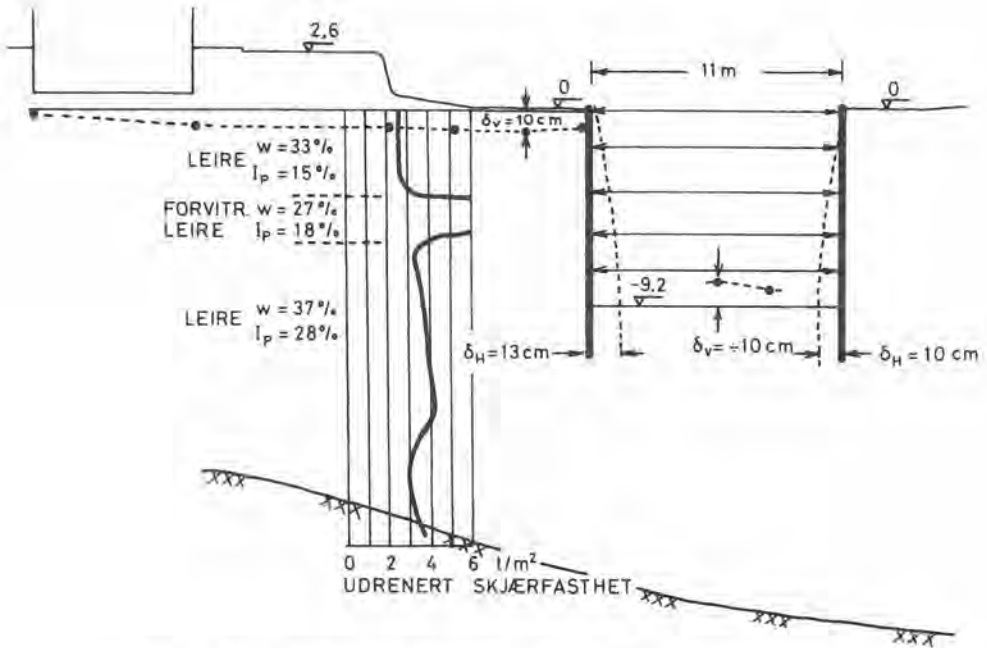


Fig. 18-6 Vaterland III. Grunnforhold og målte deformasjoner.

Grunnforholdene består av leire ned til fjell som ligger i 23–25 m dybde, dvs. 12–14 m under bunn utgraving. Bortsett fra det karakteristiske lag av fast, forvitret leire øker leirens vingebrorfasthet fra $2,5 \text{ t/m}^2$ på kote 0 til $3\text{--}4 \text{ t/m}^2$ i større dybder.

For å få tilfredsstillende sikkerhet mot bunnheving i gravefasen, ble det her på forhånd avlastet fra kote 2,6 til kote 0 utover på begge sider av utgravingen i litt mindre avstand enn tilsvarende utgravings dybde. Hvis man med henblikk på faren for bunnheving antar en midlere terrenghøyde utenfor spunten på kote 1,3, blir gravedybden 10,5 m. Med lengde av utgravet felt ca. 8 m og $\tau_{\text{VING}} = 4 \text{ t/m}^2$ blir beregningsmessig sikkerhet, $F = 1,6$.

Selv om det er mulig at vingebolet her gir noe for høy skjærfasthet (se side 16) og at virkelig sikkerhetsfaktor kanskje er omkring 1,3, er i alle tilfelle stabiliteten tilstrekkelig god til å sørge for at deformasjonene blir små sett i relasjon til den store fjelldybde. Som man ser er de målte deformasjoner, NGI (1962 c) 10–13 cm eller ca. 1% av gravedybden.

På grunn av de store fjelldybdenes forplanter setningene seg her langt utover til sidene, kanskje av størrelse 3 ganger gravedybden.

Som man ser er det registrert en maksimal bunnheving i byggegropen også av størrelsesorden 1% av gravedybden.

Grønland I

Det neste eksempelet gjelder en måleseksjon ved Grønland stasjon på Tunnelbanen, med spunt (BZ-IVN-50) til fjell i liten dybde under utgravingens bunn (fig. 18.7). Grunnforholdene består av leire med vingeborfasthet $2\text{--}3\text{ t/m}^2$, generelt økende med dybden.

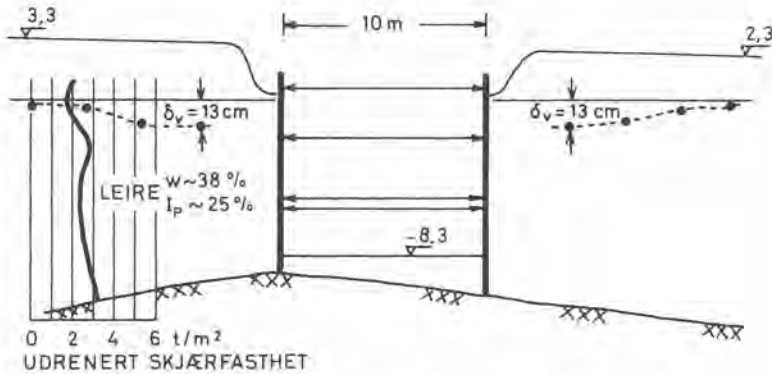


Fig. 18-7 Grønland I. Grunnforhold og målte deformasjoner.

Det er her benyttet 4 stiverlag hvorav det nest øverste er tunneltaket som ble støpt direkte på bakken. Seksjonslengden var her ca. 10 m.

Beregningsmessig sikkerhet mot bunnoppreisning hvis man ser bort fra kraftoverføringen til fjell, avtar fra 1,2–1,3 ved nest siste gravetrinn (kote –5,7) til noe under 1,0 ved full utgraving. Spunten må således ta et betydelig trykk for å begrense deformasjonene i leiren, og da spuntveggene på grunn av stor stiveravstand er relativt fleksible, blir innbøyningen av veggene og derved terrengsetningene store i forhold til den beskjedne fjelldybde, 13 cm eller 1,2% av gravedybden, NGI (1962 d).

Grønland II

I den andre enden av Grønland stasjon ble i måleseksjon Grønland II (fig. 18.8) dypeste del av utgravingen og støping av tunnelbunn og vegger foretatt under vann. Utgravingen til og med tredje stiverrad (kote –3,0) ble først foretatt i tørr byggegrop mellom spuntveggen (BZ-IVN-50) rammet ned til et stykke under endelig gravenivå. Deretter ble gropen vannfylt til kote 1,2 og graving til full dybde foretatt uten annen ytterligere avstiving enn vanntrykket mot spuntveggene.

Som man ser av fig. 18.8 har utgravingen en bredde på 11 m og dybde på 11,4 m. Dybden til fjell er nesten 30 m, og grunnen ned til i hvert fall 20 m består av bløt til middels fast leire med vingeborfasthet $2,5\text{--}3\text{ t/m}^2$. Lengden på byggegropen var i dette tilfelle 32 m.

Beregningsmessig sikkerhet mot bunnheving basert på vingeborfasthetene i leiren var i dette tilfelle ca. 1,5 ved graving til kote –3,0 før vannfylling. Ved vannfyllingen av gropen økte sikkerhetsfaktoren betydelig og var selv ved full utgravingsdybde ca. 1,7.

Som man ser, gir den meget betryggende sikkerhet seg utslag i at spuntveggen ikke roterer innover, men faktisk fastholdes i foten. Det skal videre nevnes at en vesentlig del av deformasjonene i dette tilfelle fant sted under første gravefase, før vannfyllingen av gropen. I forhold til den store fjelldybden og avstivingsens beskjedne stivhet, får man på grunn av de

meget beskjedne, maksimalt kun 2–3 cm eller godt under 1/2% av gravedybden. Det ble her bare målt terrengsetninger i ett punkt like bak spuntveggen, og man kjenner derfor ikke til hvordan setningene forplanter seg utover fra byggegroppen.

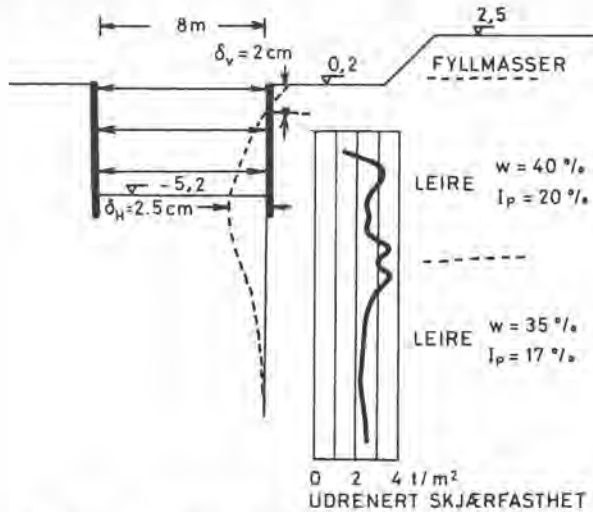


Fig. 18-9 Postgirobygget, girofløy nord. Grunnforhold og målte deformasjoner.

Postgirobygget, Sorteringsfløy nord

Vesentlig større deformasjoner fant sted ved utgravingen for sorteringsfløyen mot Gunnerus gt. Her var gravedybden 10,3 m, og det var ikke mulig å foreta noen avlastning utenfor byggegroppen. Som man ser av fig. 18.10 var leiren betydelig fastere her enn på girotomten med vingeborfasthet på 4–4,5 t/m² i området under dypeste gravenivå. Også på dette sted finner man det foran omtalte lag av fast, forvitret leire som er karakteristisk for Vaterlandområdet.

Det ble her benyttet spunt BZ-350 rammet 0,5–1 m under endelig gravenivå og avstivet i 4 nivåer. Sikkerheten mot bunnoppresning for måleseksjon 19 med bredde og lengde henholdsvis 14 m og 19 m, var på grunnlag av en gjennomsnittlig vingeborfasthet på 4,1 t/m² beregnet til 1,5.

Like etter ferdig utgraving av første graveseksjon (nr. 19) var registrert setning noen meter bak spuntten 14 cm og maksimal innpresning av spuntveggen 19 cm, dvs. deformasjoner av størrelsesorden 1,5–2% av gravedybden. Av forskjellige årsaker gikk det over en måned før bunnplaten ble støpt i denne seksjonen, og i løpet av dette tidsrommet økte setningen til vel 20 cm og maksimal innpresning av spuntveggen til ca. 30 cm.

På fig. 18.10 er også vist de målte deformasjoner ved to andre seksjoner i sorteringsfløyen mot Gunnerus gt., hvor man i det ene tilfelle har $\delta_v = 28$ cm og $\delta_H = 50$ cm, og i det andre tilfelle $\delta_v = 51$ cm og $\delta_H = 50$ cm, dvs. 5% av gravedybden.

Dessverre ble det ikke i noen av disse tre seksjoner målt setninger annet enn i ett punkt noen meter bak spuntveggen, og man vet derfor ikke hvor langt utover setningene sprer seg.

Som man vil komme tilbake til på slutten av artikkelen, er det sannsynlig at vingeboeret for den type leire man har under sorterings-tomten, gir for høy skjærfasthet og derved en for

høy beregningsmessig sikkerhetsfaktor for utgravingen. Det er således grunn til å tro at virkelig sikkerhet her ikke har vært 1,5, men meget nærmere 1,0. Dermed har deformasjonene generelt blitt store; og spesielt har de kunnet øke voldsomt der man har gått litt på akkord med en helt førsteklasses utførelse av grave- og avstivingsarbeidene.

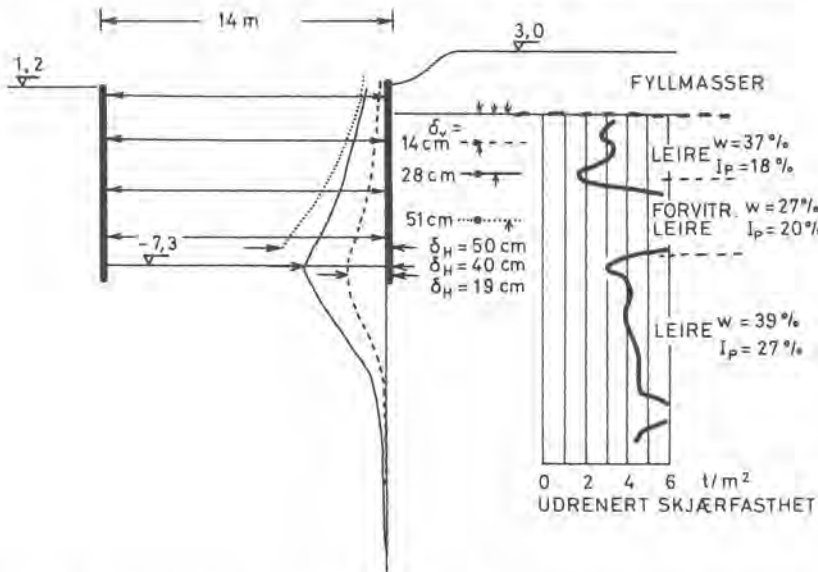


Fig. 18-10 Postgirobygget, sorteringsfløy nord. Grunnforhold og målte deformasjoner.

Olav Kyrres Plass

Dette eksempelet omfatter forskjæringen til NSB-tunnelen i vest, ved Olav Kyrres Plass hvor gravedybden var 12 m i bløt og delvis også kvikk leire (Karlsrud og Myrvoll, 1975). Som man ser av fig. 18.11 har leiren her for en stor del en vingeborfasthet på ca. 2 t/m².

Spuntveggene (BZ-VN) var her forutsatt rammet ned til og boltet i fjell, og videre avstivet i 6 nivåer. Da spunthålenes kontakt med fjell til dels var meget tvilsom, ble det i tillegg innen denne 6 m lange seksjonen, etter at de øverste stiverlag var plassert, gravet en

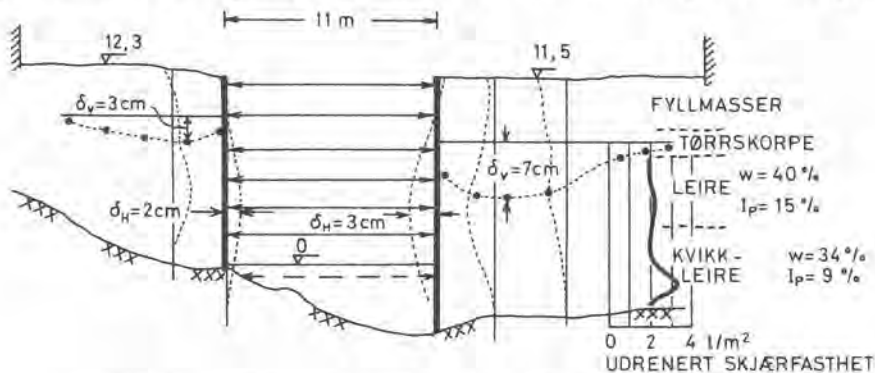


Fig. 18-11 Olav Kyrres Plass. Grunnforhold og målte deformasjoner.

slurryfylt grøft og in-situ-støpt en ca. 2 x 2 m betongdrager mellom spuntveggene under dypeste gravenivå.

Selv om man når kritisk gravedybde med henblikk på bunnheving (hvis man ser bort fra spuntens forankring i foten) allerede ved 8 m gravedybde, oppviser denne utgravingen meget små deformasjoner, og grunnen er at man her har et uvanlig stivt avstivningssystem med fastholdt spuntfot og liten stiveravstand.

Setningen på 7 cm til høyre i fig. 18.11 inkluderer også noe effekt av drenasje, og det kan fastslås at skjærdeformasjoner her er av størrelse 1/4–1/2% av gravedybden. Igjen ser man for et tilfelle med små fjelldybder at setningene ikke forplanter seg særlig lenger utover fra spuntveggene enn tilsvarende gravedybden.

Studenterlunden

Som siste eksempel skal vises deformasjonene ved en måleseksjon innen en 16 m dyp utgraving for tunnelbanen og NSB-tunnelen gjennom Studenterlunden. Som det fremgår av fig. 18.12, består grunnforholdene her for en stor del av middels fast leire med vingeborfasthet 3–3,5 t/m². Dybdene til fjell er over 30 m.

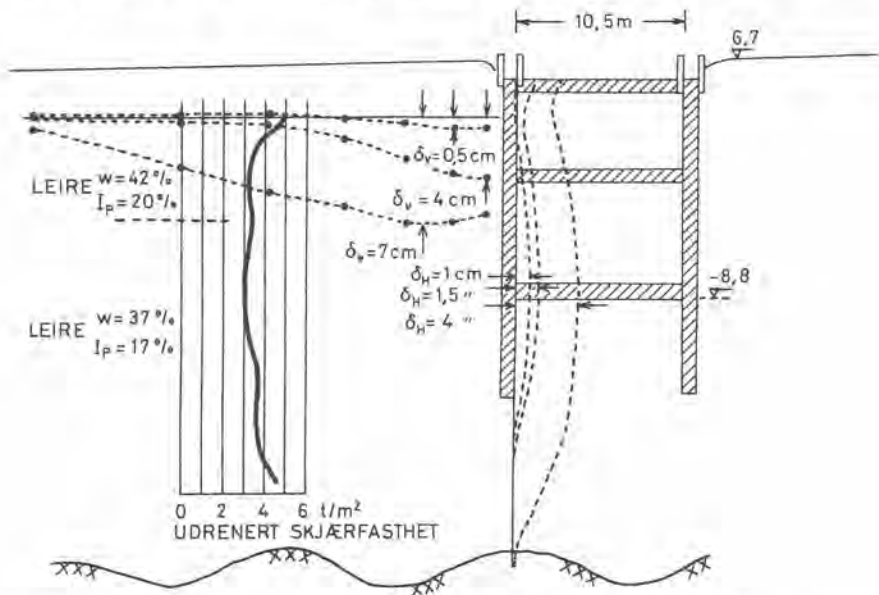


Fig. 18-12 Studenterlunden. Grunnforhold og målte deformasjoner.

Med de foreliggende grunnforhold skulle det her normalt ikke være mulig å grave stort dypere enn 8 m med tilstrekkelig sikkerhet mot bunnheving. Den valgte utførelsesmåte bygger på det prinsipp som er vist lengst til høyre på fig. 18.3, nemlig at man allerede før utgravingen starter, stiver av veggene under dypeste gravenivå.

Utførelsen i Studenterlunden bygger på slisseveggen, dvs. armert betongvegger som støpes direkte i væskefylte grøfter. Først graves og støpes de langsgående vegger i ca. 4 m seksjoner, deretter graves tverrgående grøfter med senteravstand også ca. 4 m, men disse støpes bare opp til gulvet i nedre tunnel. Under dypeste gravenivå får man altså da et stivt

system av vegger som både holder de langsgående vegger på plass og som skaffer de fornødne adhesjonskrefter vegg/leire til å gi tilstrekkelig sikkerhet mot bunnheving.

Avstivingen av veggene gjøres i dette tilfelle ved at betongdekkene støpes etter hvert som man graver seg ned. I tillegg ble også benyttet ett lag stålstivere like under mellomdekket (ikke vist på fig. 18.12). Hele tunnelkonstruksjonen er før utgravingen starter, fundamentert på stålpeler til fjell, montert gjennom innstøpte rør i betongveggene.

De tre sett kurver på fig. 18.12 viser setninger og horisontaldeformasjoner etter henholdsvis graving av langsgående vegg, graving av tverrgrøft og etter endelig tunnelutgraving. Maksimale verdier for δ_V og δ_H er 7 cm og 4 cm eller mellom 1/4 og 1/2% av gravedybden.

De beskjedne deformasjoner skyldes det usedvanlig stive avstivningssystem, samt en betryggende sikkerhet mot bunnheving. Beregningsmessig sikkerhet basert på vingeborfasthet og under forutsetning av at veggene ikke var fundamentert til fjell er ca. 1,3. I virkeligheten vil sistnevnte forhold bevirke at leiren utenfor tunnelen henger seg opp på veggene, hvorved sikkerheten mot bunnheving øker vesentlig. Sannsynligvis på grunn av de store fjelldybder forplanter setningene seg langt utover, i hvert fall mer enn to ganger gravedybden.

En nærmere beskrivelse av prosjekt og måledata fra Studentørlunden er gjort av Eide, Aas og Jøsang (1972) og Karlsrud (1975).

Stagforankrede utgravinger

Det er ikke tatt med noen eksempler på stagforankrede utgravinger, utover de erfaringsdata som var gitt i NOTEBY's diagram, fig. 18.1. Disse data stammer fra to utgravinger i Oslo, henholdsvis Storgt. 2–6 og Oslo Helseråd. Den sistnevnte er tidligere beskrevet av Eggstad og Buflod (1968).

Ved ovennevnte to utgravinger var de målte deformasjoner som tidligere nevnt meget små, kun av størrelse 1/2% av gravedybden eller mindre. For ikke å forlede til noen misforståelse, skal her bare anføres at et så godt resultat naturligvis er avhengig av at utgravingen har god stabilitet, for eksempel som følge av at fjellet ligger i beskjeden dybde under endelig gravenivå. Også ved bruk av strekkstag er det begrenset i hvor stor dybde stagene kan monteres under det nivå hvortil byggegropen til enhver tid er gravet ut, og i tilfeller med store fjelldybder og bløt leire kan man heller ikke med denne metoden gjøre mye for å bedre sikkerheten mot bunnheving og dermed begrense deformasjonens størrelse.

AVSLUTNING

De eksempler som er trukket frem i denne artikkelen kan neppe formå å fremskaffe et klart bilde av hvilke deformasjoner som kan forventes rundt en dyputgraving i leire. Det er imidlertid å håpe at det fremlagte materiale vil bidra til å vekke en viss ettertanke når man senere står ovenfor et utgravingsprosjekt i praksis.

Det skal i den forbindelse anslutningsvis igjen presiseres at størrelsen av deformasjonene — alle gode empiriske data til tross — naturligvis først og fremst må ses i sammenheng med sin fundamentale årsak, nemlig utgravings stabilitetsforhold. Særlig ved lave sikkerhetsfaktorer vil en relativt liten reduksjon av sikkerhetsfaktoren kunne resultere i en drastisk økning av deformasjonene. Med de dristige sikkerheter mot bunnheving helt ned i 1,3 som blir anvendt ved utgravinger i leire, er det derfor av helt avgjørende betydning at man ikke feilvurderer stabiliteten i optimistisk retning.

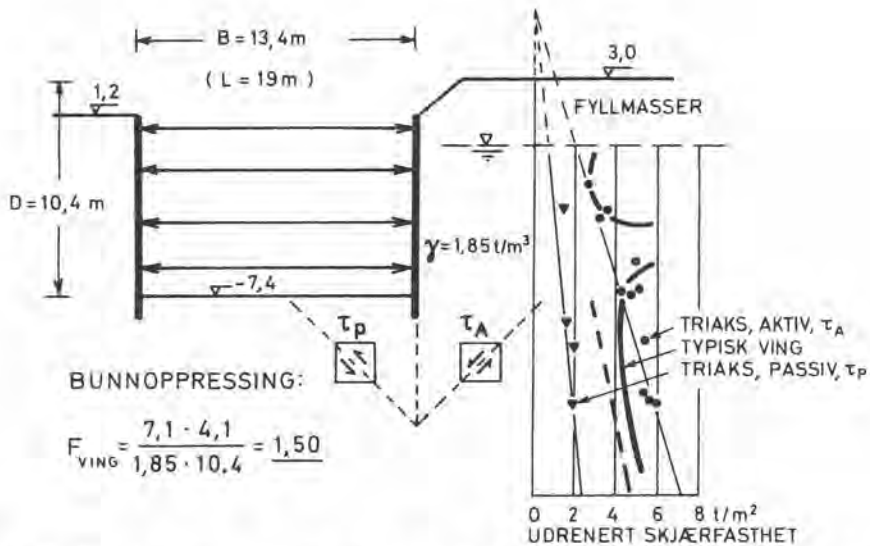


Fig. 18-13 Postgirobygget, sorteringsfløy nord. Gjennomsnittet av udrenert skjærfasthet bestemt ved aktive og passive triaksialforsøk er lavere enn vingeborfastheten, og vil således gi lavere beregningsmessig sikkerhet mot bunnheving.

Man vil da på bakgrunn av erfaringer fra Postgirotomten og forøvrig fra mange andre tilfeller i løpet av de seneste år, advare mot uten videre å stole blindt på tradisjonelt bestemt udrenert skjærfasthet fra vingebor, konus- eller trykkforsøk. Særlig gjelder dette i leirer hvor ovennevnte målemetoder gir en udrenert skjærfasthet som er høyere enn for eksempel tilsvarende 20–25% av effektivt overlagringstrykk i angjeldende prøvedybde. Under slike forhold tyder erfaring på at en mer korrekt bestemmelse av udrenert skjærfasthet ved triaksialforsøk, hvor man etterligner spenningsforholdene henholdsvis *under* og *utenfor* utgravingen (se fig. 18.13) gir en gjennomsnittlig skjærfasthet (stiplet linje) som er lavere enn for eksempel vingeborfastheten, og som derved fører til en lavere beregningsmessig sikkerhetsfaktor.

Det ligger imidlertid utenfor rammen av denne artikkel å gå nærmere inn på hvordan man mest korrekt skal beregne stabiliteten av utgravinger i leire.

LITTERATURLISTE

Peck, R.B. (1969)

Deep excavation and tunneling in soft ground; state-of-the-art report.

International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 7.

Mexico 1969. State of the art volume, s. 225–290.

Norsk Teknisk Byggkontroll (1975)

Privat kommunikasjon.

Norges Geotekniske Institutt (1962 a)

Measurements at a strutted excavation, Oslo Subway, Vaterland 1, km. 1,373.

Oslo. 24+45 s.
Technical report, 6.

Norges Geotekniske Institutt (1962 b)
Measurements at a strutted excavation, Oslo Subway, Vaterland 2, km. 1,408.
Oslo. 24 + 32 s.
Technical report, 7.

Norges Geotekniske Institutt (1962 c)
Measurements at a strutted excavation, Oslo Subway, Vaterland 3, km. 1,450.
Oslo. 24 + 32 s.
Technical report, 8.

Norges Geotekniske Institutt (1962 d)
Measurements at a strutted excavation, Oslo Subway, Grønland 1, km. 1,559.
Oslo. 30 + 37 s.
Technical report, 1.

Norges Geotekniske Institutt (1966)
Measurements at a strutted excavation, Oslo Subway, Grønland 2, km. 1,692.
Oslo. 30 + 94 s.
Technical report, 5.

Karlsrud, K. og F. Myrvoll (1976)
Performance of a strutted excavation in quick clay. 8 s.
Vil bli publisert i: European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 6.
Wien 1976. Proceedings.

Eide, O., G. Aas og T. Jøsand (1972)
Special application of cast-in-place walls for tunnels in soft clay in Oslo.
European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 5. Madrid 1972.
Proceedings, B. 1, s. 485–498.
Også publisert i: Norges Geotekniske Institutt.
Publikasjon 91, s. 63–74.

Karlsrud, K. (1975)
Praktiske erfaringer med utførelse av slissevegger i Oslo-leire.
Nordisk Geoteknikermøte, København 1975. Foredrag s. 529–542.
Kbh., Polyteknisk forlag.

Eggestad, Å. og H. Buflod (1968)
Observerte stagkrefter og setninger med forankret spuntvegg ved Oslo helseråds nybygg.
Nordiska Geoteknikermötet. Göteborg 1968. Artiklar.
Väg- och vattenbyggaren, 1968, nr. 8, s. 140–144.

ERFARINGER FRA VANSKELIGE TUNNELPÅHUGG

Experiences from complicated breaking in rounds of tunnels.

Sivilingeniør Knut Garshol

Ingeniør Thor Furuholmen A/S, Oslo

SAMMENDRAG

Utsprengning og sikring av tunnelpåhugg omtales.

Den kritiske fase er selve utsprengningen, da denne påfører fjellet aksielt rettede krefter. De forskjellige problemkategorier og kombinasjoner gjennomgås. Grunnlaget for konklusjonene, er observasjon av et stort antall påhugg med varierende vanskelighetsgrad, utførelse og resultat. Ett typisk eksempel beskrives. I vanskelige tilfeller må sikring utføres før salven skytes. Innstøpte, eventuelt forspente, horisontale kamstålbolter utenfor konturen, anses best egnet. Disse hindrer aksiell deformasjon og opprinnelig friksjonstilstand bevares. Samtidig stabiliserer boltene heng og vegger etter at salven er skutt. Bruk av betong kan være nødvendig. I så fall ubetinget *sammen med* bolter. Nødvendig forsiktig utsprengning beskrives.

SUMMARY

The critical phase in establishing a tunnel portal is the breaking in round as the blasting itself induces forces axially to the tunnel. Based on experiences from a great number of breaking in rounds the different factors influencing the stability of the portal are discussed. One typical example is described. Ways and means of securing the rock masses in the portal are discussed. Horizontal rock bolts outside the contour line of the tunnel are regarded as being the best. The bolts should be grouted and may be prestressed. Concrete structures should only be used in combination with rock bolts. The need for and effect of careful blasting are discussed.

INNLEDNING

For tunnelbyggere er det alment kjent at etablering av påhugg, kan by på vanskeligheter. Det er normalt at fjellet i overflaten er dårligere enn ellers i området og i noen tilfeller kan ovenforliggende bygningsmessige konstruksjoner forverre situasjonen. Disse vanskelighetene, som ofte dessverre er uforutsette, har ført til en del mislykkede forsøk på å sprengre tunnelpåhugg. I noen tilfeller har ikke et slikt mislykket forsøk noen konsekvenser utover dette, men i enkelte andre *må* påhugget etableres som planlagt.

Uansett sikkerhetskrav, er det å anbefale at alle påhugg utføres med en viss forsiktighet. En del tunnelpåhugg som er blitt vellykkede, hvor forholdene på forhånd var vurdert som vanskelige, gjør at man i hovedtrekkene mener å vite hvordan slike problemer kan løses. I det

etterfølgende presenteres en del prinsipielle synspunkter på dette, basert på observasjoner ved forskjellige utførte utsprengninger.

Som eksempel beskrives ett påhugg. Dette illustrerer svært mange av de prinsipielle sidene ved temaet og er derfor valgt. Andre konkrete eksempler er utelatt da variasjonsbredden i alle fall er så stor, at en eksempelsamling må bli ufullstendig.

PLANLEGGING OG LOKALISERING AV PÅHUGG

Når tunnelprosjekter skal planlegges og påhuggsteder velges, er det ikke mulig å stille opp generelt gjeldende kriterier for hvordan påhuggene skal vurderes. Et krav gjelder likevel uansett; en stabilitetsmessig sett *gunstigst mulig* lokalisering av påhuggene. "Mulig" er her understreket, fordi en helhetsvurdering av de hensyn som må tas ved valg av påhuggsteder, ofte fører til at de stabilitetsmessige hensyn kommer i annen rekke. Sagt på en annen måte, er det oftest slik at økonomiske-, anleggstekniske-, og brukstekniske vurderinger sammen med et varierende antall andre momenter, medfører at man må ta det angrepspunkt man kan få. Tenker man etter hvor ofte dette i grunnen er tilfelle, uansett anleggets funksjon, er det egentlig ikke rart at forholdene kan bli vanskelige.

Det er likevel grunn til å presisere, at selv om rammene kan synes snevre, er det meget viktig at mulighetene undersøkes grundig, for å få en optimal løsning. Det finnes eksempler på at tverrforskyvninger på 5–10 m av et påhugg, har gitt vesentlig bedre forhold. Slike forandringer kan bli kostbare, hvis de først blir aktuelle etter byggestart.

Kombinasjonen løsmasser og tunnelpåhugg, er en kilde til overraskelser og vanskeligheter. Det gjentar seg unødig ofte at gravemassene i forskjæringen blir vesentlig større enn forutsatt, eller at fjelloverdekningen for de første metrene av tunnelen er for liten, eller minimal. I noen tilfeller kunne problemene vært redusert, i andre ikke. For å kunne velge den beste løsningen og beskrive forholdene med rimelig nøyaktighet og sikkerhet, forutsettes det bruk av seismikk, boring, eller annen egnet metode, selv med relativt rimelige overdekninger og tilsynelatende oversiktlige forhold. Påtreffes vanskelige fjellforhold, som krever spesielle tiltak, er det nærmest en forutsetning for vellykket resultat, at entreprenøren er noenlunde forberedt på dette.

Det er alltid lett å være etterpåklok, men erfaring tilsier at plassering av påhugg bør vies spesiell oppmerksomhet på planleggingsstadiet. Selv om detaljundersøkelser i noen tilfeller ikke fører til at et påhugg kan plasseres med bedre stabilitetsforhold, er det viktigere på forhånd å kjenne de faktiske problemer, jo vanskeligere fjellet er.

I det etterfølgende går en ut fra at denne side ved temaet tunnelpåhugg er viet nødvendig oppmerksomhet og at de vanskelige forhold man måtte ha derfor er gitt. Planlegging, detaljundersøkelser og lokalisering av tunnelpåhugg er her følgelig bare nevnt for sammenhengens skyld.

GENERELLE MOMENTER

Stabilitetsmessig og praktisk skiller etablering av påhugg seg på vesentlige punkter fra det å sprengne tunnel. Karakteristisk for påhuggssituasjonen er følgende:

- A. Normalt ligger påhugget i dagfjell.
- B. Innspenningen aksielt er oftest borte og kan være dårlig også tangentielt i tverrsnittplanet, se fig. 19-1.
- C. Varierende fjelloverdekning. Varierende løsmasse-overdekning og forskjellige jordartstyper. Varierende topografi over påhugget.

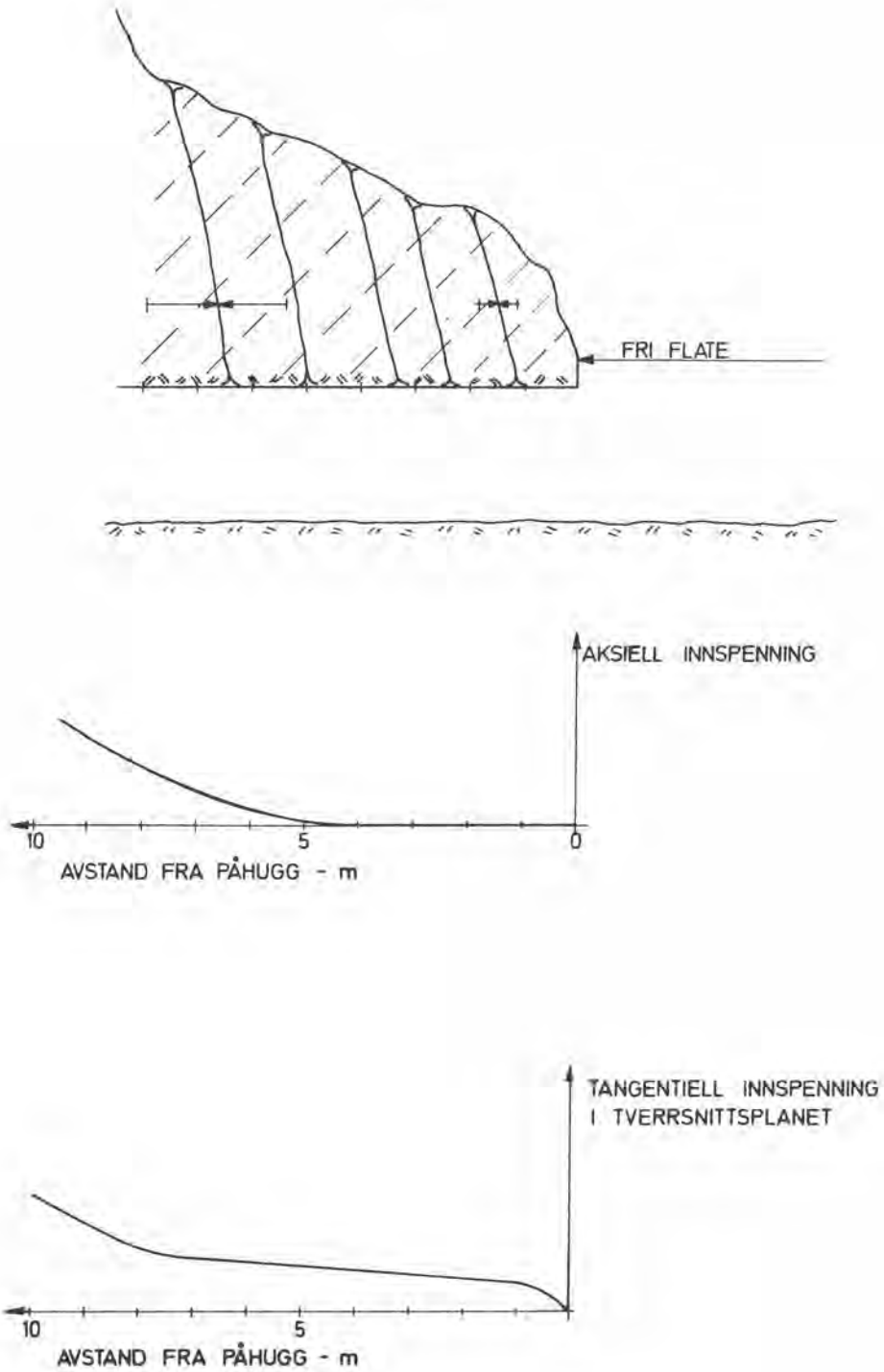


Fig. 19-1. Prinsippskisse som viser fordeling av innspenningskrefter i et påhugg.

D. Fjellet i påhugget er utsatt for vekslende oppfukting og uttørking ved varierende nedbørsforhold. I tillegg blir det utsatt for fryse/tine-sykluser ved vekslende temperaturer.

E. Spesielle geometriske forhold.

Sett fra den praktiske siden er det ofte at påhugg utføres i oppstartingsfasen av et anlegg. I så fall er det unntaket, hvis administrasjon, lagerhold, bemanning, utstyr og arbeidsrutiner har kommet inn i noenlunde faste former. Påtreffes vanskelige fjellforhold i et påhugg i denne fasen, har en veldig lett for å gripe til forhastede løsninger. Dette gjelder selvfølgelig spesielt hvis en ikke er forberedt på vanskelige forhold. Har en ikke enda det nødvendige sikringsutstyr, eller folk til å betjene det, ender det gjerne med at påhugget skytes utilstrekkelig sikret, ofte med et bedrøvelig resultat. Et slikt mislykket forsøk skaper lett enda vanskeligere forhold enn opprinnelig. Disse normale oppstartingsproblemene for den utførende, gjør det spesielt viktig at forholdene er godt beskrevet på forhånd og at det ønskede resultat er definert. Viktigheten av å få et påhugg som beskrevet, avhenger av bruken av dette, eventuelle støpearbeider i form av portal eller portalbygg, overliggende løsmasser og/eller bygninger osv.

A. Dagfjellet.

Dagfjell er betegnelsen på den sone i overflaten av et fjellmassiv, som bærer tydelig preg av påvirkning fra de ytre, nedbrytende krefter. Dagfjellet er normalt vesentlig mer oppsprukket enn det underliggende fjell og sprekkene er oftest åpnere, mer gjennomsettende og med lavere friksjon. Det opptrer normalt også flere sprekkesystemer enn i underliggende fjell. Det har foregått kjemisk forvitring, mekanisk forvitring og utvaskingsprosesser som kan ha påvirket fjellet til varierende dyp. Typisk er utfellinger av jernoksyder på sprekkene og også oppløsning av kalkspat og andre oppløselige mineraler. Normale dagfjellmektigheter i lavlandet i Norge er mindre enn 10 m. Frostforvitring kan i høyfjellet gi dypere dagfjellssoner; og høy grunnvannstaden kan gi vesentlig mindre, eller nesten ikke dagfjell.

Nokså uavhengig av den generelle dagfjellsdybde på stedet, kan det opptre lokale dypforvittringssoner, også kalt råtaganger. Dette kan være en dypere forvitring langs forkastninger og knusningssoner, eller etter spesielt lett forvitrende bergartsslag. Slik lag er oftest biotitt-, hornblende-, eller kalkspatrike årer i metamorfe bergarter.

I enkelte bergarter er dagfjellet ikke noe stort problem for utførelsen av tunnelpåhugg, men det motsatte er snarere det normale. Problemer som direkte kan tilskrives dagfjellet vil likevel variere meget sterkt fra sted til sted.

Begrepet dagfjell og tunnelbygging omhandles forøvrig av Selmer-Olsen i egen artikkel i denne bok.

B. Innspenning.

Når en snakker om innspenningsforholdene i forbindelse med stabilitet av fjellrom, menes de trykk- og skjærspenninger som overføres fra blokk til blokk over de sprekker og avløsningsflater som begrenser blokkene. Eventuelle strekkspenninger på grunn av utsprengning av fjellrom, kan ikke oppstå over sprekker, og deformasjoner med utvidelse av sprekkene inntreffer i stedet.

Det man altså ønsker, er store nok tangentielle trykkspenninger relativt konturen i rommet, til at sprekkavløste fjellfragmenter holdes på plass. Dette skjer ved at blokk som er

helt avløst geometrisk sett og som egentlig skulle falle ut, får mobilisert stor nok skjærkraft på sprekkenes, p.g.a. trykkspenninger normalt disse, til likevel å bli hengende.

Hvor store trykkspenninger som er nødvendig vil variere mye med sprekkenes ruhet og karakteren av eventuelle sprekkefyllinger, sammen med de geometriske forhold. Egentlig er det små trykkspenninger som skal til.

I et tunnelpåhugg vil man på grunn av dagfjellet normalt ha en situasjon hvor sprekkenes delvis er åpne og til dels med utfellinger og glatte sprekkefyllinger. Da kan den ovenfor beskrevne effekt av innspenningen være helt borte. Under dagfjellet har en oftest i Norge horisontale trykkspenninger som er 2–8 ganger hviletrykket, mens dagfjellet altså delvis mangler samvirke mellom de enkelte blokker. Dagfjellet er følgelig nærmest spenningsløst og dette er hovedårsaken til at innspenningseffekten i tunnelpåhugg vanligvis er borte.

Den andre hovedårsaken er det faktum at man starter i friluft og dukker inn i fjellet. Den første salvelengden vil ikke ha sidefjell i aksiell retning utenfor påhuggsflaten. Det betyr at denne pr. definisjon er spenningsløs normalt flaten. Med det oppsprukne fjellet en oftest har i påhuggsområdet medfører dette at også fjellet innenfor påhugget, kanskje over flere salvelengder, er uten innspenningskrefter i aksiell retning til tunnelen. Det vil altså være gunstigere med påhugg i en forskjæringsgrop, enn på en frittstående vertikal fjellflate stabilitetsmessig sett, se fig. 19-2.

Tangentielle trykkspenninger i tverrsnittplanet vil variere med tykkelsen av fjell og eventuelle løsmasser over hengen og med sidefjellsdekningen. Tangentielle trykkspenninger genereres altså egentlig bare av tyngden av massen over hengen. Det er derfor også med hensyn til innspenningen, gunstig at fjellet stiger på relativt raskt fra påhugget.

C. Forholdene over påhugget.

Her vil en treffe på en slik flerfoldighet av varierende situasjoner, at en bare kan nevne typesituasjoner.

Først og fremst vil selve fjelloverdekningen for de første 4–5 salvene variere. Veldig liten fjelloverdekning vil medføre ulemper med dårlig innspenning, som nevnt foran, og det kan bli tvilsomt om fjellet tåler sprengningspåkjenningene. Selv med godt fjell, vil fjelloverdekning rundt halve spennvidden, være ned mot det minimale. Spesielt vanskelig blir en slik situasjon, når det over fjellet ligger rasfarlige løsmasser, eller andre løsmasser over slike. Det kan også hende at løsmasser ligger med rasvinkel fra påhugget og oppover, slik at eventuell underkutting medfører større løsmasseforflytning, eller oppstøttsarbeider.

Påhugg i veldig bratte fjellskrenter kan være gunstig, men da må fjellet over påhugget være meget godt, slik at ikke blokk fra fjellveggen 10–15, eller 100 m oppe kan falle ned i påhuggsområdet. Ved påhugg i veldig høye og bratte fjellsider, for eksempel med mer enn 500 m høyde og massivt, lite oppsprukket fjell, kan en risikere sprakefjell allerede på de første salvene. Stuffen vil da normalt være mest utsatt for sprak.

Spesielle situasjoner med kombinasjon av vanskelige fjell- og overdekningsforhold og overliggende bygningsmessige konstruksjoner, kan gi meget kompliserte påhugg. Det kan da oppstå problemer både med fjell- og løsmassestabilitet, samt rystelseskontroll.

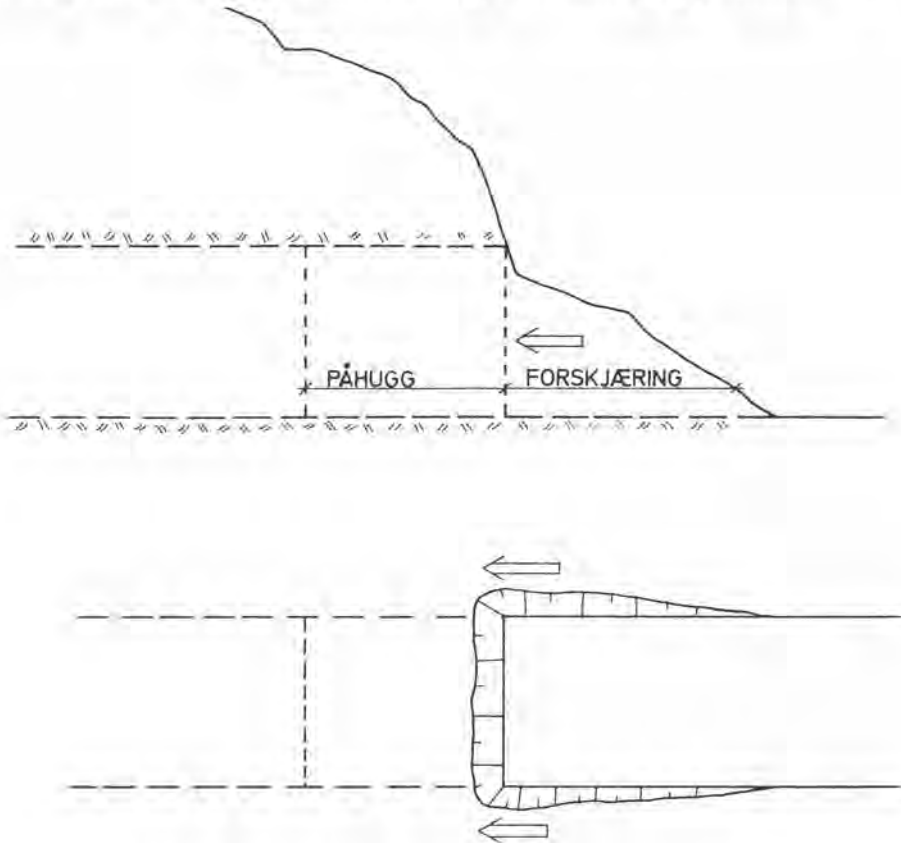
D. Vannforhold.

I påhugget blir fjellet direkte utsatt for vekslende nedbørsforhold. Det sammen gjelder de første salvelengdene når fjellet er oppsprukket, eller ved dårlig overdekning. Her skal en være spesielt oppmerksom ved utpregede dagfjellsforhold og grundig oppbløtet fjell på grunn

av lengre nedbørsperioder. I en slik situasjon vil friksjonen på sprekkene og i spekkefyllingsmaterialer, være sterkt nedsatt. Er det rennende vann til stede, kan også utvasking i dagfjellsprekker inntreffe like etter utsprengning og raskt redusere stabiliteten.

Likeledes er man utsatt for vekslende temperaturforhold. En lengre kuldeperiode kan bedre forholdene for uttak av påhugg, mens etterfølgende tining kan forverre situasjonen.

Både når det gjelder vekslinger i vann og temperaturforhold på lengre sikt, skaper disse irreversible bevegelser inn mot tunnelen som kan gi nedfall. Dette må det tas hensyn til ved den endelige sikring av påhugget. Spesielt vanskelig er frostsprengningsproblemet.



AKSIELL STØTTEVIRKNING FRA SIDEFJELLET I FORSKJÆRINGEN

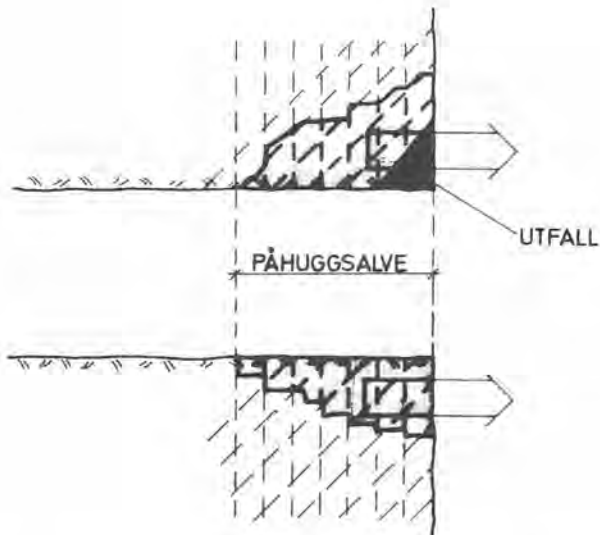
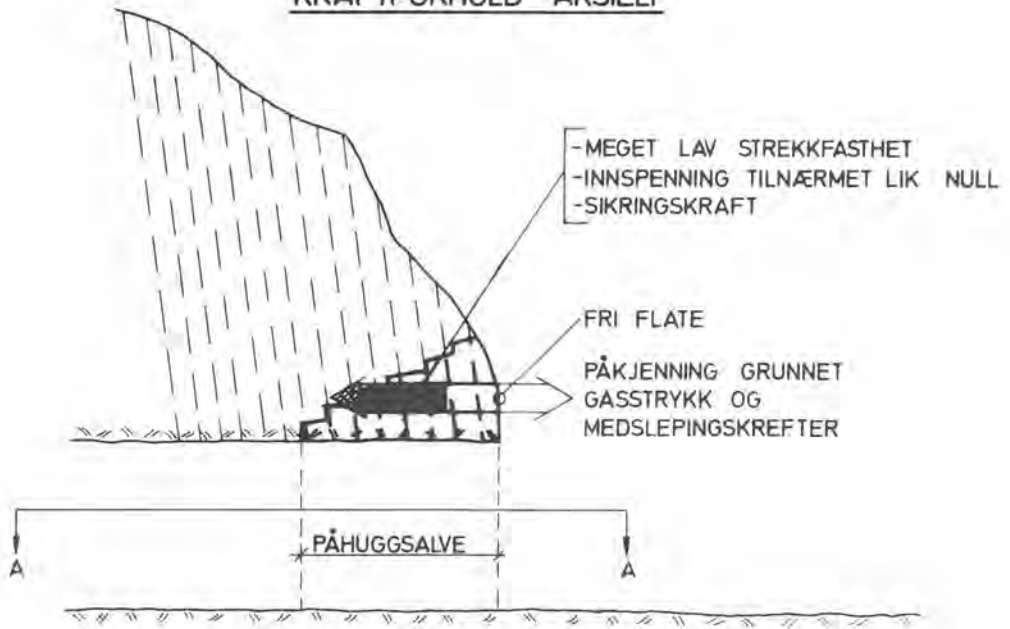
Fig. 19-2. Gunstig støttevirkning fra sidefjellet i forskjæringsgrop.

E. Geometriske forhold.

Med dette menes orienteringen i rommet av de stabilitetsmessig retningsbestemte faktorer og deres samvirke. Påhuggsituasjonen er noe spesiell på dette punktet.

Som nevnt må vi vanligvis regne med spenningsløst fjell, og at det da bare opptrer gravitasjonsgenererte innspenningskrefter tangentielt. I og med den fri flate i påhugget vil disse oftest ha retning parallelt tverrsnittplanet.

KRAFTFORHOLD AKSIELT



SNITT A-A

Fig. 19-3. Vanskelige stabilitetsforhold i påhugg p.g.a. steiltstående avløsningsflater normalt tunnelaksen.

Når tunnelaksen som regel står vinkelrett på den fri fjellflate i påhugget, får vi en kombinasjon av den fri flate, retning av innspenningskrefter og retning av sprenningspåkjenning, som gjør alle steilstående avløsningsflater *vinkelrett* tunnelaksen meget ugunstige. Se fig. 19-3. Det vil si at uansett om det gjelder leirslepper, sprekkesystemer eller stikk, er forholdet motsatt det som gjelder inne i en tunnel. På grunn av vegghjørnene i påhugget, er det til og med gunstigere med steile langsgående avløsningsflater, enn steile skråttkjærende.

SIKRING AV PÅHUGG

Den kritiske fase ved et hvert påhugg vil være utsprengningen av selve påhuggssalven. Før den skytes har man en stabil situasjon. Etterpå kan ras eller større nedfall ha skjedd samtidig med salven. De påkjenninger fjellet utsettes for ved sprengningen, kan altså enten gi øyeblikkelig nedfall, eller svekke fjellet så mye at senere nedfall bare er et tidsspørsmål.

Der forholdene er vanskelige, enten på grunn av utenforliggende hensyn og/eller på grunn av fjellet, er det en entydig erfaring at sikring må utføres før påhuggssalven skytes.

Hensikten er å sette fjellet i stand til å tåle sprenningspåkjenningen og å hindre sammenrasing av påhugget. Med tanke på det som er nevnt foran om de generelle forhold, er det om å gjøre å opprettholde, eventuelt forbedre friksjons- og innspenningsforholdene. Sikring av påhugg behandles derfor bare med tanke på forhåndssikring. Permanentsikring etter at påhugg er oppnådd, vurderes og utføres på vanlig måte.

De metoder man kan velge mellom for sikring av påhugget, er de alment kjente og listes nedenfor etter hovedalternativer.

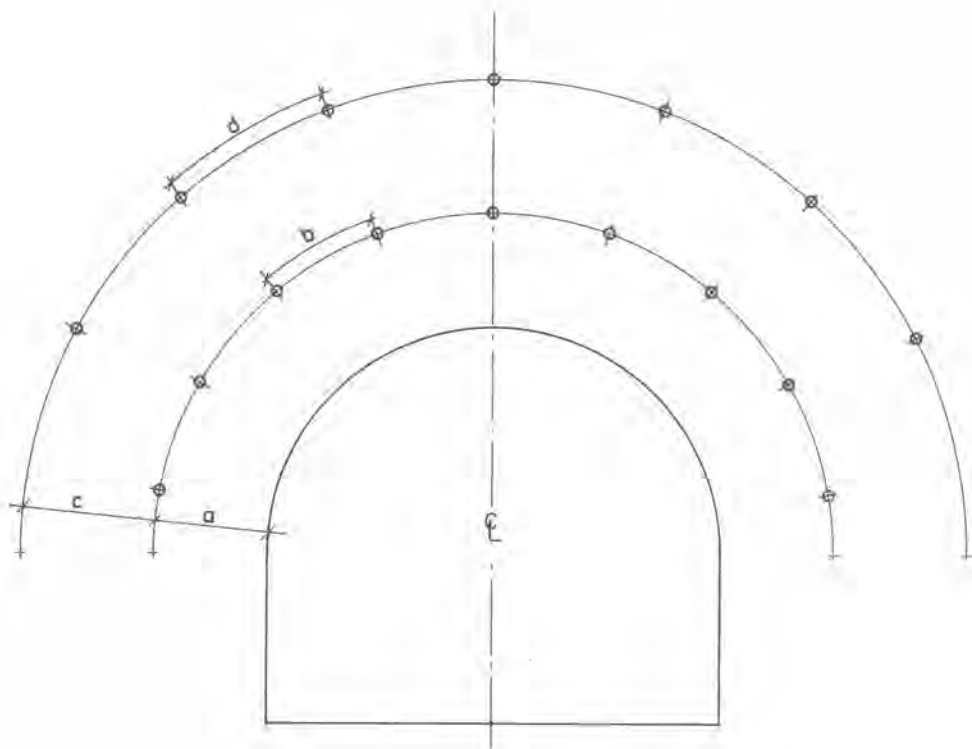
1. Bolter eller stag innboret i stoffen, eller ovenfra.
2. Sprøytebetong rundt konturen av påhuggssalven. Eventuelt armert.
3. Kombinasjoner av 1 og 2.
4. Utstøpning.
5. Kombinasjoner av 1 og 4.

Egentlig er dette i prinsippet enten en borhullsetablert sikring, en overflate sikring, eller kombinasjoner. Nesten uansett fjellforhold er vi ute etter å hindre fjellet rundt påhugget i å bevege seg mot den fri flate og derved tape friksjon og fasthet.

Borhullsetablert sikring

For å hindre bevegelse mot den fri flate er bolter, eller stag innboret fra påhugget ubetinget best egnet, se fig. 19-4. Dimensjonering må selvfølgelig diskuteres i det enkelte tilfelle, men sammenlignet med tunnelbolting, bør det generelt benyttes større lengder. Bolter med lengde 4–12 m vil være normalt. I spesielle situasjoner kan spennstag komme på tale og da med enda større lengder. Den innerste rasten kan godt ligge bare 1 m utenfor kranshullene i salven og bolteavstander i rasten fra 0,4–1,5 m vil oftest passe. Mer enn en bolterast rundt konturen vil normalt være gunstig og nødvendig.

Hvilken boltetype som egner seg best, kan det vel være noe delte meninger om, men det kommer både teoretiske og praktiske momenter med i vurderingen. Rent teoretisk er det utvilsomt gunstig med forspenning av boltene, men en har dessverre den erfaring at vanlige ekspansjonsbolter er dårlig egnet. Selv om disse er forskriftsmessig montert og oppspenn, vil forspenningen svært ofte være borte når salven er gått. Ankerfestet kan i dårlig fjell være noe tvilsomt selv om forspenning er oppnådd og knusning av punktkontakter under platen vil



a : 0,5 - 1,0 m PARALLELT KRANSHULLENE

b : 0,4 - 1,5 m

c : c = b

d : 1,0b - 2,0b

L : BOLTELENGDE 4 - 12m

$L_{min} = \text{SALVELENGDEN} + 2m$

TILPASSES LOKALE FORHOLD !

Fig. 19-4. Eksempel på boltesikring av påhugg før utsprengning.

også virke med til redusert forspenning. Videre synes det ugunstig at fjellet ikke holdes i ro mellom ankeret og platen. Kan man gyse inn slike bolter vil virkningen bli radikalt forbedret. Bruk av polyester til endeforankring som erstatning for ekspansjonshylsen, vil også forbedre virkningen vesentlig.

Innstøpte kamstålbolter av type Perfo, eller Bergjet synes å egne seg best av de vanlig anvendte boltetyper. Det forutsettes selvfølgelig at mørtelen får noe tid til å herдне, men da

vil også effekten av boltingen være ypperlig. Den "fastfrysning" av fjellet og samvirke mellom de enkelte blokker, som oppnås langs *hele* boltens lengde, er særdeles gunstig. På grunn av den store hulllengden, blir det oftest boret med 51 mm borkrone og da bør boltediameteren være minimum 26 mm. Det er følgelig også en meget kraftig bolt som blir innsatt og den tåler like store skjær-, som strekkrefter. Plate på disse boltene er intet krav, men kan være ønskelig når stoffen er mye oppsprukket.

Den beste virkningen av slike horisontale bolter innboret rundt konturen fra stoffen, vil oppnås med forspente og innstøpte kamstålbolter. Dette kan for eksempel utføres på følgende måte.

1. Det benyttes kamstål med gjenger i en ende og et påsveiset forankringsstykke med større diameter i andre enden.
2. Det bores stort nok hull til at en mørtelgysseslange fra et Bergjetapparat kan gå inn i hullet etter at bolten er innsatt.
3. Nødvendig polyestermengde føres inn i hullet først og bolten roteres på vanlig måte.
4. Når polyesterpatronene har herdnet, kan hullet gyses fullt med mørtel og bolten spennes opp før mørtelen begynner å binde av. Forspenningen vil da innstøpes.

Det finnes også andre måter å oppnå det samme på, blant annet kan det brukes en noe tilpasset Perfometode, som på papiret ser meget lovende ut, men forfatteren har foreløpig ingen erfaring med denne utførelsen.

Ved bruk av stagforankring, bør også disse støpes inn for å få maksimal effekt.

Hvor forholdene tillater det, kan det bores vertikale bolter ovenfra og ned til konturen, se fig. 19-5. Disse boltene vil bedre stabiliteten etter at salven er skutt, men har liten virkning på de aksielle deformasjoner som skyldes salven. Dette på grunn av den frilagte ende av bolten ned mot hengen i tunnelen. Så langt en med rimelighet kan nå med horisontale bolter fra påhugget, ser forfatteren derfor liten grunn til å benytte slike bolter. På grunn av den store skjærfasthet for innstøpte kamstålbolter, vil de horisontale boltene i tillegg til å ta vare på de aksielle deformasjoner, også ha tilnærmet den samme virkning som de vertikale

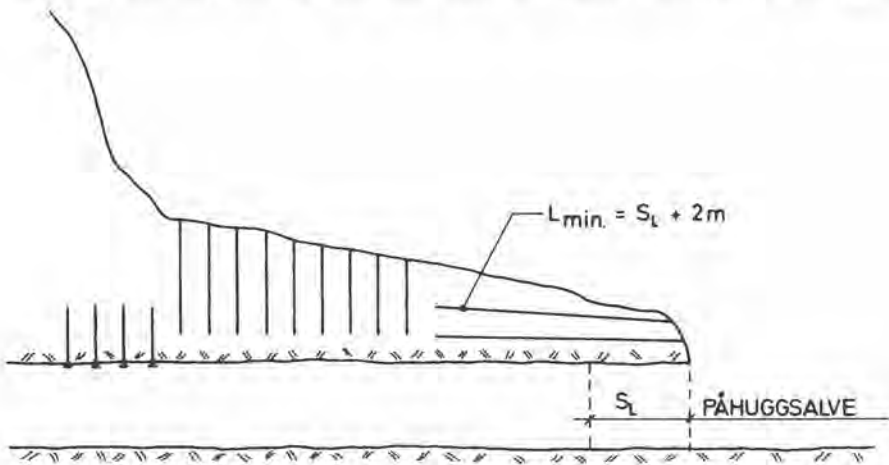


Fig. 19-5. Eksempel på bruk av vertikale bolter for sikring av tunnel med liten overdekning. I selve påhugget bør horisontale bolter brukes.

boltene, når lengden er større enn påhuggssalven. Det er derfor snarere snakk om å vurdere mengde og plassering av de horisontale boltene. Ved utpreget horisontal oppsprekning, eller andre horisontale avløsningsflater, kan det likevel være gunstig med noen vertikale bolter ovenfra. Det samme gjelder innenfor de horisontale boltene, når overdekningen er så liten at det er praktisk å utføre slik bolting. En er da heller ikke lenger så avhengig av å forsterke fjellet i aksial retning.

Bruk av betong

Som en vil forstå, anses horisontale bolter som hovedalternativ ved sikring av påhugg. Dette fordi både selve påhuggsflaten holdes på plass og hengen i den første salven sikres kombinert. Når fjellet blir veldig småfallent eller gjennomskåret av leirslepper og leirbelagte stikk kan betong bli nødvendig i tillegg til boltene. Boltene må da sikres god forankring i betongen, slik at et reelt samvirke oppnås. Det kan i og for seg være en smaksak om en vil støpe, eller bruke sprøytebetong, men det er mye som taler til fordel for det siste.

Poenget er å legge en betongkrans rundt konturen for å binde sammen selve konturhjørnet og videre utover fra konturen. I og med at betongen legges kloss inntil endelig kontur, kan den skades av sprengningen. Det er derfor ønskelig med en rask, billig og midlertidig sikring med sprøytebetong, som senere kan repareres, eller inngå i en permanent støpt portal. Sprøytebetongen kan også tilpasses etter behovet med f.eks. armering i en bue rundt konturen, som sprøytes ekstra tykk, eksempelvis 20–30 cm, mens det utenfor legges på et tynnere lag. Kanten av armeringen bør ligge ca. 0,5 m utenfor konturen for ikke å skades, mens betongen legges på til ca. 0,5 m innenfor. Armering bør oftest benyttes og god kontakt til boltene utført med plate eller lignende er meget viktig.

Ved støp av betongbue gjelder de samme prinsipper som ved bruk av sprøytebetong. Samvirke med bolter er oftest nødvendig. Selvfølgelig kan en betongbue støttes opp mot stoffen ved støp av vanger, slik at boltene i teorien kan sløyfes for betongens del. Dette er nok riktig, men innenforliggende svakheter som ikke er påvist, kan da føre til at betongbuen og stoffen står etter at salven er gått, mens større utfall inntreffer innenfor, se fig. 19-6.

Andre metoder

Injeksjon med sement vil kunne fylle opp åpne sprekker og forbedre stabiliteten. Det er likevel ikke vanlig å benytte denne metoden, og den kommer vel bare på tale i helt spesielle tilfeller som et supplement. Andre stoffer enn sement kan selvfølgelig også injiseres.

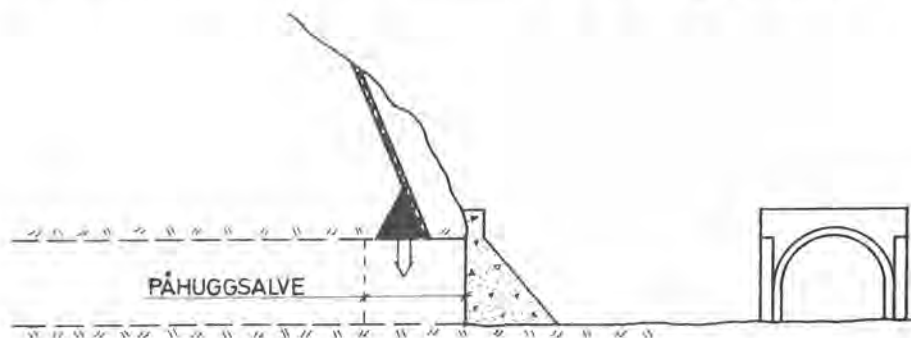


Fig. 19-6. Ras i påhuggsområde som kun er sikret med betongportal og ytre vanger.

UTSPRENGNING AV PÅHUGG

Ved vanskelige fjellforhold er det opplagt ikke riktig å bore og skyte en normal tunnelsalve med grovhullsrigg og salvelengde 3,5–4,5 m, – uansett om det er sikret eller ikke. Fjellet vil i så fall bli utsatt for unødige store påkjenninger. Særlig vil det medføre store aksielle medrivingskrefter, samtidig som det dannes sprengningsriss 1–2 m utenfor konturen. Disse utsettes også for gasstrykk og vil øke de aksielle påkjenningene. Som før nevnt er det spesielt i denne retning fjellet er svakest i påhugget og hvor deformasjoner er minst ønskelig. De radielle trykkspenningene blir også meget store og med liten fjelloverdekning kan en risikere å bryte opp ønsket gjenstående fjell.

Forsiktig sprengning av påhugg

For det første vil det lønne seg å korte ned salvelengden, både for å redusere påkjenningen og for å frilegge et begrenset areal fjell. Det er å anbefale å skyte kutten og de første hjelpehullene utenfor separat, eksempelvis med lengde 2,4 m. Kutten er alltid overladet i forhold til resten av salven, men influenssonen fra sprengningen er oftest mindre enn "radien" i endelig kontur. Altså påvirkes bare fjell som skal ut i alle fall.

Som neste steg skytes undre halvdel av salven, med innboret lengde ca. 0,5 m kortere enn brytningslengden for kutten. Strossen blir da så lett som mulig siden innspenningen på odd unngås.

Øvre halvdel av salven strosses så til slutt med sterkt reduserte ladninger og samme hullengde som brunnstrossen. Her kan det lønne seg å bruke småmaskiner, lette tak og avfyring av en rast i gangen.

På denne måten oppnås så små radielle påkjenninger som mulig og de aksielle påkjenningene på gjenstående fjell kan betraktes som eliminert.

For å oppnå reduksjon av ladningene kan det brukes sentrerte rørladninger av forskjellig styrke. Her henvises det til spesiallitteratur.

EKSEMPEL

Det vil være vanskelig å finne to påhugg som er like på alle punkter. Måten å vurdere sikring og utsprengning på vil likevel være den samme, selv om detaljløsningene blir forskjellige. Som et typisk eksempel skal til slutt kort beskrives hvordan påhugget for adkomst til Rygene Kraftstasjon ved Arendal ble utført.

Fjellforholdene var her dårlige med utpregede dagfjellsytringer og sterk forskifring av grunnfjellsgneisen. Etter at påhuggsområdet var ryddet med gravemaskin og noe sprengning, stod man overfor en ca. 12 m høy, nokså loddrett skrent med ruskete dagfjell, se fig. 19-7. Det er illustrerende at bildet viser skrenten etter at den er rensket etter første påhuggsforsøk. Et forsøk på å skyte påhugget før det var sikret, var nemlig fullstendig mislykket. Resultatet var at hele skrenten måtte renskes til topps og sporene etter forsøket er som man ser helt borte.

Tunnelbredde og høyde er henholdsvis 5,40 m og 5,75 m, eller ca. 30 m². For sikring av påhugget før skyting, valgte man horisontale bergjetbolter av ks 40, med diameter 25 mm og lengde 4,5 m. Mønsteret var to raster i bue rundt konturen og en del bolter oppover i skrenten. Bolteavstanden er ca. 1,0 m, se fig. 19-8. Deretter ble det lagt armering i 2 m bredde og fra og med innerste bolterast og utover. Sprøytebetonglaget var ca. 10–15 cm tykt, med en ekstra tykk bue langs innerste bolterast. Fig. 19-9, viser påhugget etter at sikring er utført og undre halvdel av salven skutt. Legg merke til at kutten er skutt lengre enn strossen, henholdsvis 2,4 og 2,0 m.



Fig. 19-8. Bolting av påhugg.



Fig. 19-7. Ferdig ryddet påhuggsområde for adkomst-tunnel ved Rygene kraftverk.



Fig. 19-9. Påhugget etter at sikring er utført og undre halvdel av salven sprengt.



Fig. 19-10. Ferdig påhugg.

Nedstrossing av hengen ble utført med stor forsiktighet og gikk meget bra, uten spesielle problemer. Ferdig påhugg vises på fig. 19-10. Som en ser er det også sprøytet i hengen av påhuggsalven og betongen er supplert med bolter. Fjell og sprøytebetong utenfor konturen er inntakt uten påviselige skader og det må være lov å påpeke kontrasten til første forsøk. Sammenligningen er lærerik og forteller at mye kan oppnås med relativt enkle midler.

KONKLUSJON

På grunnlag av de praktiske erfaringer en har kunnet samle, samt foranstående gjennomgåelse av de prinsipielle sider ved temaet påhugg, kan de viktigste konklusjoner sammenfattes som følger:

- Fjellet må sikres før påhugget skytes.
- Den stabilitetsmessig sett kritiske fase er utsprengningen av påhugget.
- Utsprengningen påfører fjellet påkjenninger også i ugunstigste retning, — aksielt.
- Boltesikring bør benyttes og innbores horisontalt fra påhugget.
- Det synes helt klart at til dette formål er fullt innstøpte bolter langt å foretrekke fremfor tørre, endeforankrede bolter, selv om disse er oppspennet.
- Forspenning av innstøpte kamstålbolter, eller tilsvarende, er teknisk sett best, men forbedringen står kanskje ikke i forhold til merarbeidet.
- Betongsikring, primært sprøytebetong, anses som et *supplement* til boltene og *ikke* som et alternativ. Anvendelse av betong avgjøres av fjellkvalitet og/eller spesielle krav til sikkerheten grunnet utenforliggende problemer. God forbindelse mellom bolter og betong, helst gjennom solid feste av armering til boltene, er et krav.
- Utsprengningen i slike vanskelige tilfeller må utføres med stor forsiktighet, i hovedsak som beskrevet foran.

REFERANSER:

BLINDHEIM Q. T.

Sikring av oppsprukket fjell ved lave spenninger.

Kursdagene ved NTH-1973, kurs nr. 7147:

Stabilitet og sikring av fjellrom.

AB SVENSKA SIKÅ

Vedlegg til Perfo-informasjon Nr. 12.

Ingjuting av bergbultar med cementbruk enligt. Perfo-metoden i kombinasjon med snabbbindande plastpatroner før oppnående av omedelbar førspänning.

SPRENGNING AV VANSKELIGE TUNNELPÅHUGG

Blasting of complicated breaking in rounds

Bergingeniør Anders M. Heltzen, Kontor for fjellsprenngningsteknikk, Oslo.

SAMMENDRAG

I et diskusjonsinnlegg påpeker forfatteren behovet for å samarbeide med fjellmassenes egenskaper under utsprenngningen av vanskelige tunnelpåhugg.

SUMMARY

In a contribution to the discussion the author shows the necessity to cooperate with the properties of the rock masses when blasting of complicated breaking in rounds of tunnels.

Ved tunnelpåhugg er det alltid fordelaktig å samarbeide med sprekker og lagdelingsplan i fjellet. Under forhold som vist på figur 20-1, vil det naturlig komme frem et rombeformet profil. Vil man på forhånd sikre et slikt profil, kan man sette bolter etter de linjer som

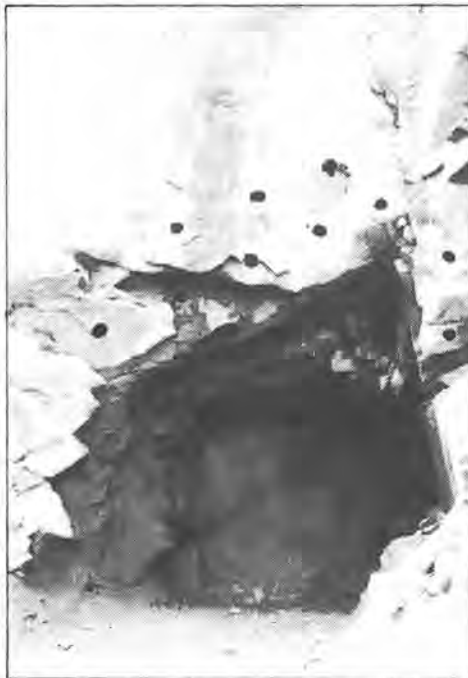


Fig. 20-1 Rombeformet tunnelpåhugg – naturlig fasong i forhold til sprekke retningene.

profilet gir og som er prikket inn på figuren. Ved å sprengne særlig forsiktig ville man kanhende etterhvert som tunnelen drives innover, klare å få frem et hvelvet profil slik man her ser det nærmest stuffen. Stabilt forhold vil det ikke bli uten systematisk opphengning av det høyre tunnelhvelvet. I såfall legges penger ned i prestisje istedet for i stabilitet, for det naturlige profil vil så avgjort falle billigst ut alle kostnader tatt i betraktning.

Sikring av fjellet rundt tunnelpåhugget med lange gyste og forspente bolter (forepoling) gir ofte gode resultater. På figur 20-2 ser man resultatet av sprengningen opp under et hvelv sikret med 5 m lange 20 mm kamstålbolter gyst med polyester.

På figur 20-3 sees et påhugg i en meget oppsprukket nordmarkitt. Blokkene over påhugget er her sydd sammen med vertikale, gyste bolter boret og montert fra overflaten.

Det gunstigste sprengningsresultatet får man ved å bruke sidekutt (solfjær) og fordele sprengstoffet på flest mulig tennerintervaller. Denne kutten gir lette utslag med minimale sprengstoffmengder og da selvsagt også i rystelser i fjellet umiddelbart utenfor tunnelprofilet.



Fig. 20-2 Lange, forspente, innstøpte bolter i benket Drammensgranitt.



Fig. 20-3 Påhugg i sterkt oppsprukket normarkitt. Blokkene over påhugget er bundet sammen med vertikale bolter.

VURDERING AV DAGFJELL PÅ GRUNNLAG AV SEISMISKE REFRAKSJONSMÅLINGER

Weathering estimation based on the seismic refraction method

Sivilingeniør Asbjørn Halvorsen – A/S Geoteam, Oslo

SAMMENDRAG

Artikkelen gir en innføring i bruk av anvendt refraksjonsseismikk for dagfjellvurdering. Dagfjellets innvirkning på seismiske hastigheter belyses og konklusjonen er at man har korrelasjon mellom seismiske hastigheter og sprekkefrekvens. Dette medfører at man mellom dagfjell og det underliggende fjell oppnår hastighetskontraster som kan gi grunnlag for bruk av refraksjonsseismikk. Videre behandles endel problemer i forbindelse med dagfjellbestemmelse ved hjelp av refraksjonsseismikk. Bl.a. har man en kritisk verdi, avhengig av overdekning, som dagfjellmektigheten må overstige for å kunne registreres. Problemer får man også når hastighetskontrasten blir liten. Et eksempel på dagfjellbestemmelse gis til slutt.

SUMMARY

An introduction to the use of applied seismic refraction is given. The influence of mechanically weathered rock on seismic velocities is treated and a correlation is shown between velocity and fracture frequency. This implies a velocity contrast, between the weathered and the underlying sound rock, which forms the basis for estimating the weathered zone. Problems in using the method are discussed. There is a critical thickness of weathered rock, dependent upon the overburden thickness, that must be exceeded if the extent of weathered rock is to be determined. Further problems occur if the velocity contrast is weak. An example of weathered bedrock estimation is presented.

1. INNLEDNING

Seismiske refraksjonsmålinger er blitt en viktig metode for grunnundersøkelser. Særlig stor betydning har denne metoden fått for bestemmelse av fjellkvalitet, dybde til grunnvann, løsmassemektheter og løsmassetyper.

Spørsmålet om å anvende seismiske målinger for å kartlegge overflateoppsprekking har vært relativt lite berørt i litteraturen. Årsaken til dette er kanskje at det har vært utført lite sammenligninger mellom registrert overflateoppsprekking ved seismikk og driftsresultater i det oppsprukne laget. Dette skyldes igjen at seismikken i stor grad har blitt benyttet til å skille mellom alternativer, slik at en bevisst unngår å legge tunneler i det overflateoppsprukne fjellet.

2. KORT BESKRIVELSE AV ANVENDT REFRAKSJONSSEISMIKK

Ved refraksjonsseismiske målinger blir en elastisk bølge generert nær overflaten, og den resulterende bevegelsen i grunnen blir registrert ved hjelp av geofoner. Normalt blir dynamitt benyttet som energikilde. Fra skuddpunktet forplanter den elastiske bølgen eller pulsen gjennom mediet langs baner som er bestemt av de elastiske parametre i mediet. Ved overgang fra et medium til et annet gjelder Snell's lov. Langs grensen mellom medier med forskjellig hastighet ($V_2 > V_1$) får man en kritisk refraktert bølge med hastighet V_2 . Denne bølgen vil igjen generere bølger i det øvre mediet med hastighet V_1 . Disse bølgene kan man registrere ved hjelp av geofoner.

Egentlig er det tre typer bølger som brer seg ut fra skuddpunktet med forskjellige hastigheter. Den raskeste bølgen, Primær-bølgen, er longitudinal. Litt langsommere er den transversale Sekundær-bølgen. Primær- og sekundærbølgen trenger ned i grunnen. Langs overflaten brer den komplekse Rayleigh-bølgen seg. Fig. 21-1.

Normalt registreres gangtiden for Primær-bølgen. Ved å benytte et stort antall registreringspunkter langs et profil (f.eks. 24 geofoner) kan en bestemme variasjon i hastighet både vertikalt og lateralt i grunnen.

Som en ser av fig. 21-2 vil geofonene nærmest skuddet registrere en direktebølge, og gradienten for det første segmentet på gangtidskurven angir den inverse verdi av løsmassehastigheten. Det andre segmentet representerer den refrakterte bølgen gjennom dagfjell, og det tredje segmentet den refrakterte bølgen i fast fjell. Tidsinterceptet t_1 viser tur-returtid til grensen mellom løsmasse og dagfjell. t_2 viser tur-returtid til grensen mellom dagfjell og godt fjell. På grunnlag av gangtidsdiagrammet kan en beregne dybden til grenser mellom lag av forskjellige hastigheter.

Opplegget for den seismiske undersøkelsen vil avhenge av flere faktorer. Dybdebestemmelser kan utføres for hvert skuddpunkt, og målenøyaktighet er avhengig av

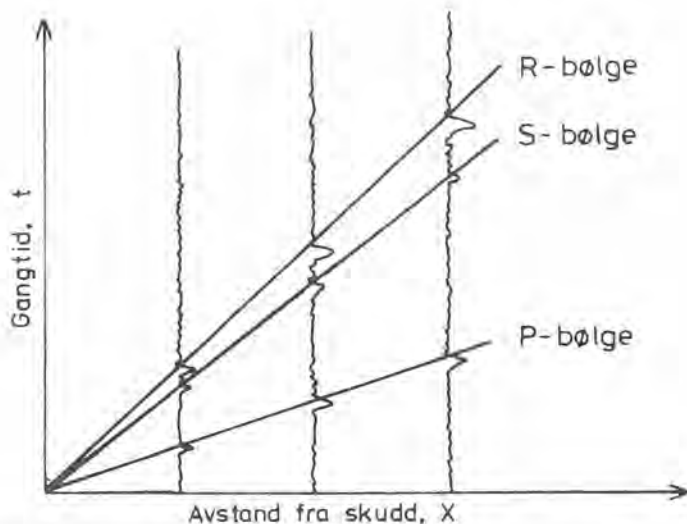


Fig. 21-1. Registrering av Primær-, Sekundær- og Rayleighbølger ved forskjellige avstander fra skuddpunktet. Gradienten for de tre linjene gjennom origo angir de inverse verdier av hastighetene for de tre bølgene.

bl.a. geofonavstand. Derfor vil måleopplegget på den ene side avhenge av den grundighet og nøyaktighet som man ønsker for undersøkelsen, og på den andre side av økonomi.

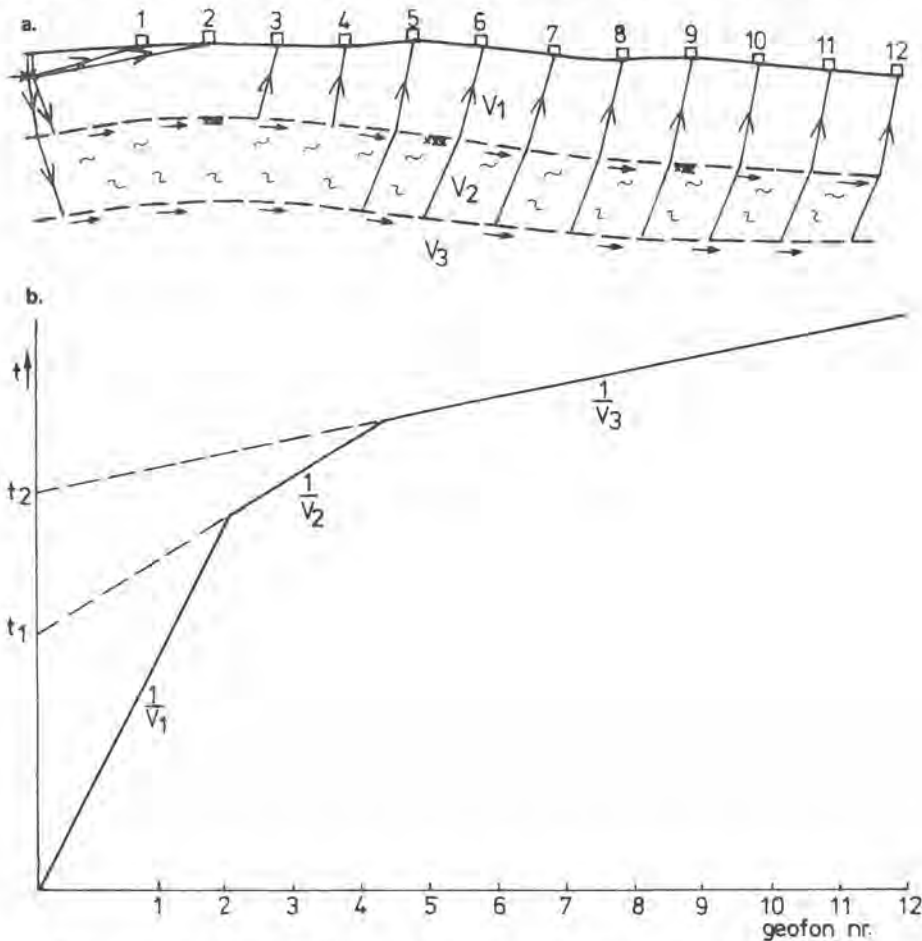


Fig. 21-2 a) viser et tenkt snitt langs et seismisk profil hvor en har løsmasse med hastighet V_1 , dagfjell med hastighet V_2 og godt fjell med hastighet V_3 .

b) viser korrigert gangtidsdiagram for profilet.

3. DAGFJELLETS INNVIRKNING PÅ SEISMISKE HASTIGHETER

Grunnlaget for bruk av refraksjonseismikk for bestemmelse av dagfjell er den hastighetskontrast som man har ved overgang fra dagfjell til godt fjell. Typisk hastighet for dagfjell er 3000–4000 m/s, mens uoppsprukket fjell normalt har hastigheter over 4000 m/s. Tabell 21-1 viser seismiske hastigheter for en del forskjellige medier.

Fjellets oppsprekingsgrad er en av de viktigste faktorene som avgjør in situ hastigheten i fjellet. Med støtte av NTNf har A/S Geoteam utført et forskningsprogram hvor man bl.a. har forsøkt å kartlegge den betydning fjellets oppsprekking har for seismiske hastigheter (1). Man har funnet en god korrelasjon mellom oppsprekingsgrad og hastighet. Se fig. 21-3.

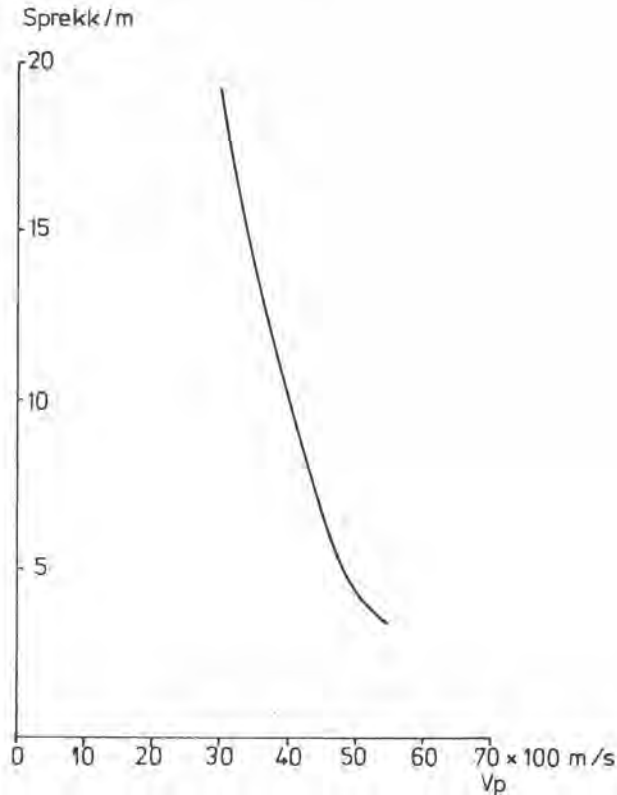


Fig. 21-3. Forhold mellom V_p og sprekk/m.
Dataene er fra 5 forskjellige steder innen grunnfjell med varierende bergarter.

Denne kurven er basert på data fra 6 forskjellige steder med grunnfjell i Norge. Uten å gjøre alt for stor feil kan en benytte denne kurven ved vurdering av oppsprekingsgrad av eruptive og metamorfe bergarter. Det er relativt liten spredning i sammenligningsdataene på tross av stor variasjon i bergarter. Spredningen ligger på ca. ± 1 sprekk/m, litt lavere ved høye hastigheter og litt høyere ved lave hastigheter. Det skal nevnes to faktorer som spiller inn når det gjelder denne spredningen:

(1) **Sprekkenes karakter.**

Dersom man tenker seg at sprekketettheten er konstant, vil åpne sprekker gi en lavere hastighet enn lukkede sprekker. Dette betyr at dagfjell vil ha en lavere hastighet enn dypere liggende fjell med den samme sprekketetthet. Man har kommet til at dagfjell normalt har 2–4 sprekk/m mindre enn det som kurven på fig. 3 viser.

(2) **Spesifikk hastighet.**

Med spesifikk hastighet menes her hastigheten i en sprekkefri bergart. Dersom man tenker seg at sprekketettheten er konstant, får man høy in situ hastighet ved høy spesifikk hastighet og omvendt. Et gitt hastighetsprang i en bergart vil bety et større sprang i sprekketetthet om bergartens spesifikke hastighet er lav enn om den er høy.

På grunn av korrelasjonen mellom seismiske hastigheter og sprekkefrekvens vil en med refraksjonseismikk kunne forutsi hvilke partier av fjellet som er uegnet for fjellanlegg.

4. BEGRENSNINGER I BEREGNINGSMETODIKK FOR DAGFJELLSANALYSER

(1) Unøyaktighet på grunn av problemer med korreksjon av gangtidskurve.

Bestemmelse av hastighet og tidsintercept er mer unøyaktig for dagfjell enn for dypereliggende fjell. De deler av gangtidskurven som representerer dypereliggende fjell kan korrigeres for effekter fra topografi og overflatefenomener. Tilsvarende korrigering er vanskelig for det segmentet som representerer dagfjell.

(2) Kritisk dagfjellmektighet på grunn av overdekning.

Bestemmelse av dagfjell ved hjelp av seismikk er avhengig av at man har en dagfjellmektighet som er større enn en viss kritisk verdi. Denne kritiske verdi avhenger av tykkelse på løsmassedekke over dagfjellet. Fig. 21-4 viser hvordan denne verdien varierer med løsmassetykkelsen. Grunnlaget for diagrammet er konstruerte gangtidskurver. Man er gått ut fra en geofonavstand på 5 m og setter som krav at minst 3 geofoner skal registrere bølger som er refraktert fra dagfjell. Den kritiske verdien ligger på ca. 2 m ved svært tynt løsmassedekke og øker til ca. 14 m ved 30 meters løsmassedekke. Som man ser av diagrammet har variasjon i løsmassehastigheten liten innvirkning på den kritiske verdien. Ved lave hastigheter ligger den kritiske verdien litt høyere enn ved høye hastigheter. Dersom man benytter 2,5 meters geofonavstand, ligger den kritiske verdien ca. 1 m lavere enn ved 5 meters geofonavstand. En senkning på ca. 1 m for den kritiske verdien får man også dersom man klarer å bestemme et dagfjellsegment av gangtidskurven over 2 geofoner istedenfor 3 geofoner.

Når man ikke klarer å registrere dagfjell som i virkeligheten er til stede, kan dette medføre at dybden som man angir til fjell blir for stor (2). Dette betyr at når man ved

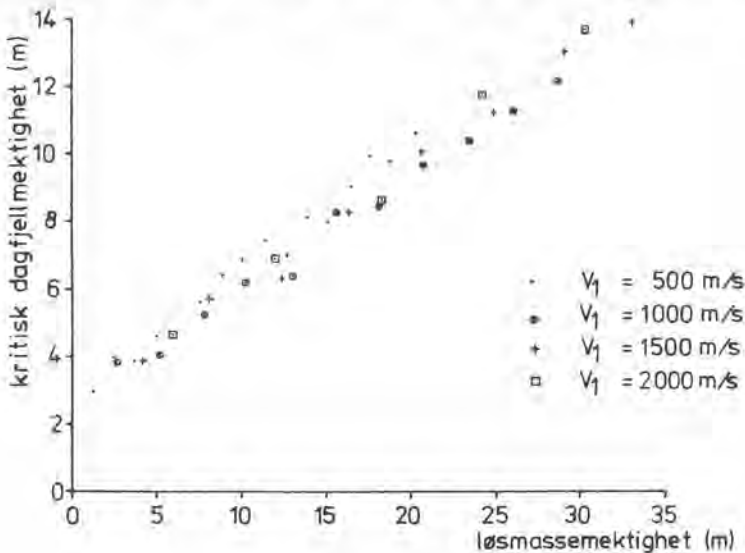


Fig. 21-4. Kritisk dagfjellmektighet for varierende løsmasse mektighet og løsmassehastigheter på henholdsvis 500, 1000, 1500 og 2000 m/s.

hjelp av sonderboring finner at fjelloverflaten ligger høyere enn det som er bestemt med seismikk, kan årsaken ligge i at man har dagfjell.

(3) Svake hastighetskontraster.

En forutsetning for bruk av refraksjonseismikk er at hastigheten øker sprangvis mot dypet. Sikker tolkning krever også at man har gode hastighetskontraster ved de grenser som man skal bestemme dybden til. Ved bestemmelse av dagfjellmektighet vil man få problemer når man har en godt konsolidert morene over fjellet. Morene kan nemlig ha en hastighet på bortimot 3000 m/s, og da blir kontrasten mot dagfjellhastigheten liten. Tilsvarende problemer får man når dagfjellhastigheten er så lav at den nærmer seg vanlig løsmassehastighet. Ekstremt lave dagfjellshastigheter har man funnet i værharde strøk med lave temperaturer og/eller store nedbørmengder. Hastighetene i det oppsprukne fjellet har vært registrert helt ned i ca. 1200 m/s, med andre ord hastigheter som ellers bare finnes i løsmasser her til lands. Dette har derfor også ført til endel usikkerheter når det gjelder skillet løsmasse/fjell i disse områdene. Områder hvor slike forhold har blitt observert, er bl.a. ved Borgund Kraftverk (ca. 1200 m.o.h.) samt ved Skibotn og Kvænangen Kraftverk (450–800 m.o.h.). Ved Borgund og Kvænangen målte man temperaturen dypt nede i fjellet sommerstid og registrerte da temperaturer under 0°C.

5. EKSEMPEL

I 1973 utførte A/S Geoteam et seismisk måleprogram i Slemmestadåsen i forbindelse med lokalisering av Sentralrenseanlegg vest for kloakkprosjektet Oslo–Røyken. Området ligger vest for Oslofeltet innenfor grunnfjellet, og bergartene består hovedsakelig av granitt og leptitt. Det ble her funnet forholdsvis store dagfjellmektigheter med hastigheter på ca. 3500 m/s. Mektigheten varierer mellom 2 og 20 meter. Måleresultatet for et av profilene er vist i fig. 21-5. Dette profilet er plassert i en forholdsvis bratt skråning som vender ut mot

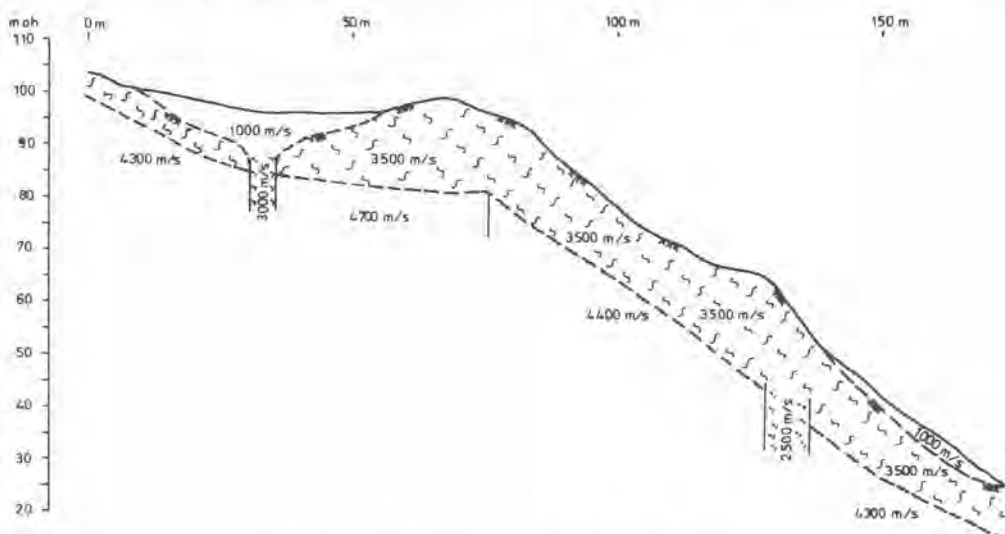


Fig. 21-5. Tolkning av seismiske målinger.
Profil I, Slemmestadåsen.

sjøen. Fjellet er blottet langs det meste av profilet og bærer tydelig preg av frostsprengning. Se foto, fig. 21-6.

In situ hastighetene under dagfjellet er generelt lave i dette området. Middelverdien ligger litt lavere enn 4300 m/s. Dette er unormalt lavt for bergarter av denne type. Hovedårsaken for dette ligger antageligvis i at fjellet her er generelt sterkt tektonisert. Men en del av årsaken til den lave hastigheten kan også være at man har gode dreneringsforhold. Tørt fjell gir en lavere spesifikk hastighet enn grunnvannsmettet fjell (3). Tabell 21-II og 21-III viser en sammenligning mellom borkjernerdata og seismiske hastigheter.

Den generelt sterke tektonisering er antagelig en av årsakene til at frostsprengningen har vært så kraftig. En må anta at isen under siste istid hadde gode muligheter til å høvle ned fjellet her og at dagfjelldannelsen må være postglacial.



Fig. 21-6. Frostsprengt fjell.
Profil I, Slemmestadåsen.

Tabell 21-I. Typiske seismiske hastigheter.

Materiale	Hastighet (m/s)	
	Over grunnvann	Under grunnvann
Sand	400–1100	1100–1800
Leire	400–1200	1300–1700
Grus	400–1200	1600–1900
Morene	500–1300	1800–2800
Kalkstein		4500–5700
Sandstein		3300–4500
Granitt, gneis		4500–5800
Diabas		5700–6700
Gabbro		6000–6800

Tabell 21-II. Sammenligning mellom borkjerne-data og seismiske hastigheter. Slemmestadåsen. (4)

Borhull nr.	Vp (m/s)	Sprekk/m	RQD	Anmerkning
1	ca. 4500	7,4	69,9	Svakhetssone
2	ca. 3400	15,3	38,0	
2	4800–5000	4,3	88,9	
3	3500	10,3	65,5	Dagfjell

Tabell 21-III. Lydhastighetsmåling i borkjerner fra Slemmestadåsen. (4)

Lydhastighet i kjerne		In situ hastighet	Bergart
Tørr	Fuktig		
4350 m/s	5290 m/s	ca. 4200 m/s	Granitt
4200 m/s	6100 m/s	ca. 4200 m/s	Granitt

Litteraturhenvisning.

- (1) Seismisk klassifikasjon av fjellgrunnen.
Forskningsoppdrag B. 1027.4047 for Norges Teknisk Naturvitenskapelige Forskningsråd. 1975.
- (2) DUGUID, J. O. (1968): Refraction determination of water table depth and alluvium thickness. *Geophysics*, Vol. 33, No. 3 (June 1968) p. 481–488.
- (3) KNOX, W. A. (1967): Multilayer near-surface refraction computations.
Seismic Refraction Prospecting, edited by A. W. Musgrave. The Society of Exploration Geophysicists.
- (4) Kloakk vest – Sentralrenseanlegg.
Resultater av kjerneboringer i Bergeråsen.
NGI rapport nr. 71628-6, 1974.

ERFARINGER MED RÅSPRENGTE TRYKKLUFTMAGASIN

Experiences with unlined underground chambers for compressed air.

Overingeniør Snorre Tessem, Fosdalens Bergverks-A/S, Malm.

SAMMENDRAG

Siden 1939 har et råsprengt fjellrom vært benyttet som magasin for trykkluft til gruen i Fosdalen. Lufttrykket er 12 ato. Selve anlegget beskrives og erfaringer fra driften av dette og et tilsvarende anlegg ved Rødsand gruver omtales. Lekkasjemålinger fra begge anlegg er oppgitt.

SUMMARY

Since 1939 an unlined underground chamber has been used for storing of compressed air to the iron mine in Fosdalen, Norway. The air pressure is 12 ato. The paper describes the chamber and the necessary installations. Experiences from the use of this and a similar chamber at Rødsand Mine are summarized. Records of air leakages from both chambers are given.

INNLEDNING

Det har vært ønsket å få en kort orientering om erfaringene med trykkluftmagasinet ved Fosdalen Bergverk. Det nåværende magasin som ble ferdig i 1939, er vist på fig. 22-1. Magasinet har en kapasitet på 4000 m³. Før denne tid hadde bedriften et mindre magasin som ikke dekket det økende behov for trykkluft. Kompressor-installasjonen har med årene øket i takt med produksjonen, og i dag er kapasiteten 180 m³/min friluft. Fra kommende årsskifte installeres ytterligere en 38 m³'s kompressor.

Spesielt for gruvedrift er at anlegget kjører med 12 ato trykk på primærnettet inkl. trykkluftmagasinet. Reduksjon av trykket foregår ved maskinenhetene. Bakgrunnen for valg av trykkluftmagasinet var og er:

1. Kapasitetsutjevner.
2. Trykkstabiliserende.
3. Besparelse i kraftutgifter.

Med de trykkforhold anlegget opererer med var det spesielt viktig å finne en riktig plassering av magasinet. Lekkasjer ville ved uheldig valg spise opp gevinsten.

GEOLOGISKE FORHOLD

Berggrunnen i området er sterkt forstyrret av flere forkastningssystemer — hvorav noen fremgår av fig. 22-2. I disse sonene finnes noe forskjellig fra plass til plass kalkspalt, vannførende druserom og sleppeminerale bl.a. montmorillonitt. Gruvedriften blir selvsagt forstyrret såvel i oppfaring som i bryting av disse systemene — noe lengdeprofilen fig. 22-3 viser.

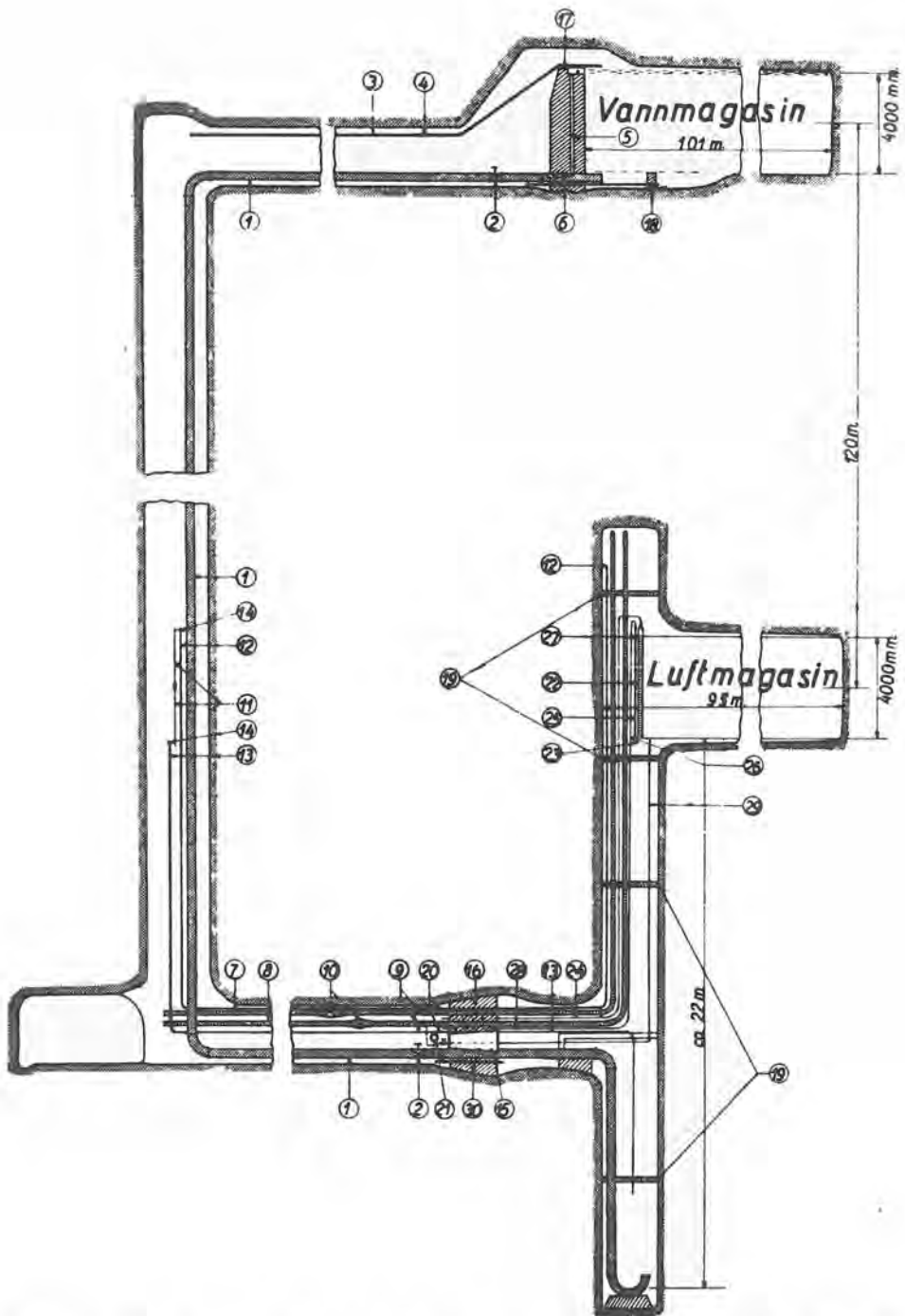


Fig. 22-1. Skjematisk tegning av trykkluftmagasin ved Fosdalens Bergverks-A/S i Malm.

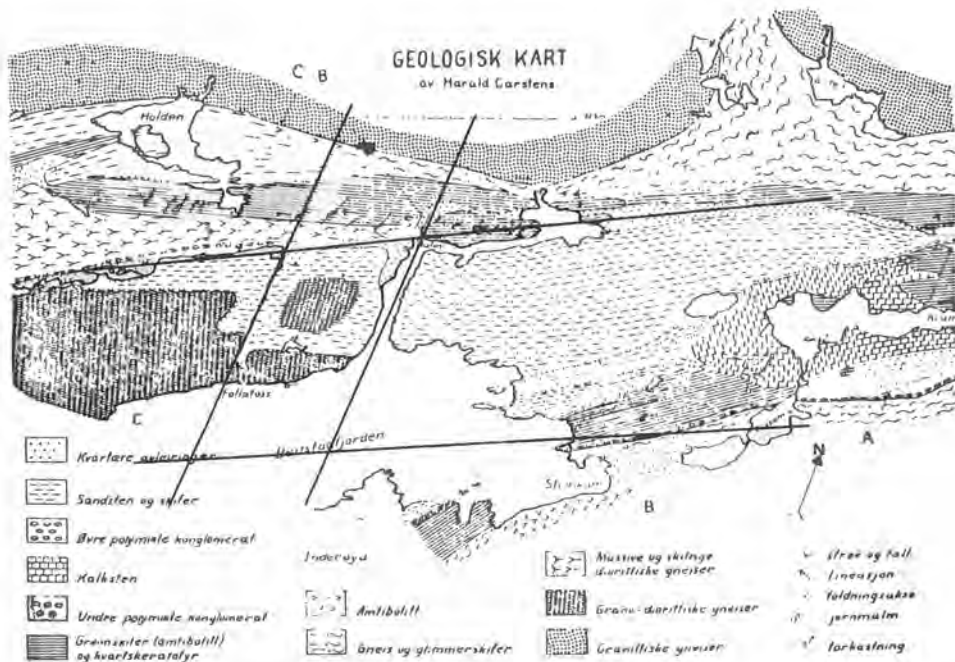
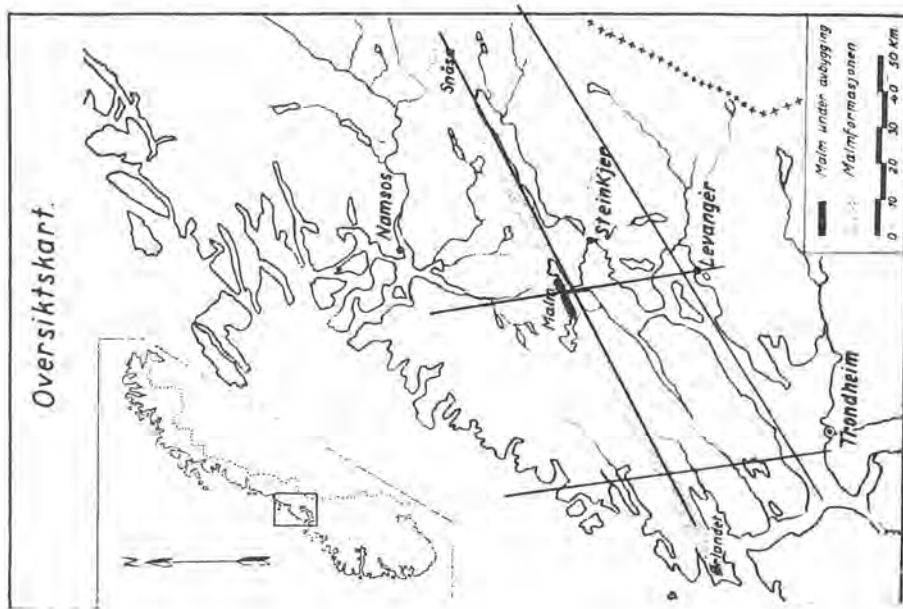


Fig. 22-2. Geologisk oversiktskart for området omkring gruvene i Malm.

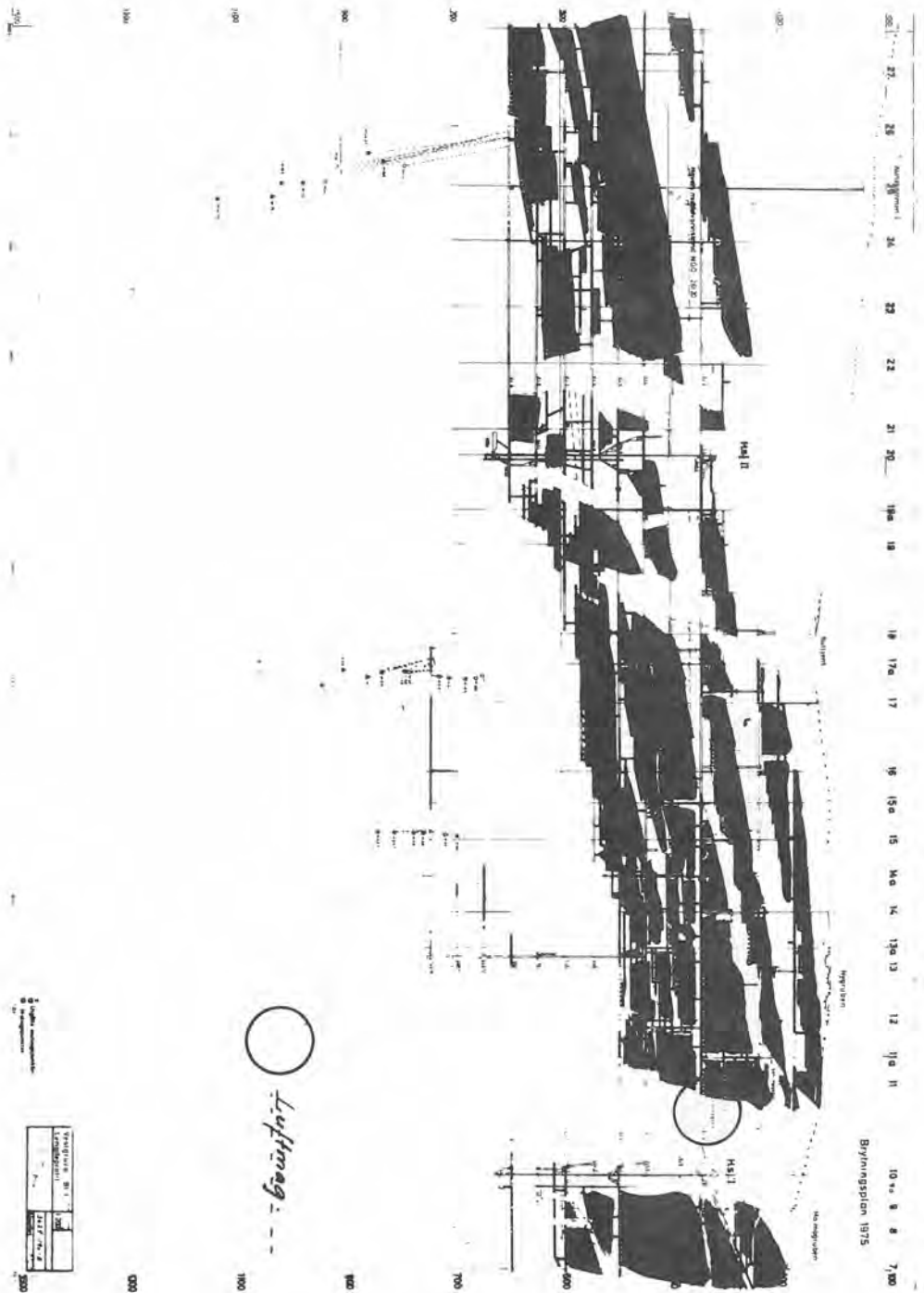


Fig. 22-3. Lengdeprofil gjennom gruen med inntegnet plassering av trykkluftmagasinet.

Ved valget av plass for luftmagasinet var et mest mulig uforstyrret område ønsket. Stedet som ble valgt er markert med ring. Bergarten hvor magasinet ble drevet består av skifrig grønnstein med 70° fall mot syd. Trykkluftkammerets lengdeakse danner 30° med strøket. Fjellet virker tett og uten vesentlig vannsig. Orienteringen tok hensyn til en forkastningssone i området. Gruvekartet viser 5 steiltstående karbonatfylte sprekker som skjærer gjennom trykkluftkammeret. Det ble ikke utført noen form for tetningsarbeid. Det tilhørende vannbasseng ble valgt 130 m høyere opp i tilknytting til gruvas øvrige driftsområde.

LEKKASJER

Den første lekkasjemåling ble utført 30.8.1939. Den ble funnet å være 400 m^3 fri luft pr. døgn. Målingene ble basert på trykkluftfallet over ett døgn. Senere målinger over vannstandsglass viser høyere verdier. Måling 14.3.1943: 1545 m^3 fri luft pr. døgn. Forøvrig har de fleste målinger tatt sikte på å kontrollere lekkasjen i trykkluftnettet og gir følgelig ikke noe holdepunkt for magasinets tetthet. Målingene av trykkluftmagasinet kan også være beheftet med feil på grunn av utetthet i ventiler på rørnettet.

Rødsand Gruber tok i 1948 i bruk et trykkluftmagasin på 2500 m^3 for et trykk på 7 ato. Magasinet er drevet i en tett gabbro og orientert parallelt med steilt stående sprekkesystemer. En vannførende sprekk ble sement/sand-injisert.

Lekkasjemålinger ved Rødsand Gruber:

De første årene ingen påviselig lekkasje.

5.7.1964 v/2 ato — 430 m^3 pr. døgn.

Senere års drift i området har ført til betydelige luftlekkasjer.

Størrelsene på disse er ikke målt.

Med tanke på lekkaskjer, vil andre faktorer kunne spille en rolle — avhengig av hvilke trykk og media man opererer med samt magasinets plassering i fjell. Overdekningens størrelse —): geodetisk høyde — kan overstige den statiske trykkehøyde i magasinet. Tilstedeværelse av grunnvann — juventilt vann — vil da kunne gi tetting. Tettheten av sleppeminerale og lagringsmaterialets mulighet for selv tetting. For gruveanlegg med trykkluftmagasiner skal man ikke se bort fra at luftens oljeinnhold kan virke gunstig.

TEKNISK UTFORMING AV KOMMUNISERENDE RØR

Ved hydrauliske magasiner — som det viste — har utformingen av vannlåsen betydning. Det kommuniserende røret er i dag plassert med sitt utløp i synkens bunn. Opprinnelig ble det montert med utløp like under minste vannstands nivå. Problemet med en slik løsning oppstår straks trykkreguleringen av kompressorene feiler. Et overtrykk ut over sikkerhetsventilens grense fører da til utblåsing av magasinet. Hele luftmagasinets volum vil da via det kommuniserende røret strømme til det ovenforliggende vannmagasinet med oversvømmelse som følge.

Luftmagasinets fylling kontrolleres på grunnlag av vannstands nivået. Registreringen er ført fram til kontrollrom for kompressordriften.

Erfaringen med luftmagasinet er meget god. Med et stort antall forbrukssteder og sterkt variabelt uttak er et luftmagasin en god effektutjevner. Selv om anleggskostnadene kan være store, vil denne utgift forrente seg på lang sikt. I dag ville, om nødvendig, en tetting med f.eks. betongsprøyting enkelt kunne utføres. Lekkasjer fra magasinet kan dermed unngås, og i alle tilfeller være bagatellmessig i forhold til rørnettets lekkasjer.

SVINGEKAMMER MED LUFTPUTE VED JUKLA PUMPEKRAFTVERK

Surge Chamber with an air-cushion at Jukla pumped-storage station.

Overingeniør Olav Stokkebø, NVE — Statskraftverkene, Oslo.

SAMMENDRAG

Artikkelen beskriver Jukla pumpekraftverk som inngår i Folgefonnutbyggingen i Hardanger. På grunn av spesielle forhold ville en tradisjonell svingesjakt bli meget kostbar og en fikk da ideen om å introdusere et lukket svingebasseng delvis fylt med komprimert luft. Da dette var noe helt nytt, måtte omfattende teoretiske utredninger, modellforsøk og undersøkelser på stedet gjennomføres. Flere forskningsinstitusjoner og konsulenter var involvert i dette arbeidet. Det er redegjort for det økonomiske resultat som i dette tilfelle var meget gunstig sett i forhold til forhåndskalkylen for en tradisjonell svingesjakt. Luftlekkasjene var antatt å være den største usikkerheten ved et luftputebasseng. Artikkelen viser hvordan den virkelige lekkasjen etter en driftstid på ca. ett år har vist seg å være langt under det teoretiske anslaget. Til slutt er det omtalt andre kraftverker hvor luftputebasseng er tatt i bruk eller planlagt.

SUMMARY

At Jukla pumped-storage station in Norway the conventional surge chamber has been replaced by a so called "air-cushion". After a brief description of the hydro power scheme, the paper describes the necessary theoretical and practical studies which had to be carried out for this new solution. A number of research institutions and consulting firms were involved. Investigations carried out before, during and after the construction of the chamber are described. The amount of air leakage was a question of great uncertainty. After the station has been in operation for a year, measurements show that air leakages are well under what was theoretically estimated. Compared with traditional surge chambers the new air-cushion chamber has proved cheaper.

GENERELT

Jukla pumpekraftverk inngår som en del av Folgefonnutbyggingen i Kvinnherad og Jondal kommuner på Folgefonnhalvøya i Hardanger (Fig. 23-1).

Prosjektet (Fig. 23-2) som utnytter vatnet fra et meget nedbørsrikt område på vestsida av Folgefonna kjennetegnes ved et stort og billig magasin, Juklavatn, på ca. kote 1000 med lite lokalt tilløp og flere elever med små magasinmuligheter, som kan knyttes sammen ved hjelp av en takrenne på ca. kote 800. Derfor er et pumpekraftverk introdusert ved dette prosjektet. Om sommeren pumpes vatn fra 800 m-nivået opp i Juklabassenget og om vinteren kjøres det samme vatnet tilbake gjennom den samme maskinen som da virker som



Fig. 23-1. Stedsangivelse på Norgeskart.

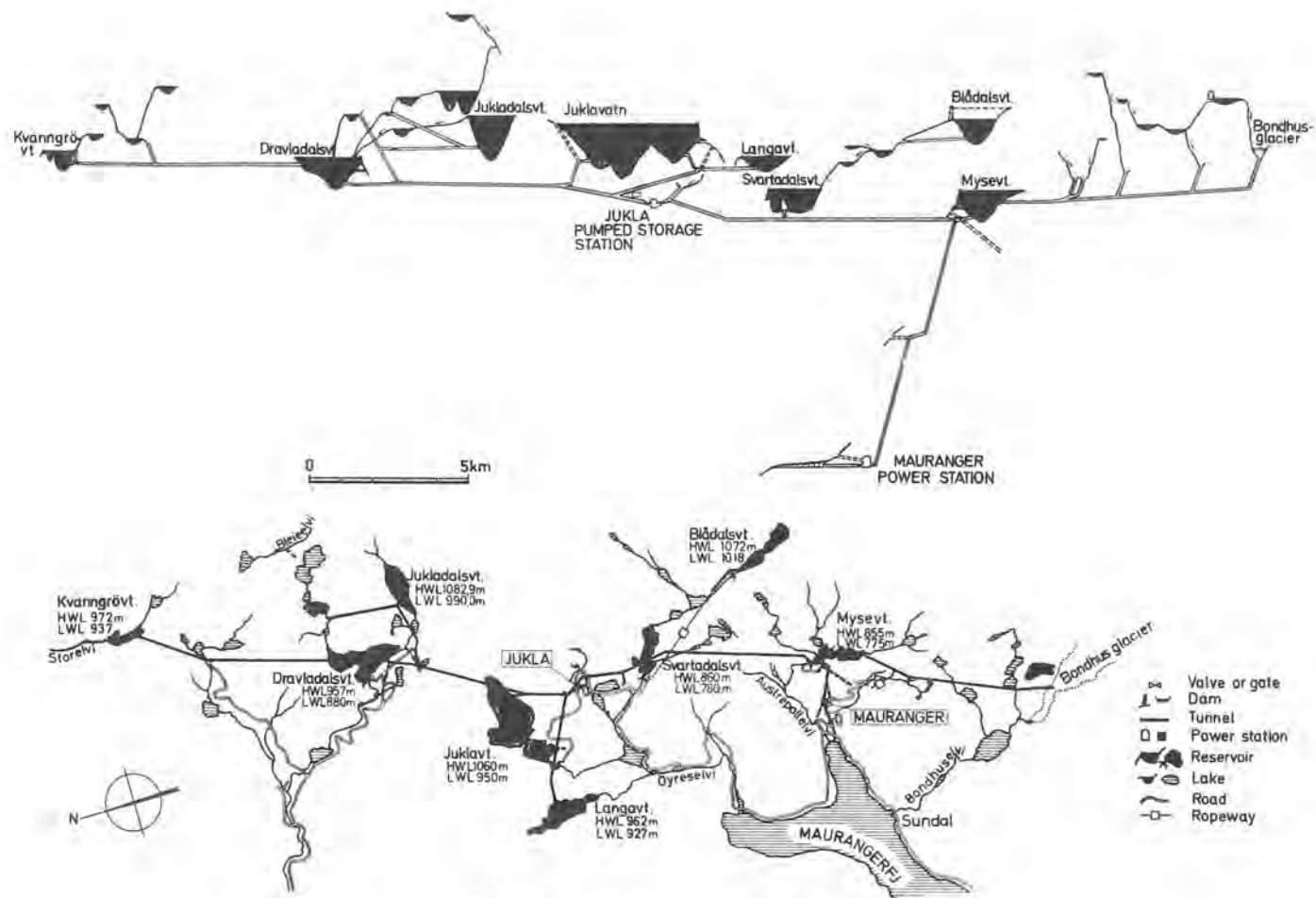


Fig. 23-2. Følgefonn-verkene. Oversikt og profil.

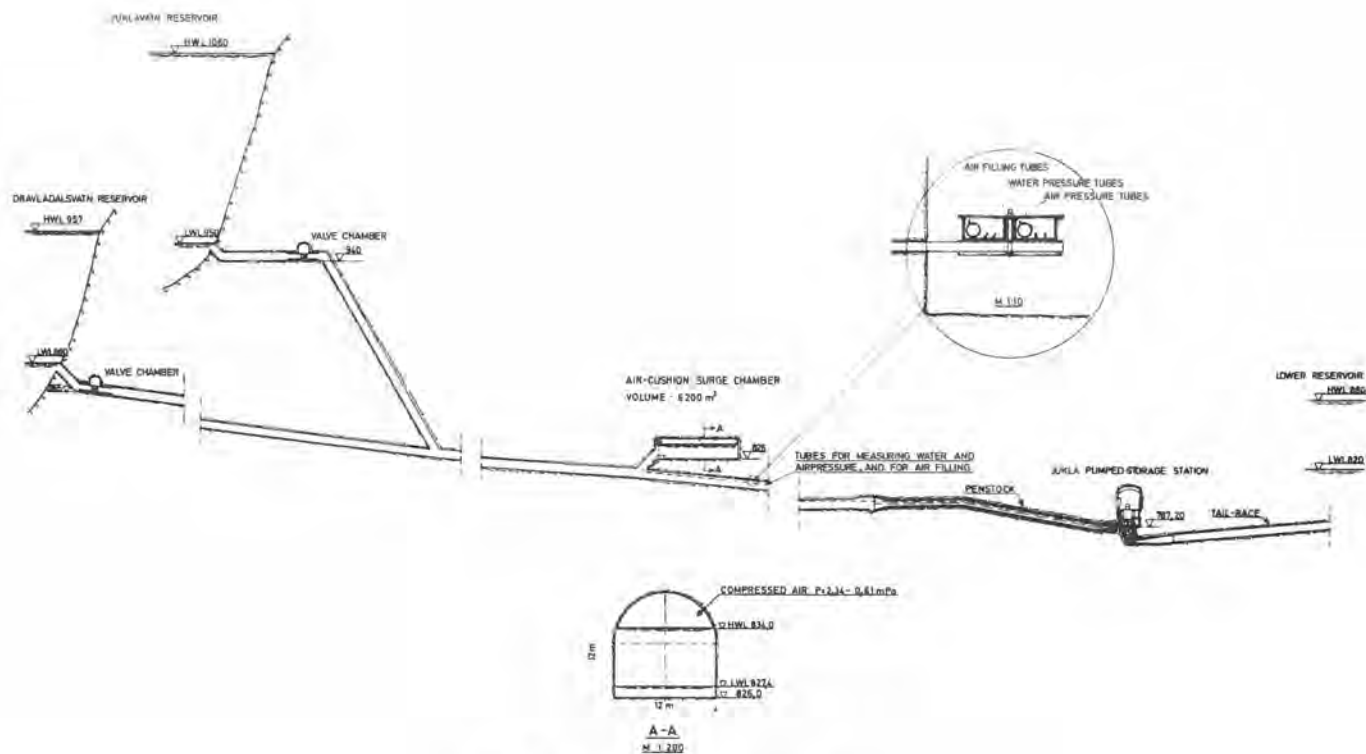


Fig. 23-3. Jukla pumpekraftverk.

turbin og generator. Som fig. 23-3 viser, må pumpeturbinen tåle meget store variasjoner i trykkehøyde, fra 55 til 230 m netto, noe som regnes som ekstremt for slike maskiner. For likevel å få en noenlunde akseptabel virkningsgrad, har en valgt å bygge aggregatet for to turtall, 500 og 375 r.p.m. Ytelsen h.h.vis kraftforbruket er fra 36 til 5,5 MW for turbindrift og fra 44 til 48 MW ved pumping.

Det hydrauliske systemet er meget komplisert (Fig. 23-2), med flere inntak på forskjellige nivåer som kan koples inn og ut ved hjelp av fjernstyrte ventiler. Vannveien er dessuten svært lang, noe som setter spesielle krav til svingebasseng. I de første planene var det forutsatt en svingesjakt på 380 m og et tverrsnitt som varierte fra 30 m² nede ved tunnelen til 15 m² på toppen. Dette var for så vidt en naturlig løsning ut fra tradisjonelle prosjekteringsprinsipper. På grunn av topografiske forhold måtte sjakta legges relativt langt fra kraftstasjonen noe som ville medføre relativt dårlig reguleringsstabilitet hvis rimelige dimensjoner skulle legges til grunn.

LUFTPUTE. FRA IDE TIL PROBLEM

Under det videre arbeide med svingesjakt fikk en ideen om å nytte en luftpute tilknyttet driftstunnelen som dempende element.

Fig. 23-4 viser en prinsipptegning for et kraftverk. Øverst er vist en tradisjonell løsning med tilnærmet horisontal tilløpstunnel, svingesjakt med øvre (og evt. nedre) kammer og skrå trykksjakt ned til kraftstasjonen. Etter hvert som råsprengte trykksjakter og -tunneler er blitt mer og mer aktuelle på grunn av de økonomiske og driftsmessige fordelene, fant en at det i mange tilfeller kunne være praktisk og økonomisk å gå med vannveien som råsprengt tunnel direkte fra stasjonen uten mellomliggende sjakt. Som fig. 23-4 viser, vil en slik løsning innebære større lengde mellom turbin og vannspeil på toppen av svingesjakt og derved gi dårligere reguleringsforhold. Sagt på en annen måte: Tverrsnittet på svingesjakt vil ved en tradisjonell løsning i de fleste tilfeller bli bestemt av de såkalte U-rørsvingninger i tilløpssystemet uttrykt ved den kjente Thomaformelen. Ved trykktunnel derimot vil svingesjakt være en vesentlig del av vannstrengen mellom turbin og nærmeste vannspeil og derved bli medbestemmende for kvaliteten av frekvensreguleringen. Dette fører til at svingesjakttverrsnittet må økes vesentlig utover Thoma-verdien. Her kommer derfor luftputebassenget inn og løser problemet på en elegant måte. Den gir også større frihet for plassering i godt fjell, uten at de reguleringsmessige fordelene påvirkes i særlig grad.

Med luftputa som et viktig element i det hydrauliske systemet stod en uten det nødvendige formelapparat for beregning av dimensjoner og kontroll av virkemåte. Vassdrags- og havnelaboratoriet ved NTH, (VHL) blei derfor engasjert for å bringe klarhet i de hydrauliske problemene og utarbeide et formelverk slik at de økonomiske aspektene kunne klarlegges i grove trekk. En fant det tryggest å verifisere disse beregningene med en enkel modell.

Konklusjonen så langt var positiv: Et luftputekammer tilfredsstiller de krav en stiller til et svingebasseng, og en valgte derfor å føre ideen videre. Sjaktaalternativet blei selvsagt beholdt som rettemulighet.

Pumpeturbinleverandøren, Kværner Brug, blei nå koblet inn i planlegginga, og sammen med Elektrisitetsforsyningens forskningsinstitutt ved NTH (EFI) forsøkte en å klarlegge alle forhold som kunne ha betydning for dimensjoner og hjelpeorganer ved et luftputebasseng. Et problem som var gjenstand for en del drøftinger, var varmeovergangsforholdet i luftputa ved

trykkendringer. Var det en adiabatisk eller isothermisk tilstandsvariasjon? En mener nå å ha dekning for at førstnevnte er riktig. Andre problemer som måtte defineres og løses var:

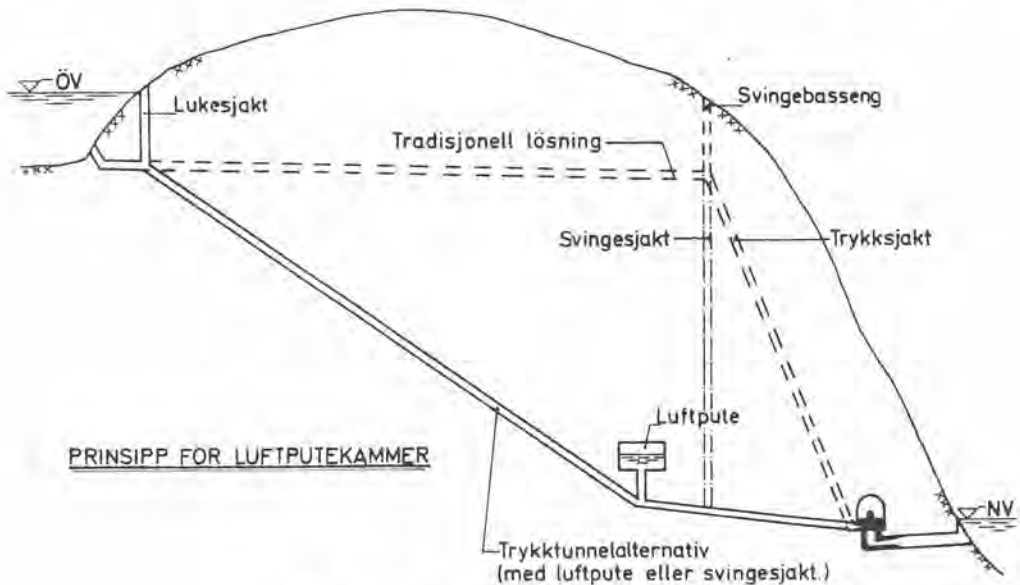


Fig. 23-4. Systemtekening for kraftverk.

1. Overvåking av luftmengden i bassenget.

SINTEF ved NTH fikk i oppdrag å komme med et forslag til løsning. Det foreslåtte system bygger på måling av lufttrykk og vasstrykk i luftputa. Sistnevnte omregnes til luftvolum og produktet $P \cdot V$ beregnes. Dette sjekkes mot et oppgitt $P_0 \cdot V_0$ og luft pumpes inn evt. slippes ut om produktet er mindre eller større enn dette. Hele denne prosessen går selvsagt automatisk, og med alle data fjernoverført til kontrollrommene i Jukla og Mauranger. Systemet er videreutviklet gjennom et samarbeide mellom leverandøren NEBB, Oslo og elektroavdelingen ved Statskraftverkene. Det valgte system er vist på fig. 23-5.

2. Luftabsorpsjon og strømningsforhold.

En hadde mistanke om at luft under høyt trykk over en vassflate ville "forsvinne" ned i vatnet og at denne "brusen" i neste omgang ble ført ut i tunnelen i samband med trykkvariasjoner i systemet. En antydning om egenvektsøkning av vatnet på grunn av luftinnblanding forsterket muligheten for lufttap. Problemet ble i første omgang forelagt prof. Rosenqvist ved Universitetet i Oslo og prof. A. Lydersen ved NTH. Den foreløpige konklusjonen var:

- Ingen endring av egenvekten.
- Absorpsjonshastigheten er sterkt avhengig av omrøringsgraden. Meget langsom i stillestående vatn.
- Luften i kammeret vil etter hvert bli meget kvelstoffrik på grunn av større absorpsjonshastighet for surstoff.

d. Absorbert luft vil "bruse" ut av vatnet igjen ved trykkavlasting.

VHL blei så koblet inn. Et par enkle forsøk stadfestet den foreløpige antakelsen. I tillegg fikk en undersøkt i modell hvilken virkning avstanden mellom luftputa og driftstunnelen hadde på vann- og lufttapet. En fant at forholdet mellom denne avstanden og bredden av driftstunnelen ikke bør underskride 6–10. På dette grunnlag blei så lufttapet ut i tunnelen beregnet til størrelsesorden $0,5 \text{ Nm}^3/\text{min}$. Eggen, A. (1972).

3. Temperaturforhold.

En fryktet at overgang fra høyt til lavt trykk ville forårsake store temperaturfall i luftputa med frost og "snøfall". Spesielt var en redd for at stadige temperaturendringer ville påvirke fjelllets stabilitet. Problemet blei undersøkt av VHL ved teoretiske betraktninger og beregnet på EDB. Resultatet av denne utredning var:

- I verste fall vil temperaturen i fjelloverflaten synke til ca. $\pm 4^\circ$.
- Det vil være kuldegrader til ca. 4 cm inn i fjellet.

4. Luftlekkasje og fjellstabilitet.

En blei tidlig klar over at det som evt. kunne velte planene om en luftpute ved Jukla, var problemer knyttet til de geologiske forholdene. Søkelyset blei satt på fjellstabilitet og overdekningsforholdene, problemer som var kjent og fryktet i samband med råsprengte trykksjakter. Men det som kom til å tiltrekke mest oppmerksomhet, var likevel faren for at den innestengte lufta skulle lekke ut gjennom sprekker og stikk i fjellet. Som vanlig når problemer melder seg, forsøkte en å finne ut om andre hadde gjort dette før. Mistanken falt på vårt naboland Sverige og et brev til KTH, Stockholm høsten 1970

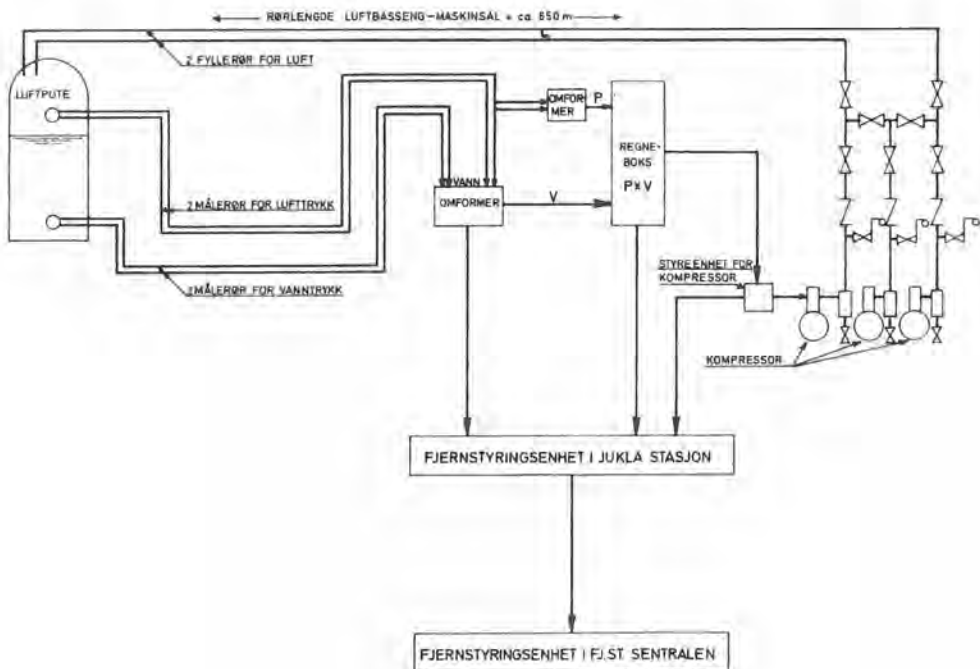


Fig. 23-5. Styring og kontroll av luftpute. Systemskisse.

resulterte i opplysninger om 5 svenske gruber hvor luftmagasiner var eller hadde vært i bruk i samband med korttidslagring av trykkluft til boring. Disse blei tilskrevet og svarene derfra bestyrket troen på at fjell kunne holde på luft. I mellomtiden hadde en også besøkt Rausand og Fosdalen gruver hvor inntrykket også var positivt. Likevel var en klar over at omfattende undersøkelser og utredninger måtte til, da et forsøk i full målestokk med mulighet for bomskudd ville få meget alvorlige konsekvenser for kraftverket.

Våren og sommeren 1971 blei en serie undersøkelser og utredninger satt igang, og et eget utvalg med medlemmer fra NGI, Geologisk Institutt-NTH, VHL og NVE fikk i oppdrag å koordinere det hele. Undersøkelsene fikk fra nå av et mer generelt preg da en innså at luftputebassenger kunne bli et økonomisk alternativ ved flere av de store kraftverkene som var på planleggingsstadiet.

Utredninger og undersøkelser som blei satt igang i denne perioden var:

1. Vurdere fjellstabilitet og overdekning (Geologisk Institutt, NTH/NGI).
2. Bruk av kunststoffer for tetning av fjellet (Geologisk Institutt, NTH og SINTEF). Sendt forespørsel til Motor-Colombus, Sveits og KTH, Stockholm.
3. Vurdere virkningen av forskjellige injeksjonsstoffer for tetning av fjellet (NGI).
4. Utvikle en detektor for registrering av vann eller luft i fjellet (NGI).
5. Beregningsmetode for luftlekkasje. (Institutt for geoteknikk og fundamentering, NTH, i samarbeide med NGI).
6. Lekkasje-forsøk på laboratorieprøver (Geologisk Institutt, NTH).
7. Nøyaktig geologisk undersøkelser av det aktuelle området langs driftstunnelen (Geoteam).
8. Kontinuerlig registrering av poretrykk i borhull (Geoteam/anlegget).
9. Diamantboring i kammerområdet med vann- og luftlekkasjemåling (Entreprenør-service/NGI).

Det blei også opprettet kontakt med Sør-Trøndelag E.verk som var iferd med å bygge et tilsvarende luftputebasseng ved Driva kraftverk. En befarig til Driva kraftverk som låg ca. 1 år foran i løypa, gav informasjon om problemer og dessuten en større visshet om at en var på rett vei.

Etter hvert som undersøkelsene utviklet seg, blei en klar over viktigheten av å få en korrelasjon mellom målte eller beregnede verdier og det virkelige resultat. Dette for å muliggjøre en realistisk planlegging av framtidige luftputebasseng. Den geologiske undersøkelsen i kammerområdet som består av en prekambrisk gneis, viste at der var soner med svelleleire som medførte støp på stoff i tunnelen. Bergarten hadde nesten flatliggende lagdeling og var noe skifrig. Men det var likevel mulig å finne et område 5–600 m inne i driftstunnelen med meget homogent og godt fjell hvor prøveboring blei igangsatt. Det ble boret 3 diamantborhull på 80, 39 og 60 m og ett vanlig hull på 18 m, se fig. 23-6. Poretrykksmålere blei installert i hullene og disse viste et trykk på 16–17 kp/cm² i hele anleggsperioden, selv i hull 4 hvor pakningen var plassert bare 1 m fra tunnelveggen. Fjelloverdekningen i det aktuelle området var ca. 340 m. Lekkasje ut av prøvehullene blei registrert umiddelbart etter at disse var boret. Den var da fra 0,014 til 1,2 l/time i de lange hullene og 6,7 l/time i hull 4.

Luft- og vasstapmålingene blei utført av NGI som benyttet utstyr og metodikk som delvis var spesialkonstruert for oppdraget. En skal ikke gå nærmere inn på utstyr og selve forsøket her, men innskrenke seg til å henvise til fig. 23-7 og 23-8 som viser et meget oppmuntrende konsentrat av målingene.

Det blei forsøkt å anslå lufttapet gjennom fjellet på grunnlag av disse målingene og de registreringer av sprekker og stikk som blei gjort i det utsprengte kammeret. Den benyttede beregningsmetode er utledet i O. Tokheim og N. Janbu (1973). Resultatet var en lekkasje på 0,1–0,5 Nm³/min.

Hovedkonklusjonen etter disse målingene var at fjellet var meget tett i det valgte området. Dessuten indikerte poretrykksmålingene at poretrykket i lange perioder ville være større enn lufttrykket. En besluttet på dette grunnlag ikke å foreta andre tetningsarbeider i kammeret enn injeksjon der hvor vannpressingsforsøk i borhull indikerte en mulighet for positivt resultat.

UTSPRENGNING AV KAMMERET

For å følge opp sprengningsarbeidene, registrere sprekker, stikk og vannlekkasjer og utføre diverse målinger, blei det våren 1972 engasjert en geologistudent fra NTH. Han skulle også lede eventuell injeksjon og bolting i kammeret som konsulenten i ingeniørgeologi, Geoteam, foreskrev. Han måtte imidlertid fortsette sine studier i november -72 og i hans sted rykket NGI inn med en kontrollør.

Sprengningsarbeidet i kammeret blei avsluttet i slutten av mars 1973, men før den tid hadde en satt inn ca. 330, 3 m lange fjellbolter i ruter på 1,5 m i hele hengen. Det var målt lekkasjer fra slepper og borhull, foretatt enkle vannlekkasjemålinger og målt poretrykk. Et forsøk på injeksjon på et område innerst i kammeret hvor det var en del bagatellmessige

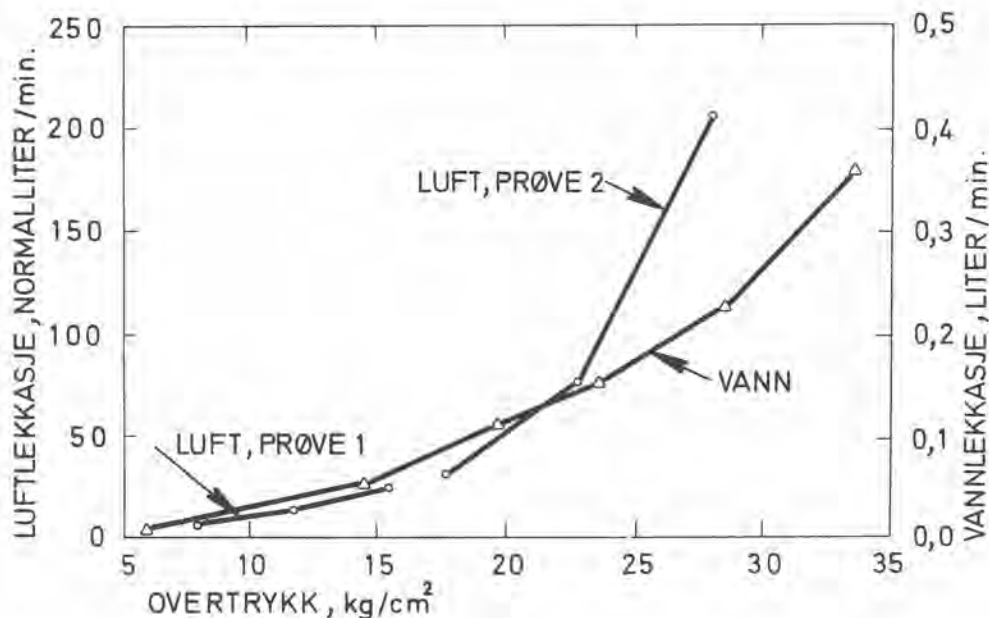


Fig. 23-7. Luft- og vanntapsmåling i borhull 1.

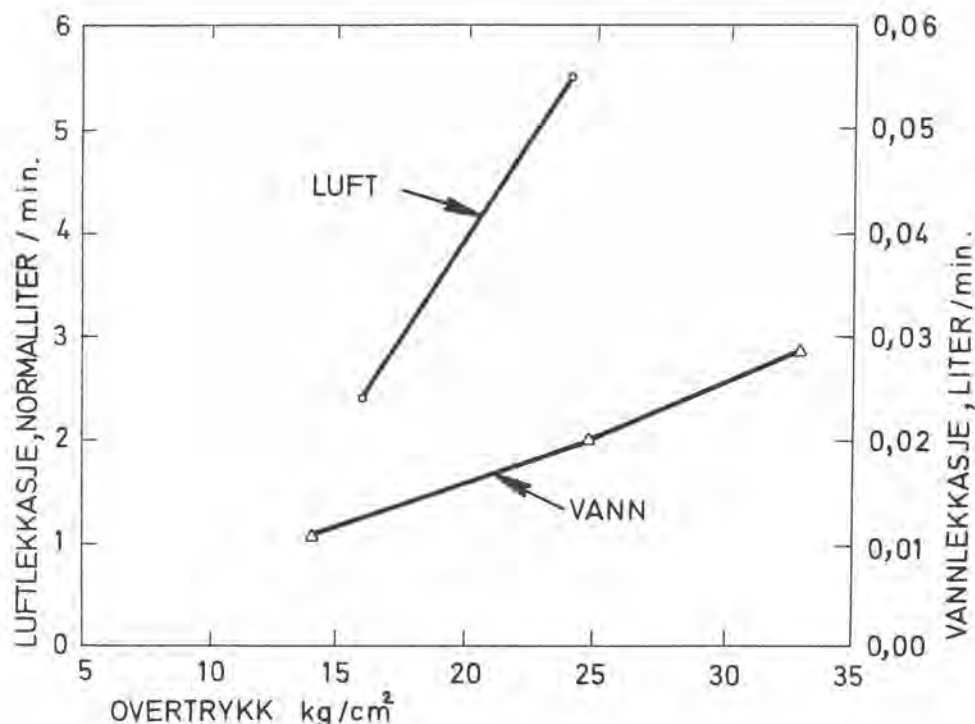


Fig. 23-8. Luft- og vanntapsmåling i borhull 3.

fuktutslag i hengen, viste at fjellet ikke var villig til å ta imot injeksjonsmasse. En anså heller ikke at injeksjon med kjemiske midler var nødvendig eller formålstjenlig.

Konklusjonen på dette tidspunkt var at de utførte målinger indikerte at fjellet rundt kammeret var meget tett. Det kan nevnes at maksimalt vasstap ved lekkasjemålinger utført inne i kammeret var ca. 0,008 Lugeon. En konkluderte derfor med at luftlekkasjen som var beregnet til $0,5 + 0,1 - 0,5 = 0,6 - 1,0 \text{ Nm}^3/\text{min.}$, sannsynligvis var vesentlig lavere. Den antatte kompressorkapasitet på $3 \times 1 \text{ Nm}^3/\text{min.}$ blei derfor vurdert som betryggende.

INSTALLASJON OG OPPFYLLING

I løpet av høsten og vinteren 73–74 blei så utstyr for måling og overvåking installert og i slutten av mai samme år foretok en oppfylling av luftputa etter at tunnelsystemet hadde stått under vasstrykk siden begynnelsen av april. For å spare tid, nyttet en luft fra anleggskompressorene, og måtte av den grunn holde vasstrykket i tunnelsystemet på 5–6 kp/cm². Likevel viste det seg at nettokapasiteten var mye lavere enn forutsatt, noe som var forårsaket av:

1. Stor motstand i rørsystemet.
2. Temperaturproblemer ved kontinuerlig last på kompressorene.
3. Stort forbruk for selve anleggsdriften.

Under oppfyllingen måtte en følge nøye med trykket i tunnelsystemet og spesielt vannstanden i luftputa. For å klare denne målejobben, blei et vektmanometer utlånt fra NGI for registrering av trykket i tunnelsystemet. Vannspeilet i luftputa måtte måles med noen cm nøyaktighet. Til dette bruk blei laget et differensialmanometer hos Geonor, Oslo. Her beregnes høyden på vannspeilet ved å måle differansen mellom vasstrykket i et målepunkt i bunnen av kammeret og lufttrykket over. Med så nøyaktige måleinstrumenter ville det også være mulig å måle vann- og luftlekkasje under oppfylling. Dette var imidlertid bare delvis mulig på grunn av en del lekkasjer på utstyret.

Geoteam hadde satt visse krav til hvor hurtig trykket kunne økes under oppfylling:

1. Over kortere tidsrom: Maks. 10 m/time.
2. Stigning pr. døgn: Maks. 75 m.

Da luftputa hadde fått den riktige luftmengde, det vil si at produktet $P \cdot V$ var som beregnet på forhånd, skulle trykket i tunnelsystemet heves til høyde med inntaksmagasinet Juklavatn kote 1060 eller ca. 190 m. Hvis ovenstående krav skulle følges, ville denne prosessen ta ca. 2 1/2 døgn. Det var imidlertid vanskelig å overholde dette kravet og trykkhevingen blei derfor utført på noe over 1 1/2 døgn uten registrerbare konsekvenser.

KOSTNADER:

Under vurderingene og diskusjonene om luftpute kontra sjakt var kostnadene sterkt i fokus, men de rent praktiske fordelene, både anleggsmessige og for driften, var også inne i bildet.

Det første overslaget blei gjort på et meget spinkelt grunnlag og viste 0,8 og 1,2 mill. kr. for luftpute henholdsvis sjakt. Dette var i mai 1970, men allerede i juni samme år var konstellasjonen forbedret til 0,7 mot 1,4 mill. kr. Etter at stabilitetsforholdene var blitt sjekket mer nøye (konsekvenser spesielt for sjakta) og frykten for luftlekkasje og omfattende tetningsarbeider hadde slått ned i planleggingsstaben, hadde overslaget høsten 1971 parallellforskjøvet seg til henholdsvis 1,4 og 2,7 mill. kr.

Men det som er mer interessant, er jo de virkelige kostnader. Pr. i dag regner en med at det er brukt ca. 1,2 mill. kr. i direkte kostnader fordelt med ca. 0,8 mill. kr. på sprengning, bygningsmessige arbeider og undersøkelser og knapt 0,4 mill. kr. på instrumentering og røropplegg. I tillegg kommer selvsagt en del utgifter i samband med utredninger og ren forskning, men dette er kostnader som også vurderes som nyttige for seinere prosjekter med luftpute. Det er derfor riktig å belaste Jukla pumpekraftverk med bare en liten del av dette.

Konklusjonen er derfor at luftputebassenget i dette tilfellet har vært en økonomisk riktig løsning.

DRIFTSERFARINGER

Jukla pumpekraftverk blei satt i drift i juni 1974. På grunn av forskjellige omstendigheter som en ikke skal komme inn på her, har den totale driftstid til dags dato vært relativt liten. Luftputa og tunnelsystemet blei tømt i september – oktober 1974. Alle installasjoner i tunnelen og kammeret var da i orden, men en benyttet anledningen til å flytte målepunktet for vasstrykk og sjekke røropplegget i tunnelen. Til tross for den relativt korte driftsperioden, mener en at driftserfaringene er meget tilfredsstillende når det gjelder reguleringsstabilitet og luftputens evne til å dempe større lastvariasjoner. Når det gjelder

instrumentering og registreringsorganer så har det vært en del problemer, uten at det har innvirket på mulighetene for drift av kraftverket. Disse problemene skyldes hovedsakelig:

- Dimensjonen på målerørene, ca. 4 mm innvendig diameter, har vist seg å være for liten. Den ca. 650 m lange rørstrengen fra luftputa til instrumentpanelet i kraftstasjonen blir for treg og klarer ikke å følge med i trykkvariasjonene. Resultatet er "nervøse" målerutslag og unøyaktig angivelse av trykk. Rørene vil bli skiftet ut ved første anledning og erstattet med rør av større dimensjon, sannsynligvis ca. 10 mm innvendig diameter.
- Måleruttaket for vasstrykk inne i luftputa var plassert i enden av kammeret og blei derfor påvirket av vipningen i vannspeilet. Dette er allerede rettet på, idet målerørene er forlenget til midten av kammeret som nevnt foran.
- En del lekkasjer i rørskjøter og fittings.

Selv om disse feilene har skapt en del hodebry og problemer for driftspersonalet, så betraktes dette som barnesykdommer som en måtte vente ville oppstå ved et nytt og uprøvet system. I virkeligheten er det vel riktigere å se det som nødvendig og nyttig erfaring for framtidige storprosjekter med tilsvarende innretninger. Det vesentlige og gledelige i denne sammenhengen er tross alt at selve nyskapningen, luftputebassenget, ser ut til å ha forsvart sin plass som et teknisk-økonomisk riktig element i framtidig kraftverksbygging.

Spesielt oppmuntrende er det at luftlekkasjen, som på forhånd blei vurdert som det store problemet, har vist seg å være betryggende under det mest optimistiske anslaget. Som nevnt foran, hadde en på teoretisk grunnlag beregnet lekkasjen til i størrelsesorden 0,6–1,0 Nm³/min. Kompressorinstallasjonen er bestemt ut fra denne forutsetning med tilstrekkelig grad av sikkerhet. På grunn av foran nevnte problemer med trykkmålerne, og det faktum at det dreier seg om meget små luftmengder, har det vært meget vanskelig å måle lufttapene med særlig stor nøyaktighet. For perioden oktober 74–februar 75 har en likevel gjort et forsøk på et grovt anslag. En mener da å ha registrert et tap som varierte fra 0,2 til 0,02 Nm³/min., mens trykket i samme periode falt fra 220 til 143 m.v.s. Spesielt stort fall i lufttapet blei registrert i starten av tappeperioden, dvs. inntil trykket hadde kommet ned på nivå med naturlig poretrykk i fjellet, ca. 17 kp/cm³. Etter det var lekkasjen praktisk talt ikke målbar med det måleutstyr en hadde til disposisjon. Dette vil igjen si at årsgjennomsnittet for luftlekkasjen kan forventes å ligge meget lavt.

ANDRE PROSJEKTER MED LUFTPUTE

Som nevnt foran, så har Sør-Trøndelag E.verk bygget Driva kraftverk hvor et luftputebasseng har vært i drift siden sommeren 1973. Driftserfaringene derfra er også meget positive, Rathe (1975).

Når det gjelder nye prosjekter, så er det vedtatt å bygge luftputebasseng ved Kvilldal kraftverk ved Ulla-Førre, som vil bli landets største kraftverk med en installasjon på 1200 MW når det står ferdig om ca. 10 år. Luftputebasseng vurderes også på andre store prosjekter uten at definitiv beslutning er tatt.

LITTERATURHENVISNINGER – REFERANSER

1. **DI BIAGO, E. og MYRVOLL, F.** (1972). Insitu tests for predicting the air and water permeability of rock masses adjacent to underground openings. Symp. of the Int. Soc. for Rock Mechanics "Percolation through fissured rock", Stuttgart 1972.
2. **DANNEVIG, N. TH.** (1972). Luft- og vannpressingsforsøk ved Jukla kraftverk. Bergmekanikkdagen 1972.
3. **DANNEVIG, N. TH.** (1973). Ingeniørgeologiske undersøkelser for lukket fordelingsbasseng med luftpute ved Jukla kraftverk. Rapport 2398,05 fra Geoteam.
4. **EGGEN, A.** (1972). Lukket fordelingsbasseng med luftpute. Strømningsforhold og luftabsorpsjon. Rapport fra VHL.
5. **RATHE, L.** (1975). An innovation in surge-chamber design. Water Power & Dam Construction, June/July 1975.
6. **STOKKEBØ, O.** (1972). Jukla pumped-storage project in Norway. Economic Commission for Europe. Committee on Electric Power. "Symposium on Hydro-Electric pumped storage schemes", Athen 1972.
7. Utvalget for lukket fordelingsbasseng med luftpute: Samlerapport (1973) med bidrag fra:
 - a. **SELMER-OLSEN, R., BJØRKÅ, O., BJØRLYKKE, S. og HELLAND, S.:** Stabilitet og fjelloverdekning. Rapport fra Geologisk institutt, NTH.
 - b. **HEIMLI, P.** Strømning gjennom sprekker, laboratorieforsøk. Rapp. fra Geol. inst., NTH.
 - c. **TOKHEIM, O. og JANBU, N.** Overslag over luftlekkasjer fra lukkede fordelingsbasseng i fjell. Rapport fra Institutt for geoteknikk og fundamenteringslære, NTH.
 - d. **SELMER-OLSEN, R. og KJÆRNSLI, B.** Mulige tetningstiltak mot luftlekkasjer.
 - e. **SANDE, A. og BUEN, B.** Inntrengningsevne og tetningseffekt av forskjellige injeksjonsmidler i fjellsprekker. Rapport fra NGI.
 - f. Konklusjon: Prosedyre ved undersøkelser for plassering av luftputebassenget og for forhåndsregning av luftlekkasjer.

ARRANGEMENT FOR OPPRETTHOLDELSE AV GRUNNVANNSNIVÅET RUNDT ET PROPANLAGER I FJELL

Arrangements for maintenance of the ground water table around a propane storage cavern.

Overingeniør Arnold Pettersen, Norsk Hydro A/S, Oslo.

SAMMENDRAG

På Rafnes-Tråk er for tiden under bygging et propanlager i fjell med et volum på 100.000 m^3 . Artikkelen beskriver de geologiske forhold omkring anlegget og diskuterer betingelsene for gassetthet i fjell. For å opprettholde uendret grunnvannsnivå under byggeperioden måtte flere tiltak iverksettes. Disse tiltak og den målte effekt av dem omtales.

SUMMARY

At Rafnes-Tråk in Norway is currently under construction a propane storage cavern with a volum of 100.000 m^3 . The paper describes the geology around the cavern and discusses the conditions for tightening of rock masses against gas pressure. To maintain an unchanged ground water table during construction different enterprises had to be carried out. These enterprises and the measured effect of them are described.

1. ORIENTERING

Opphavet til propanlageret på Tråk er Ekofiskfeltet i Nordsjøen som ble oppdaget av Philipsgruppen hvor Norsk Hydro deltar med 6,7%.

Feltet inneholder både gass og olje. Gassen er besluttet utnyttet via en gassledning til Emden i Tyskland, mens oljen føres i en oljeledning til Teeside i England.

I Teeside skal oljen stabiliseres ved at gassandelen i oljen, ca. 5%, tas ut i et stabiliseringsanlegg.

Det meste av den gass som tas ut er propan, og det er den som danner råstoffet for de petrokjemiske anlegg som er under bygging i Bamble i Telemark, ca. 200 km sydvest av Oslo, se fig. 24-1.

Kjernen i disse anlegg er en Etylenfabrikk som skal levere etylen til de øvrige fabrikker, idet den i sin cracker produserer etylen av propan.

Propanen kommer i spesialbåter fra Teeside, og for å få en økonomisk skipning er det nødvendig med et stort og sikkert propanlager.

2. PROPANLAGER I FJELL

Dette har man besluttet løst ved å bygge et propanlager i fjell med et volum på 100.000 m^3 . Her skal propanet lagres under trykk, ca. $7-8 \text{ kg/cm}^2$, ved en temperatur på $8^\circ-10^\circ\text{C}$.

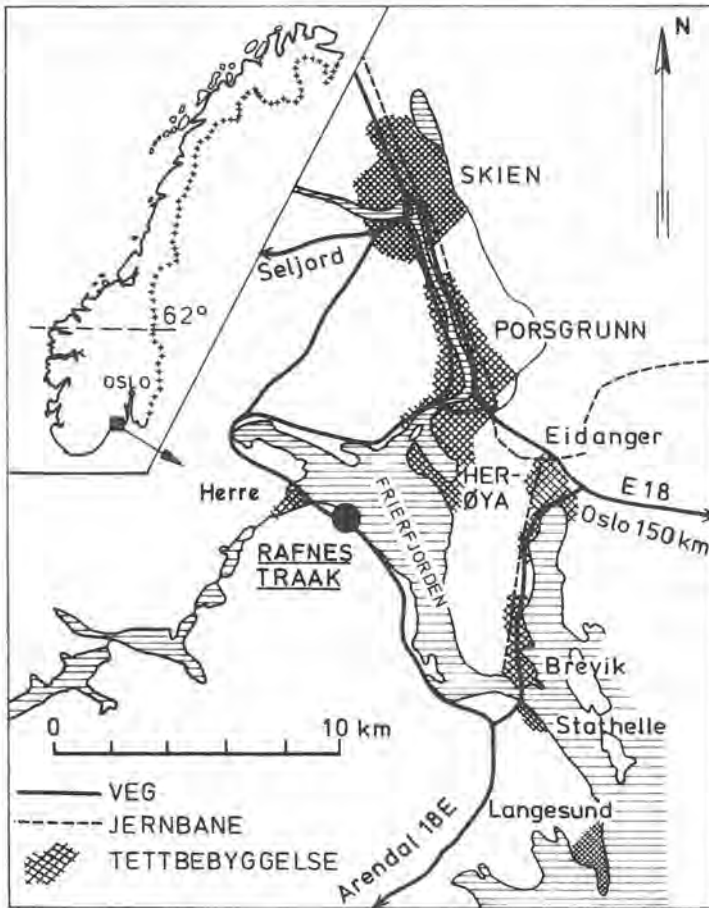


Fig. 24-1. Rafnes-Tråks beliggenhet.

Lageret kan ta imot 500 t/h fra tankere, mens leveransen til Etylenfabrikken blir 95 t/h.

Figur 24-2 viser plasseringen av propanlageret under åsen på Lilletråk. Lageret er 250 m langt, 19 m bredt og 22 m høyt.

Hovedregelen for et fjell-lager under trykk er at det hydrostatiske trykk fra grunnvannet må være større enn gasstrykket i lageret med en passende sikkerhetsmargin.

Taket i lageret er derfor lagt på c. $\div 90$ og bunnen på c. $\div 112$.

Adkomsten til lageret er via en ca. 770 m lang 30 m^2 transporttunnel med fall 1:6. Den har en avgreining til kalott og mellomskive samt en til bunnpallen, slik at lageret blir drevet ut i 3 floer.

For driften av lageret er det 2 pumpe sjakter fra dagen og under disse i bunnen av lageret 2 pumpebrønner på 17 m dybde.

Adkomsttunnel og pumpe sjakter skal lukkes med betongplugg, og sjakter og tunnel fylles med vann før lageret tas i bruk.

På figur 24-2 ses også plasseringen av de 4 diamantborehull for undersøkelse av fjellets kvalitet samt de 5 observasjonshull for observasjon av grunnvannstanden.

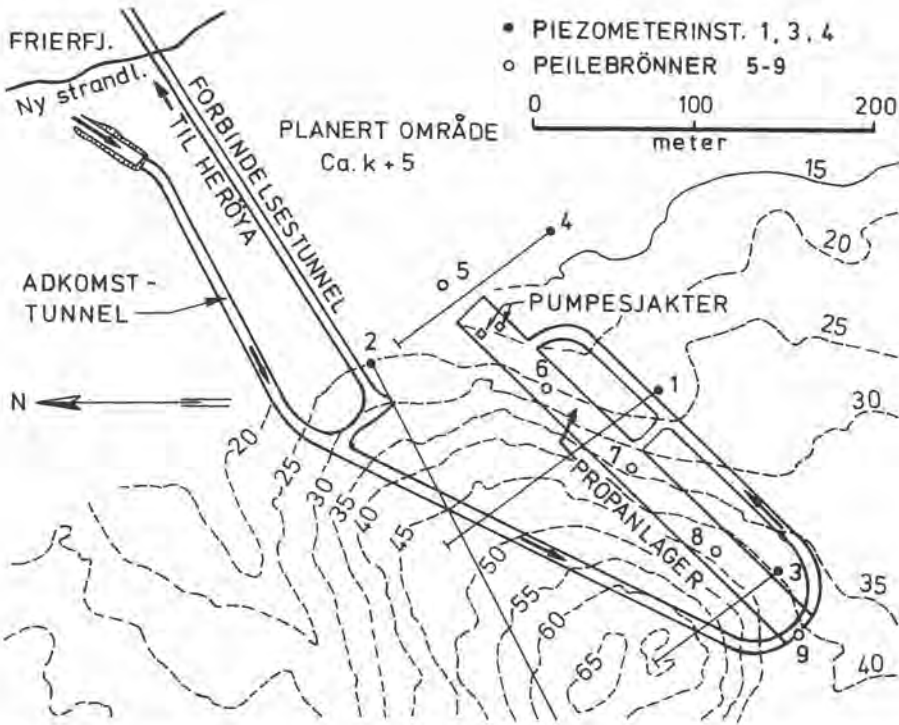


Fig. 24-2. Propanlagerets plassering med adkomsttunnel og forbindelsestunnel til Herøya.

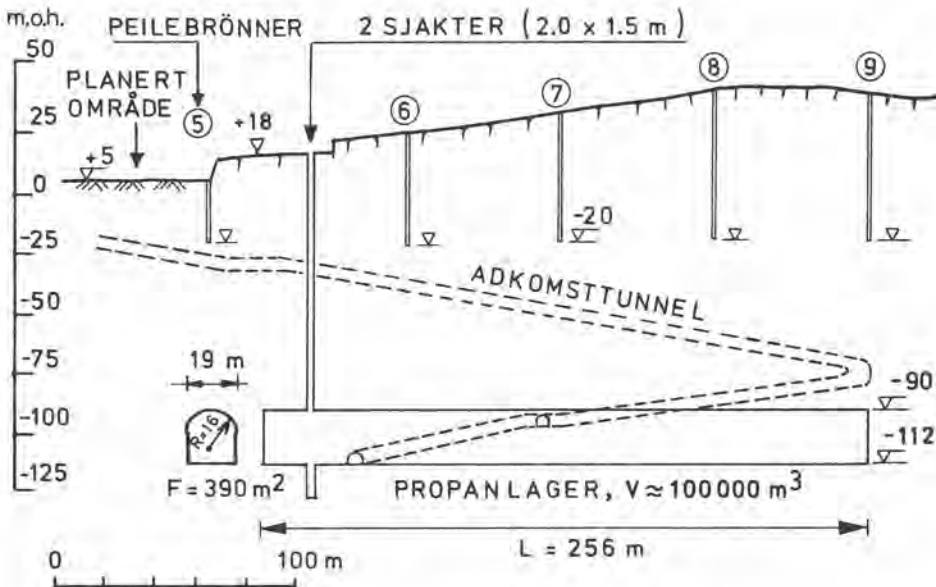


Fig. 24-3. Vertikalt snitt gjennom lageret. Peilebrønner er inntegnet.

Figur 24-3 viser det samme i snitt hvor man ser adkomsttunnelen ned til lageret, avgrensningene til topp og bunnlager samt tverrsnitt av lageret som er 390 m². Videre ses de 5 vertikale observasjonshull.

3. GEOLOGI

Geologiske forundersøkelser tydet på at det beste fjellet for et fjell-lager var i åsen rett bak etylenfabrikken.

Dette området ble undersøkt nærmere med boring av de 4 viste diamantborehull, og figur 24-4 viser et typisk snitt loddrett på hallens lengderetning.

Hele området på vestsiden av Frierfjorden er gamle grunnfjellsbergarter av prekambrisk alder. I området ved Lille Tråk har disse bergartene en stripevis fordeling av porfyrisk granitt, benket kvartsitt, grovkornet granitt, amfibolitt og gneis. Grensene mellom bergartene løper stort sett NØ–SV, og har som regel et steilt fall mot SØ. Grunnfjellet skjæres av en rekke steiltstående diabasganger av permisk alder. Disse diabasgangene har et uregelmessig forløp, men følger stort sett hovedsprekkeretningene som er NNV–SSØ til N–S, og mindre framtreddende ØNØ–VSV.

Hallen er, på grunnlag av flyfotostudier, feltkartlegging og kjerneborhull, plassert i den grovkornete granitten som danner toppen av det lille høydedraget SV for Lille-Tråk. Denne granitten er meget massiv uten foliasjon og lite oppsprukket. Den opptrer som en noe uregelmessig skive med strøkretning N50–60° og med fall 50–80° mot SØ.

Nordvest for og "under" granitten er det en benket kvartsitt. Overgangen mellom granitt og kvartsitt kan være skarp, men ofte er det en sone med tett amfibolitt eller noe vekslende lag med kvartsittisk gneis. Sydøst for og "over" granitten er det en mørk og tett amfibolitt.

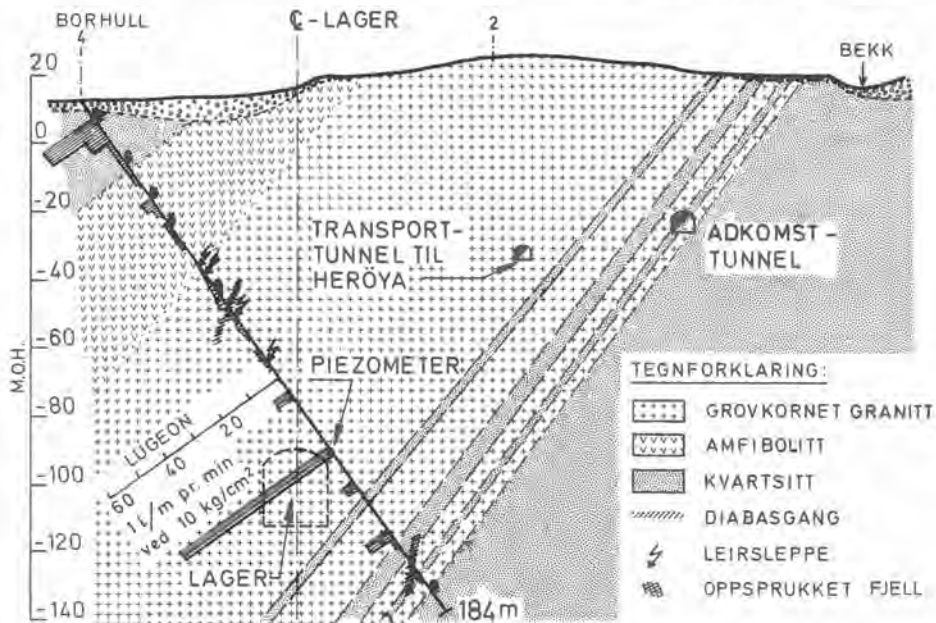


Fig. 24-4. Geologisk profil normal på hallens lengdeakse.

Disse forutsatte geologiske forhold har i hovedtrekk blitt bekreftet under anleggsperioden, figur 24-5. Bergartsgrensen mellom kvartsitt og grovkornet granitt er litt mer uregelmessig enn tidligere antatt. Vannlekkasjeproblemene har vært noe større enn ventet, men til gjengjeld har nødvendig sikringsarbeid vært mindre enn ventet. Det er som antatt kvartsitten i øvre del av adkomsttunnelen som har gitt vann langs sprekker parallelt med benkningen, delvis også kombinert med andre sprekkesystemer.

Vannlekkasje i granitten i nedre del av adkomsttunnelen har derimot vært konsentrert i markerte soner. Sikringsarbeidet har hittil vært begrenset til noen få bolter på to steder i tunnelsystemet.

Detaljoppsprekkingen i granitten, slik den er observert i adkomsttunnelen hittil i anleggsperioden, viser meget god overensstemmelse med det som ble funnet under prosjekteringsfasen. Dette innebærer at den dominerende sprekkeretning (strøk N170–195°, fall 80–90°V) vil gå forholdsvis tvers på hallen. Enkelte plane, ru sprekker uten belegg med strøk N40–50° og fall 50–60°NV vil gå parallelt med hallen. Dette er også forutsatt i den ingeniørgeologiske vurdering, men granittskiven er såvidt smal at det er små muligheter for å dreie hallens lengdeakse.

På grunnlag av observasjoner i dagen og i adkomsttunnelen ventes det at 7 markerte soner kommer til å krysse hallen. De fleste av disse sonene er relativt smale (< 0,5 m) med

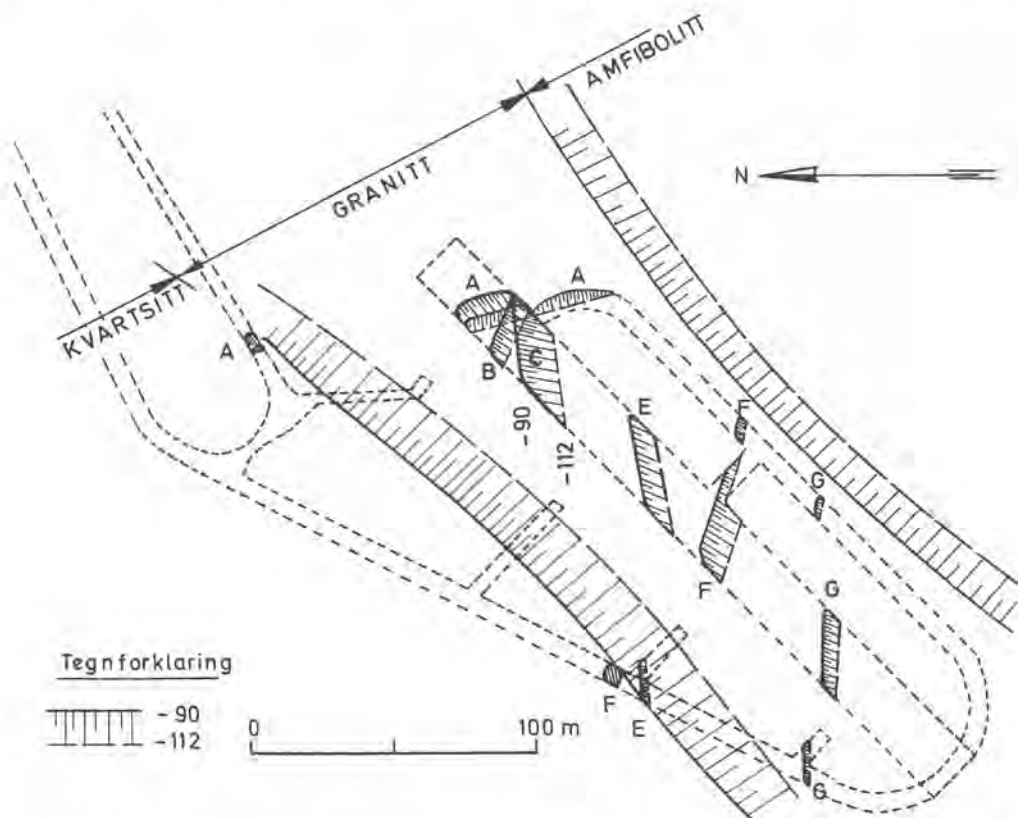


Fig. 24-5. Horisontalsnitt gjennom anlegget som viser bergartsfordeling og skjæring med svakhetssoner.

godt fjell på begge sider. En av sonene er imidlertid en oppsprukket 6–7 m bred, meget vannførende sone. Forløpet av denne er imidlertid ennå meget usikkert. Den kan imidlertid komme til å skape noen vanskeligheter, sannsynligvis først og fremst vannlekkasjeproblemer i området for pumpestasjonene.

4. BETINGELSER FOR GASSTETTHET I FJELLROM

For horisontale sprekker i fjellet er betingelsen kun at det statiske grunnvannstrykket må være større enn gasstrykket.

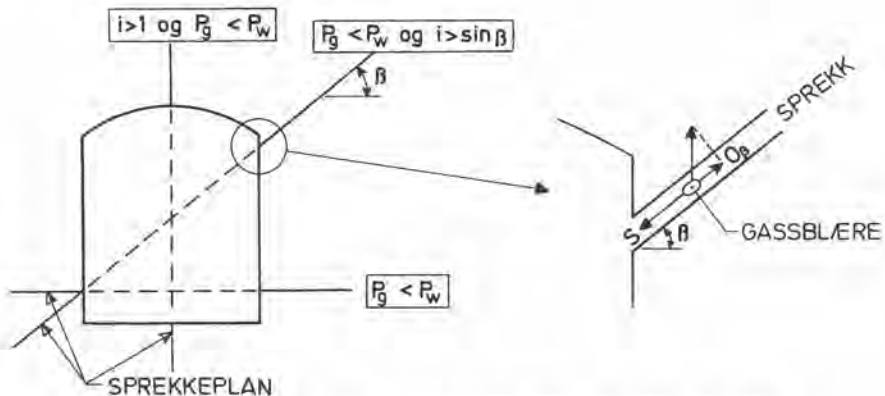
Denne betingelse oppfylles ved å legge toppen av lageret på en dybde under det påregnelige grunnvannsnivå som minst er lik trykket i lageret målt i meter vannsøyle. Grunnvannsnivået må heller ikke under anleggsperioden senkes midlertidig under ønsket nivå da man ikke kan regne med en oppfylling av de trangeste sprekker i overskuelig fremtid.

For skråttstående sprekker må i tillegg vannets strømningskraft på gassblærene være større enn gassblærenes oppdriftskomponent i sprekkenes retning.

Figur 24-6 viser de kreftene som virker på en gassblære i en vannfylt sprekk. Som drivende kraft (i retning bort fra lageret) virker oppdriftskomponenten i sprekkeretningen:

$$O_k = V (\gamma_w - \gamma_g) \cdot \sin \beta \quad \text{hvor} \quad \begin{array}{ll} V & = \text{volum av gassblære} \\ \gamma_w, \gamma_g & = \text{spesifikk vekt vann,} \\ & \text{henholdsvis gass} \\ \beta & = \text{sprekkenes helning i} \\ & \text{forhold til horisontalplanet} \end{array}$$

Dette uttrykket er kun Arkimedes' lov.



OPPDRIFTSKOMPONENT I SPREKKERETNING: $O_\beta = V(\gamma_w - \gamma_g) \sin \beta$

STRØMNINGSKRAFT MOT GASSBLÆREN : $S = V \cdot i \cdot \gamma_w$

BETINGELSE FOR TETTHET: $S > O_\beta$, $\therefore V \cdot i \cdot \gamma_w > V(\gamma_w - \gamma_g) \sin \beta$,

$$\therefore i > \left(1 - \frac{\gamma_g}{\gamma_w}\right) \sin \beta$$

For $\frac{\gamma_g}{\gamma_w} \approx 0$ blir uttrykket: $i > \sin \beta$

For det ugunstigste tilfellet, hvor $\beta = 90^\circ$ ($\sin \beta = 1$), gir dette: $i > 1$

Fig. 24-6. Krefter som virker på en gassblære i en vannfylt sprekk.

Som stabiliserende kraft (kraft i retning mot lageret) virker kun strømkrefter. For at gassblærene ikke skal slippe vekk fra lageret gjennom sprekker i fjellet, må altså vannet i disse strømme mot lageret. Strømningskraft mot gassblæren er gitt ved:

$$S = i \cdot V \cdot \gamma_w \quad (\text{kfr. f.eks. N. Janbu: "Grunnlag i Geoteknikk"})$$

hvor i = gradient
 V og γ_w = som tidligere

Betingelsen for at gassblærene ikke skal unnslippe gjennom sprekkeene er da:

$$S > O_k, \text{ dvs. } i \cdot V \cdot \gamma_w > V \cdot (\gamma_w - \gamma_g) \cdot \sin\beta$$

$$i > \left(1 - \frac{\gamma_g}{\gamma_w}\right) \sin\beta$$

$\frac{\gamma_g}{\gamma_w} \approx 0$ og uttrykket forenkles til

$$i > \sin\beta$$

For en vertikalstående sprekk ($\beta = 90^\circ$) gir dette:

$$\underline{i > 1}$$

Kravet til gassetthet i et fjellrom er altså, ved siden av at det statiske vanntrykket i sprekkeene må være større enn gasstrykket, at vannets gradient inn mot fjellrommet må være større enn 1.

Figur 24-7 viser hvordan dette kravet praktisk kan oppfylles i stasjonærtilstanden. På tegningen er antatt et stasjonært grunnvannsnivå på kote 0, men prinsippet gjelder i alle tilfelle bare grunnvannet står høyere enn gassens "trykkstigehøyde".

Med tilfelle I på tegningen er vist den hydrostatiske trykkfordeling. Denne trykkfordelingen kan oppstå når gasslageret er hermetisk tett. Den er dermed ikke aktuell for prosjektet på Rafnes, men er bare tatt med som et ekstremt tilfelle.

Med tilfelle II er vist antatt trykkfordeling under helt homogene fjellforhold. (Denne trykkfordelingen er ikke helt vilkårlig antatt. Med noe andre grensebetingelser kan trykkfordelingen bestemmes eksakt.) Denne trykkfordelingen gir en gradient på ca. 0,8 over de siste metrene inn mot lageret.

Med tilfelle III er vist en antatt trykkfordeling etter at fjellet rundt lagerhallen er injisert og dermed har fått en lavere permeabilitet enn fjellet for øvrig. Denne trykkfordelingen er hydrostatisk ned til det nivå hvor den effektive injiserte sonen rundt hallen begynner. Fra dette nivå og inn i hallen må det være et trykkfall til gassens trykk (på tegningen antatt lik 7 kg/cm^2). Dette gir en gradient inn mot lageret på:

$$i = \frac{\Delta h}{\Delta l}$$

hvor $\Delta h = 20 \text{ m}$ og Δl er lik tykkelsen av den effektive injiserte sone rundt hallen. På tegningen er inntegnet stigehøyden fra tre forskjellige punkter. Dette skulle anskueliggjøre tydelig at ved beregning av gradienten inn mot gasslageret er det forskjellen i trykkstigehøyde som er avgjørende, og at denne er forskjellig for tilfelle II og III.

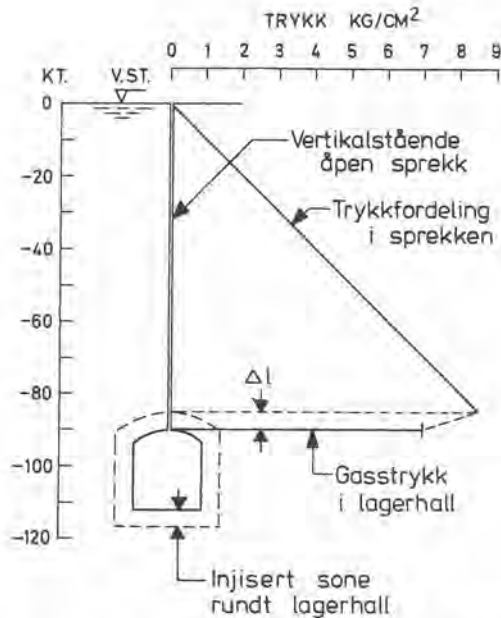


Fig. 24-8. Trykkfordeling i vertikal vannfylt sprekk som er injisert til dybden Δl .

Alle vannlekkasjer ble og blir behandlet med sementinjeksjon. Hvis lekkasjen er så stor at man får vannlekkasje ut av borhullene, foretas forinjeksjon, og der hvor lekkasjen først opptrer etter salveskyting foretas etterinjeksjon. Vi har hatt det absolutt beste resultat med forinjeksjon. Men dette er også det mest tidkrevende og kostbare idet det forlanger full stans i driften. Ved etterinjeksjon er det særlig sålen som har vært vanskelig å få tett.

Selv med en meget omhyggelig foretatt injeksjon var lekkasjene inn i transporttunnelen større enn vi likte, og vi begynte å frykte at tetningsinjeksjon alene ikke var godt nok for å opprettholde grunnvannsnivået.

Da observasjon av grunnvannsnivået kom igang i begynnelsen av april for de 5 vertikale hulls vedkommende og i midten av mai for de 3 hull med piezometerinstallasjon viste grunnvannsnivået en sterkt fallende tendens som vi ser på figur 24-9.

Transporttunnelen var da drevet inn ca. 300 m.

Vi ser at det er hull 4 som viser de mest alarmerende resultater og som har den sterkeste fallende tendens ned mot c. ± 20 som vi hadde satt opp som den kritiske grense for senkning av grunnvannstanden.

Det ble da omgående satt i gang arbeid med en provisorisk installasjon for injeksjon av vann i fjellet. Dette ble gjort ved innboring av 3 borhull, 20 m lange i tunnelveggen ved Pel ca. 200 hvor en meget vannførende slette skar tunnelen.

Vanninjeksjon for disse hull startet i slutten av mai, og vi ser på kurven for hull 4 hvordan vanninjeksjon virker omgående.

Det var nå klart at et omfattende system med vanninjeksjon av fjellet var et nødvendig og effektivt middel for opprettholdelse av grunnvannstanden.

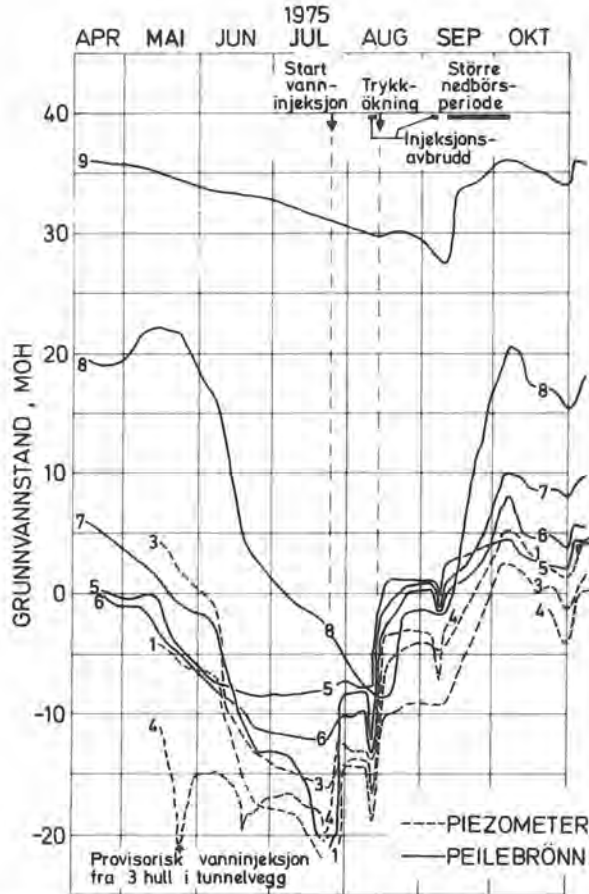


Fig. 24-9. Variasjoner i grunnvannstanden frem til begynnelsen av november 1975.

Flere planer for dette ble utarbeidet, og man ble stående ved den plan som er vist på figur 24-10. Det ble sprengt ut 4 nisjer som avgreninger fra transporttunnelen. Disse nisjer fikk vi ferdige til ferien.

I ferien fikk vi så boret de 26 injeksjonshull på tilsammen ca. 1.500 m. Hullengdene varierer fra 40 m til 70 m og har en diameter på 64 mm. Hullene har forskjellig helning idet alle slutter på c. $\pm 70^\circ$, eller 20 m over taket i propanlageret, bortsett fra de tre innerste hull som går ned til c. $\pm 85^\circ$. På figur 24-11 ser vi hullene i snitt og hvordan de ligger som en spreder over propanlageret.

Vanntilførselen ble besørget med et 6" rør i transporttunnelen og med 2" avgrening inn i hver nisje.

På figur 24-12 ser vi installasjonen i den enkelte nisje med reduksjonsventil foran en 4" samlestock med avgreninger til de enkelte hull. Hver avgrening er så forsynt med slusekran, vannmåler, manometer, klokobling og slusekran. Injeksjonsrøret føres så gjennom en ekspander for tetting av borhullet.

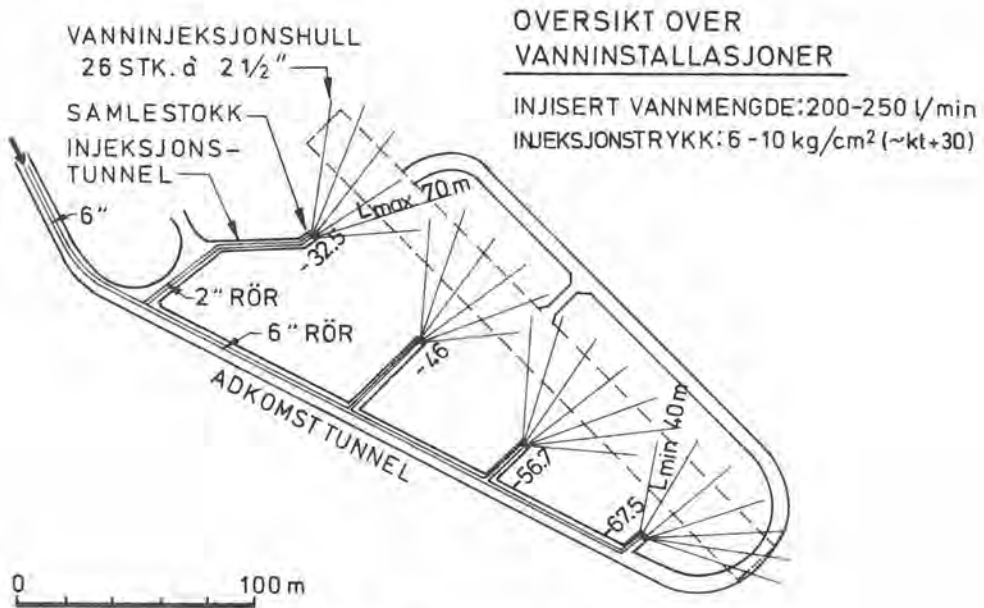


Fig. 24-10. Plan for injeksjon av vann over lagerhallen.

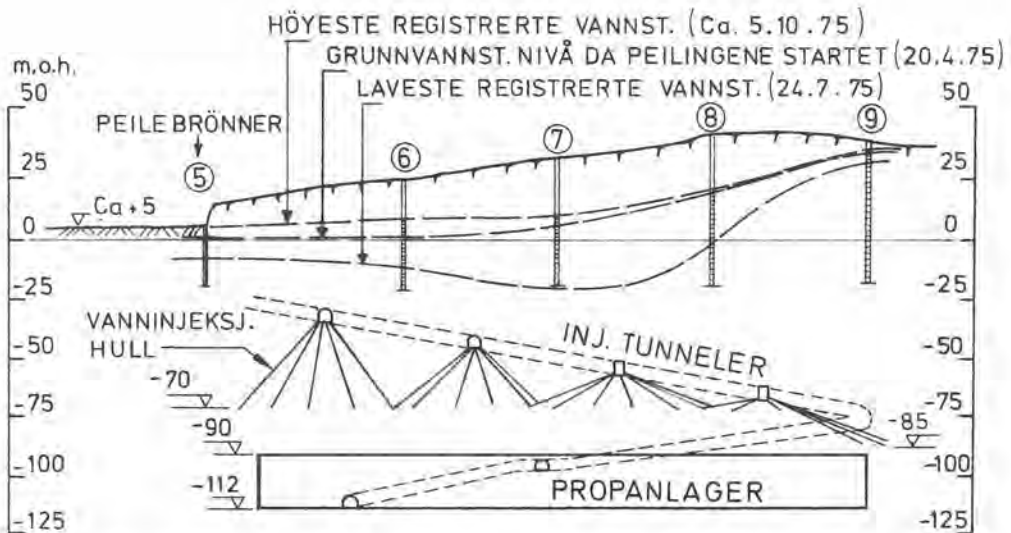


Fig. 24-11. Vertikalsnitt gjennom hallen som viser vanninjeksjonshullene.

INSTALLASJONER I NISJER

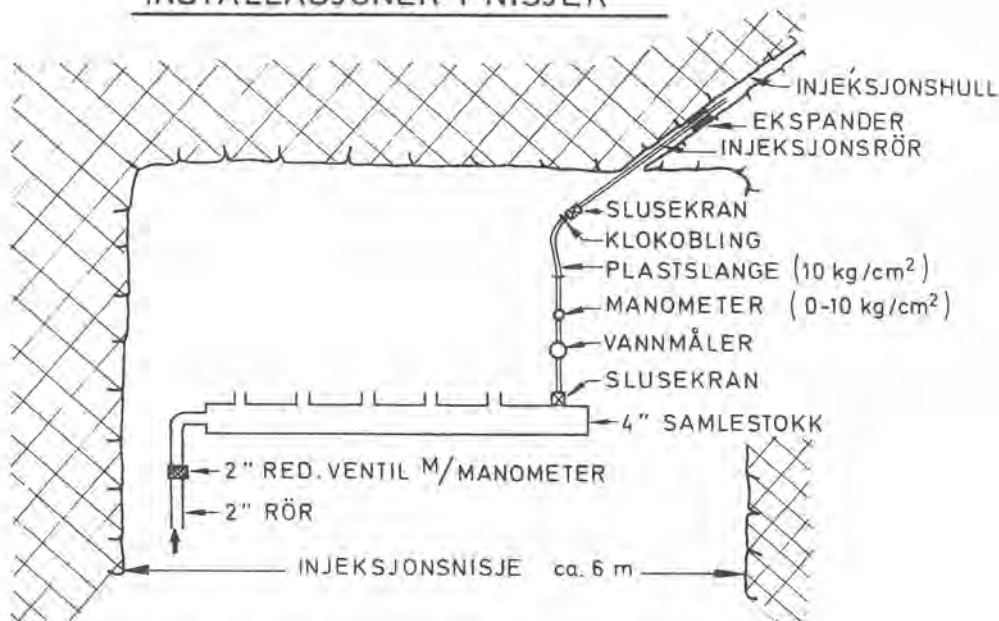


Fig. 24-12. Prinsipskisse for installasjoner i injeksjonsnisjene.

Installasjonen for vannforsyningen ble også utført i ferien, og da drivingen ble gjenopptatt 28. juli, ble vanntrykket på injeksjonssystemet satt på.

For å sikre mot lekkasjer i pumpe sjaktene har vi boret 4 hull rundt hver sjakt ned til bunn av propanlager og foretatt tetningsinjeksjon av disse, se figur 24-13.

Fjellet er således forinjisert før sjaktene blir sprengt, og vi håper på et godt resultat av dette da en injeksjon som måtte utføres under drivingen av sjaktene ville skape store problemer.

Ser vi på figur 24-9 igjen ser vi startpunktet for vanninjeksjon, og vi ser hvordan grunnvannsnivået løftes omgående, men at stigningen stopper ganske raskt og grunnvannsnivået stabiliserer seg.

Fra starten av ble det kjørt med et forholdsvis lavt vanntrykk tilsvarende c. 0, og det stabile nivå vi har i begynnelsen av august tilsvarer da balanse mellom injisert vann og lekkasje ut i tunnelen.

Ca. 10. august fikk vi brudd i vannforsyningen slik at det ble avbrudd i vanninjeksjonen, og vi ser hvordan grunnvannsnivået omgående synker.

Da vi fikk vanntrykket på igjen, ble trykket satt opp tilsvarende c. 30, og vi ser hvordan grunnvannsnivået igjen går raskt opp og stabiliserer seg, men nå på et høyere nivå. Dette først og fremst p.g.a. det høyere trykk, men også p.g.a. tetningsinjeksjon foretatt i mellomtiden.

I begynnelsen av september har vi igjen brudd i vanntilførselen med en senkning av grunnvannsnivået. Etter at vanntrykket kommer på igjen stiger grunnvannsnivået påny, og nå fortsetter stigningen opp over det nivå vi hadde før avbruddet. Årsaken til dette er hjelp fra oven, idet vi fikk en kraftig nedbørsperiode etter den langvarige tørke, og denne økede grunnvannstrøm hjelper oss til å løfte grunnvannsnivået opp på et meget gunstig nivå, slik at

PUMPESJAKTER- PROPANLAGER

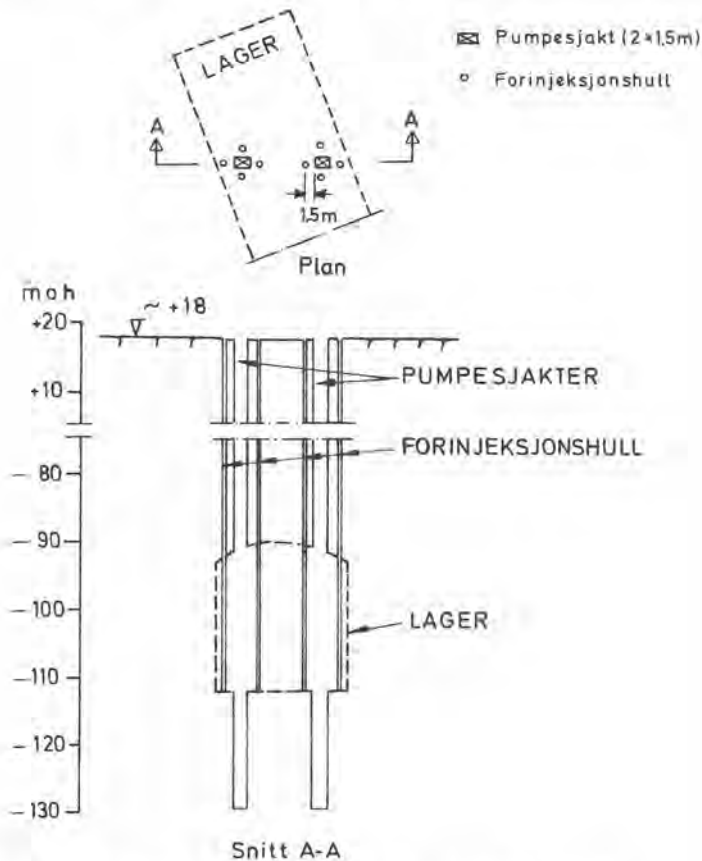


Fig. 24-13. System for tetting mot lekkasjer i pumpesjaktene.

vi pr. 5.10. hadde en høyere grunnvannstand enn da observasjonene startet, 20.4.75. Her ser vi også det laveste registrerte grunnvannspeil som vi hadde pr. 24.7., da vanninjeksjonen ble satt i gang.

Innpumpet vannmengde ligger på ca. 200 l/min., mens utpumpet vannmengde fra transporttunnelen ligger på noe under 200 l/m.

Transporttunnelen er ferdigsprengt og ca. 1/3 av kalotten er sprengt ut. Med nøye overvåking av lekkasjer og omhyggelig tetningsinjeksjon samt foretatt vanninjeksjon har vi derfor det beste håp om å klare å holde grunnvannstanden oppe.

TÄTNING AV BERGRUMSLAGER

Sealing of underground caverns

Professor Ingvar Janelid, Institutionen för bergteknik/NTH, Stockholm

SAMMANDRAG

Användningen av tryckluftmagasin i gruvor har delvis hämmats på grund av stort läckage. Några magasin finns dock, som är praktiskt taget täta och funktionerar på avsett sätt genom sin placering och konstruktion.

Lagring av gas i bergrum har funnit obetydlig tillämpning på grund av gasförluster och de miljöproblem som uppstått genom läckage. Genom att speciella åtgärder, såsom injektering av vatten redan före och under utsprängningen av bergrummen, vidtagits, har fullständigt täta bergrum erhållits. Lagring av mycket kalla vätskor och gaser i bergrum har hittills ej lyckats utan stora läckage. För närvarande pågår FoU-arbeten beträffande tätning av de sprickor som uppkommer omkring ett rum genom termospanningar i berget. Hittills uppnådda resultat tyder på att tätning är möjlig genom lågfrysande tätningsmaterial.

SUMMARY

The installation and operation of underground compressed air receivers has been very limited due to high leakage. Some receivers are however in use with satisfactory function.

Underground storages of gas have been almost negligible due to leakages, causing gas losses and environmental problems. It is however possible to make underground caverns gastight, if cracks and fissures are filled with water. Injection of water above the cavern has to be performed before and during the blasting procedures.

Storages of very cold liquids and gases in rock caverns have not been successful so far due to leakage. At present research- and development work is going on, with the aim of tightning cracks, occuring in the rock by therm stresses. Results received so far indicate that tightning is possible by injection of special media, having a low freezing point.

Tryckluftmagasin i gruvor har använts i Sverige sedan slutet av 20-talet. Det första tryckluftmagasinet byggdes i Hillängsgruvan, som nu är nedlagd och för ca. 30 år sedan ombyggdes till oljelager. Avsikten med tryckluftmagasin i gruvor var att begränsa toppbelastningarna på elkraftnätet, att möjliggöra en lägre installerad kompressorkapacitet, att hålla ett konstant lufttryck samt att få torrare luft.

Efter anläggningen i Hillängsgruvan byggdes under 30-talet ett flertal tryckluftmagasin,

där författaren själv deltog i såväl beräkningar som ritningsarbeten. I Stållbergsgruvan finns nu ett magasin på 800 m^3 för 11,6 bar förlagt på 300 m nivå och med ett obetydligt läckage. I Stripa gruva finns ett magasin på 1600 m^3 för 12 bar, förlagt på 300 m nivå och med omärkbart läckage. I Blötberget finns ett magasin på 1440 m^3 för 7 bar, förlagt på 150 m nivå och med ett förhållandevis litet läckage. I Zinkgruvan vid Åmmeberg har man under 60-talet byggt ett magasin för 5000 m^3 på 350 m nivå för 9 bar. Läckaget har noggrant uppmätts till 0,11% per dygn, vilket motsvarar $5,5 \text{ m}^3$ tryckluft eller 40 m^3 fri luft.

Förutom ovannämnda tryckluftmagasin finns, eller har funnits magasin i Kristineberg, Håksberg, Dannemora och Sirsjöberg m.fl. En genomgående erfarenhet är att om ett luftmagasin placeras för nära markytan och med okontrollerade vattenförhållanden i berget ovanför, får man läckage och i vissa fall så stort, att magasinet måste överges.

I Sverige finns även tryckluftmagasin avsedda för speciella ändamål, t.ex i Trollhättan, avsett för aerodynamiska prov, vid Muskö för snabb tömning av fartygsdocka etc. Det senare luftmagasinet ligger under havet, men trots detta skedde, i samband med sprängningsarbetena, så pass omfattande dränering av berget närmast över magasinet att man ej uppnådde full täthet. Detta tyder på att om berget en gång har dränerats, är det oerhört svårt, eller tar lång tid att återfylla alla sprickor med vatten.

Gasmagasin har byggts, såväl i Sverige som i utlandet, med växlande resultat. I Laverna, Frankrike byggde Skånska Cementgjuteriet för ca. 6 år sedan ett berglager för propangas. Magasinet är enligt mätningar fullkomligt gastätt.

Principerna för att åstadkomma ett tätt gaslager har tidigare beskrivits vid IVA:s Bergmekaniska diskussionsmöte 1970—02—13. Den teoretiska utredning som då redogjordes för, var på uppdrag utförd av tekn.lic. Bengt Åberg och är i stort sett densamma som nyss lämnats av Arnold Pettersen.

Synpunkter på den praktiska tillämpningen kan mycket kort sammanfattas till följande: Sprickor i berget varierar till belägenhet, riktning, beskaffenhet, storlek, frekvens etc. Genomströmningsförmågan för gas i sprickor är ca. 70 ggr, eller i praktiken kanske 100 ggr större än för vatten, beroende på sprickornas ojämnheter, inneslutningar m.m. Att tätta ett berg mot vattengenomträngning är relativt enkelt genom injektering av cement, mycket finkorniga material, kemiska medel etc. Att med liknande injektering tätta läckande berg mot övertryck av gas eller luft har däremot hittills visat sig praktiskt omöjligt. Den enda hittills kända, praktiskt, ekonomiskt användbara metoden att tätta berg mot gasgenomströmning är att hålla alla sprickor fyllda med en vätska, t.ex. vatten under så pass högt övertryck gentemot gasen, att vissa kriterier uppfylles. Detta uttrycktes enklast så att man måste skapa en vattenström i riktning mot bergrummet så att den hydrauliska gradienten är större än 1.

Det har i praktiken även visat sig att det är omöjligt att inom rimlig tid, d.v.s. några år, återfylla tömda sprickor. För att förhindra alltför stort vattenläckage till ett bergrum, måste därför större sprickor och krosszoner i bergrummets väggar tätas genom t.ex. cementinjektering. För att ställa mina påståenden på sin spets, vill jag göra följande sammanfattning.

1. Om man kan garantera att alla sprickor i berget närmast omkring ett bergrum är fyllda med vatten med ett visst övertryck i förhållande till gasen, då kan man också garantera ett fullkomligt tätt gasmagasin.
2. Om vissa sprickor i bergrummets väggar eller tak en gång dränerats, är det mycket svårt eller i varje fall tar det mycket lång tid, att utan speciella åtgärder återfylla dessa.

3. Otäthet i ett gasmagasin uppstår givetvis om endast en eller annan mindre spricka står tom med vatten upp till en nivå, som ligger högre än där det hydrostatiska trycket är minst lika högt som det maximala gastrycket i magasinet.
4. Principen när man bygger ett gastätt bergtrum är alltså att berget närmast ovanför och omkring rummet aldrig skall tillåtas bli dränerat på vatten. En kontrollerad tillförsel av vatten skall alltså ske redan före och under utsprängningen av bergtrummet.

Ett exempel på ett propangaslager som redan byggts och med utomordentligt gott resultat är vid Lavera i Frankrike. Redogörelse häröver finns i protokoll från Be-Fo's diskussionsmöte 1973-02-09. Magasinet utgörs av två stycken parallella rum med en pelare emellan. Över denna pelare och ca. 20 m över bergtrummens tak drevs en ort innan bergtrummen utsprängdes och från denna ort borrades vatteninjekteringshål ut över bergtrummens tak med ett avstånd av ca. 4 m mellan hålen. Borrhålen sattes omedelbart under vattentryck och sedermera även hela orten. Vid prov efter magasinets färdigställande har ej något läckage kunnat konstateras.

Ett annat exempel finns på ett propangaslager som är under byggnad i Sverige. Även här drives en ort i förväg över de två parallella bergtrummen och vatteninjektering sker i en borrhålsridå över rummen. Under utsprängningen av rummen har man vid ett par tillfällen fått vatteninflöde i taket, men detta har stoppats genom cementinjektering. Om vatteninjektering ej skett på en viss nivå över rummen, hade troligen vattentillflödet efter sprängningen snabbt upphört i och med att sprickorna tömts på vatten. Man hade då troligen nöjt sig med detta förhållande och inte företagit någon cementinjektering, med följd att sprickor i berget kunnat dräneras upp till en betydande höjd över bergtrummet. Det skulle sedan varit mycket svårt, eller omöjligt, att återfylla dessa sprickor med vatten och därigenom fått ett läckage när gasmagasinet tagits i bruk.

Vattentrycket i injekteringshålen är under drivningstiden minst 10 bar och vattenförbrukningen är för närvarande endast 0,2 l/min. När bergtrummen är färdigdrivna under 1976 kommer ett särskilt provningsprogram att genomföras för att kontrollera bergtrummens täthet vid ett övertryck av 7 bar.

I ovan relaterade fall bör det finnas möjligheter att uppnå fullständig täthet på grund av de förebyggande åtgärder som vidtagits. Jag kan inte underlåta att nämna att principer och metoder att injektera vatten i berget, redan före och under utsprängningen av bergtrummet, i avsikt att uppnå gastäthet, har patentskyddats i ett stort antal länder bl.a. i Norge.

När jag ändå talar om gaslager vill jag nämna att sedan ett par år pågår omfattande forsknings- och utredningsarbeten i Sverige beträffande lagring av flytande naturgas (LNG) i bergtrum. Vi vet att försök med lagring av LNG i oinklädda bergtrum nära markytan och med betongtak, gjorts i flera länder bl.a. i USA, England och Algeriet.

I USA har flera olyckor skett och såvitt bekant finns för närvarande inga berglager för LNG i drift i USA. I England finns ett lager på Canvey Island utanför London, men läckaget är så stort, att man nu överväger att stänga anläggningen. Gasförslusten är enligt vissa uppgifter oerhört stor, eller flera procent av den totala volymen per dag, vilket måste betyda oerhörda summor i pengar.

Vid lagring av mycket kall gas i bergtrum uppstår bl.a. två stora fundamentala problem, nämligen avkokning av gas genom värmeöverföring från omgivande berg samt stabilitetsproblem i själva bergtrummen. Den fråga som först angripits är uppsprickning i berget p.g.a. termospänningar, krympning och deformationer. Genom uppsprickning av

berget tränger flytande gas ut i sprickorna, förgasas och medför problem med tillvaratagandet av bildad gas. Den kalla gasen som tränger ut i sprickorna kyler ned berget ytterligare och sprickbildningen fortsätter okontrollerbart. Om det inte finns något effektivt tättningsmedel i berget, sprider sig gasen genom sprickorna och når så småningom markytan, med förluster och miljöproblem som följd. Den i framtiden viktigaste och troligen helt avgörande faktorn beträffande lagring av gas i bergum är säkerligen gasens spridning i berget, inverkan på vatten, på ovanförliggande bebyggelse och på miljön i allmänhet.

Problemet med lagring av LNG har i princip angripits efter samma linjer som vid lagring av vanlig gas, tryckluft etc. Vid nedkyllt berg kan man emellertid inte använda vatten som tättningsmedel utan man måste ha ett medel som stelnar något över den lagrade gasens eller vätskans temperatur.

FoU-arbeten har bedrivits genom laboratorieundersökningar av bergmaterials egenskaper vid låga temperaturer, hur olika vätskor beter sig vid injektering i tunna sprickor och fina rör, hur berget krymper och deformeras vid låga temperaturer samt hur temperaturgradienten ändras med tiden etc.

Ett fältförsök har även genomförts med nedkylning av ett bergparti medelst flytande kvävgas (-190°C). Kvävgasen har tillförts genom borrhål och i andra borrhål har uppsprickningen kontrollerats genom mätning av gasläckage och besiktning medelst borrhålsskamera. Genom tillförsel av lågfrysande injekteringsmedel i ytterligare borrhål har sprickorna i berget kunnat effektivt tätas. Genom dessa enkla men relativt dyrbara försök har mycket uppmuntrande resultat erhållits, vilka tyder på att principer och metoder bör vara praktiskt användbara, om man önskar bygga bergum för lagring av kall, flytande naturgas.

SNØSKRED OG VURDERING AV SNØSKREDFARE

Snow avalanches and evaluation of risks for snow avalanches

Cand.real. Karstein Lied, Norges Geotekniske Institutt

SAMMENDRAG

Artikkelen gir først en kort historikk av snøskredforskning i Norge. Den er nå organisert ved Norges Geotekniske Institutt som har etablert en fast forskningsstasjon i høyfjellet. Deretter er det redegjort for de viktigste forhold ved dannelsen av snøskred og tilslutt hvilken metodikk som benyttes for vurdering av terrengformer med henblikk på snøskredfare.

SUMMARY

This paper starts with a short historical review of the research done in Norway on snow avalanches. To day this is organized at the Norwegian Geotechnical Institute which has established a research station in a mountainous area.

Further there are given a survey of the principal conditions for origination of snow avalanches and at last the methods used for evaluation of mountainous terrain form with view to the risks for snow avalanches.

INNLEDNING

Snøskredforskningen i Norge er en ung vitenskap, det er ikke mer enn knapt tre år siden Stortinget vedtok et forslag til en organisasjonsplan. Forut for Stortingsvedtaket hadde det foregått en viss virksomhet på feltet snøskred, allerede siden begynnelsen av 50-årene. I Landbruksdepartementets regi ble det fra da av foretatt registrering og kartlegging av en rekke skredfarlige områder på Vestlandet, og det ble gjennomført praktiske sikringstiltak mot snøskred. Virksomheten opphørte imidlertid etter en 10 års tid. Takket være iherdig innsats fra enkeltpersoner og Utvalget for snøforskning, men også som følge av store snøskredulykker i slutten av 60-årene, lyktes det å få igangsatt en fast organisert snøskredtjeneste. Virksomheten ble vedtatt lagt til NGI som fra tidligere arbeidet med andre typer skred.

For at man så raskt som mulig skulle oppnå erfaring og kompetanse innen fagområdet, ble det bygget en forskningsstasjon i et utpreget snøskredterreng. Stasjonen ble lagt til Grasdalen, Stryn ca. 1000 m.o.h. i et område som har svært gode betingelser for at skredforskerne skal få en realistisk føling med skredenes adferd og virkninger. Studiet av snøskred, og særlig det å være rådgiver på området krever i høyeste grad personlig erfaring fra felten. Faget er ingen eksakt vitenskap, og graden av skredfare kan ikke uttrykkes nøyaktig ved hjelp av tall, diagrammer eller tabeller. Det å uttale seg om snøskredfare er derfor fremdeles basert mye på skjønn og erfaring.

VIRKSOMHETEN VED INSTITUTTET

I prinsippet skiller ikke skredgruppens virksomhet seg fra de øvrige gruppers arbeid ved NGI, idet vi arbeider både med praktiske oppdrag og med mer forskningsbetonte aktiviteter. Oppdragene kommer vesentlig fra Statens Naturskadefond, Vassdragsvesenet, Vegvesenet og kommuner i utsatte skredstrøk. Oppgavene går vanligvis ut på å vurdere graden av skredfare i gitte områder, og om nødvendig foreslå sikringstiltak.

På forskningssiden arbeider vi med studier av snøens fasthetsegenskaper og bruddbetingelser. I samarbeid med Vassdragsvesenet måler vi snøtrykk mot kraftmaster i hellende terreng, og vi har på trappene et samarbeidsprosjekt med Vegdirektoratet om måling av krefter på snøskredoverbygg. Forsøk med kunstig utløsning av snøskred med bombekaster drives i samarbeid med et institutt ved NTH og med Vegdirektoratet. Videre arbeider vi med kriterier for dannelse av snøskred, samt studier av terrengformenes betydning for snøskredfaren.

DANNELSE AV SNØSKRED

Spenningsforholdene i snødekket i et skredparti er meget komplekse og kvantitativt sett ikke målbare. Spenningsbildet kan derfor kun forstås ut fra forenklinger. I horisontalt terreng vil snøen gjennomgå en vertikal setningsbevegelse. Denne setningen er størst i nyfallen snø når temperaturen er nær 0°C . I hellende terreng vil tyngdens komponent parallelt med skråningen forårsake en langsom krype-bevegelse og snøen vil deformeres plastisk. Bevegelsen er størst nær overflaten og avtar mot bakken. I tillegg vil hele snøpakken også gli langs bakken (se fig. 25.1). Varierende terrenghelning, underlagets ruhet og varierende snødybder fører til varierende sige og glidebevegelser. Av denne grunn vil spenningsene i snødekket variere fra sted til sted, og man får soner med strekk, skjær og trykkspenninger.

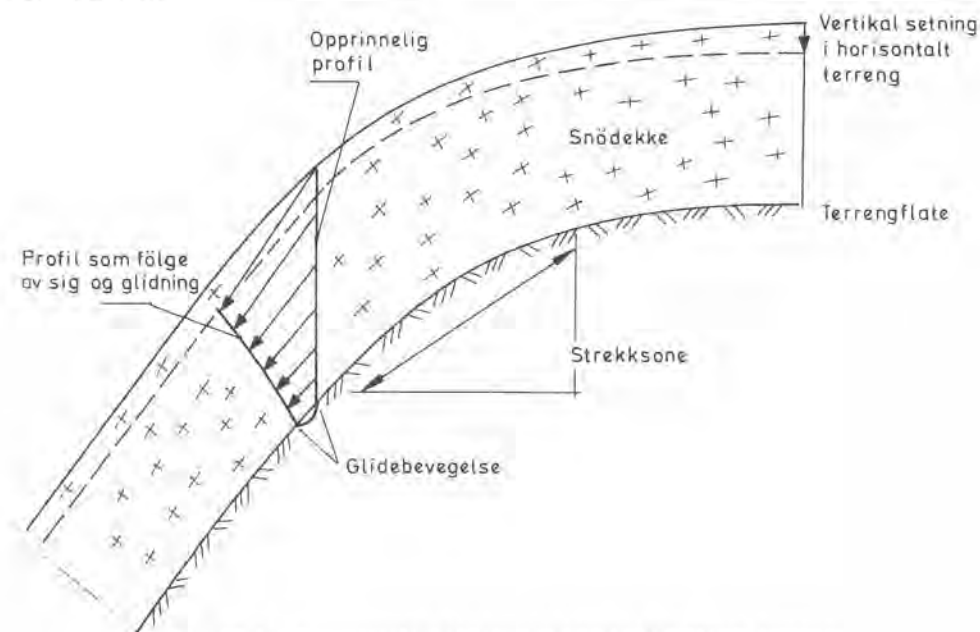


Fig. 25-1. Spenningsforholdene i snødekket i hellende terreng.
Stress conditions in snow pack on sloping terrain.

Skredet utløses når spenningene i et ovenforliggende lag overstiger fastheten i et svakere lag lenger nede i snødekket. Som regel forekommer et primært skjærbrudd. Dette forplanter seg raskt til sidene og fører til nye brudd fordi omgivelsene blir overbelastet. På denne måten beveger bruddet seg innover områder med høyere stabilitet. Øverst oppe i henget i nærheten av steder der snødekket er godt forankret til underlaget skjer det så et strekkbrudd med dannelse av den typiske "bruddkanten". Denne kan ha en høyde fra 15–20 cm opptil et par meter, i enkelte tilfelle endog flere meter. Bruddkantens lengde kan gå opp i flere hundre meter (se fig. 25.2).

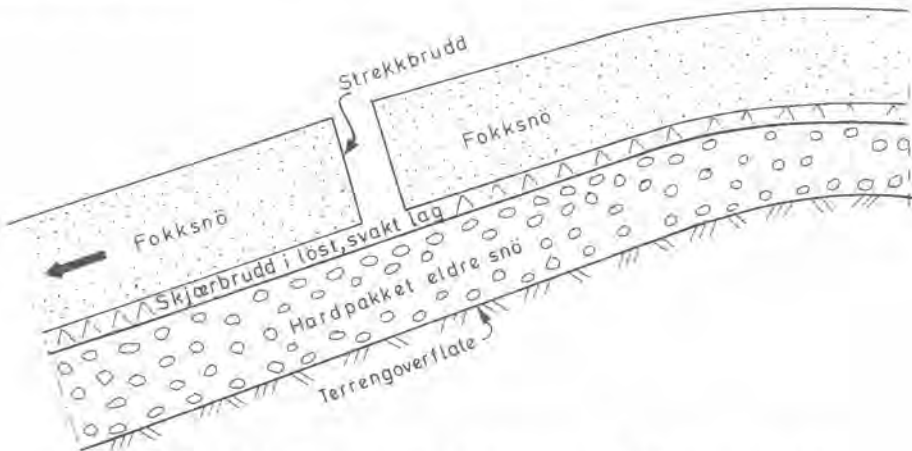


Fig. 25-2. Vanlig sammensetning av snødekket ved flakskreddannelse.
Regular build up of snow pack by slab avalanche.

SKREDBEVEGELSEN

Umiddelbart etter bruddet glir snøblokkene i en slags rutsjebevegelse. Vanligvis øker så hastigheten og snøblokkene brytes i stykker. Bevegelsen får karakter av flytning og turbulensen tiltar. Ved ca. 10 m/sek. og tørt snø hvirvles snøstøv ut i luften, og det oppstår en kombinasjon av flytning langs bakken og turbulent luftbevegelse. Under ideelle forhold kan hastighetene bli store, og det er registrert verdier på over 100 m/sek. dvs. bortimot 400 km/t. På grunn av friksjonen mot underlaget og luftmotstanden vil hastigheten alltid være mindre enn det rene friksjonsfrie fall hvor

$$v = \sqrt{2gh}$$

Realistiske hastighetsverdier for store skred der terrenghelningen er ca. 38–40° er:

Våre flyteskred	10–30 m/sek.
Tørre flyteskred	30–40 m/sek.
Støvskred	30–70 m/sek.

I de såkalte støvskredene foregår hele bevegelsen i luften og skredet faller nærmest som en tung gassblanding gjennom luften og oppnår stor hastighet og rekkevidde.

Trykkvirkningen fra skred er proporsjonal med tettheten og med kvadratet av

hastigheten. Eksakte verdier for tettheten i skredmasser under bevegelse er ikke kjent, men kan sannsynligvis settes til:

Våte flyteskred	300–500 kg/m ³
Tørre flyteskred	50–300 kg/m ³
Støvskred	2–15 kg/m ³

For blandede skred der man har en kombinasjon av bakke/luftbevegelse ligger verdiene sannsynligvis mellom 15–20 kg/m³. Skredets trykkvirkning (p) kan uttrykkes ved:

$p = \frac{\gamma}{g} \cdot v^2$. For et tørt flyteskred med tetthet 300 kg/m³ og hastighet 30 m/sek., blir trykket mot en rett vegg således 27 t/m². Det er målt trykkrefter på over 100 t/m², men dette har vært høyt oppe i skredbanen hvor hastighetene er nær maksimale. Støvskredene medfører som regel ikke trykk over 10 t/m² om hastighetene er store. Årsaken til de forholdsvis lave verdiene er at tettheten er svært liten. Skog og normale bygninger har likevel ingen mulighet til å motstå slike krefter, særlig ikke når trykkvirkningene kan forekomme høyt over bakken i for eksempel 5–10 m høyde.

Når et støvskred beveger seg nedover en fjellside med svært bratt fall, vil man foran selve skredet få en ren lufttrykkvirkning som kan nå anseelig størrelse, men normalt vil trykket her være lavere enn i selve skredet.

TERRENGFORMENES BETYDNING

Terrenghelningen er sannsynligvis den enkeltfaktor som har størst betydning for graden av skredfare. Prinsipielt vil alle skråninger av noen utstrekning kunne gi opphav til skred når terrenghelningen ligger mellom 11 og ca. 60°. Dette er en stor spredning og angir ekstreme verdier. Hyppigheten av skred ved lave og høye verdier vil derfor være liten. Den optimale terrenghelning for størst skredfrekvens ligger på omkring 45°, og for praktisk bruk bør man regne med at skråninger med gradianter mellom 30 og 55° kan gi opphav til skred (se fig. 25.3). Samtidig må ruheten i skråningen være såpass liten at ujevnhetene i skredets løseområde dekkes av snø. Dvs. at når skråningen er skogkledd helt til topps, eller det

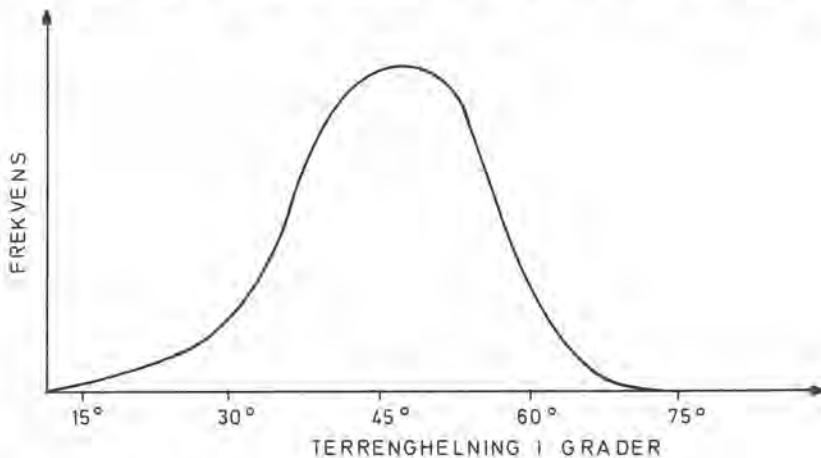


Fig. 25-3. Forholdet mellom skredhyppighet og terrenghelning.
Relation between frequency of avalanche and slope of terrain.

finnes andre ujevnheter som ikke dekkes av snø i løpet av vinteren, holdes snødekket på plass og faren for skred blir liten.

I alminnelighet gjelder det at skred utløses på steder som samler mye snø, dvs. terreng som ligger i le for vinden. Vinden må sies å være skredenes byggmester, i det den frakter, omfordeler og pakker snøen. Slike le-eksposisjoner finnes i botner, skålformede forsenkninger av forskjellig størrelse og utforming, og i gjel og bekkedaler i fjellsiden. Platåer innenfor et skredfarlig område fører til at relativt store fokksnømengder kan fraktes ut i fjellsiden og gi større skred enn formasjonene i fjellsiden isolert sett gir inntrykk av. Større, flatere partier i bratte fjellsider er også steder hvor snøen samles opp. Overgangen mellom en bratt fjellside og uren nedenfor fremstår også som steder hvor brudd forekommer. Likeledes er svabergpartier potensielle løsneområder, kanskje særlig for skred som går om våren som følge av gjennomfukting av hele snødekket med dannelsen av smeltevann langs fjelloverflaten.

Terrenghelninger ned mot ca. 30° gir som regel store, men sjeldne skred hvis mulighetene forøvrig ligger til rette for oppsamling av store snømengder. Der terrenget er brattere over ca. 45° vil hyppigheten som tidligere nevnt være stor, men skredene vanligvis små.

Når man studerer en fjellside nede fra dalbunnen med tanke på skred, er det lett å undervurdere størrelsen på terrengformene øverst oppe fordi avstanden dit opp er lang, og fordi fjellsiden betraktes fra en ugunstig synsvinkel. Derved synes eventuelle løsneområder små og ubetydelige. Fra motsatt dal- eller fjellside får man bedre oversikt, men aller best er et helikopter som gir mulighet for å komme løsneområdet på nært hold slik at man får et riktigere bilde av størrelsesforholdene i fjellsiden. Betrakning fra forskjellige synsvinkler er også nødvendig for at inntrykket av alle terrengformasjonene i skredområdet skal bli så fullstendig som mulig.

Når et konkret område skal vurderes, bør man starte med å lete etter potensielle løsneområder. Først på kart og flybilder, deretter i terrenget. Alle områder av den type som er beskrevet foran er aktuelle i denne sammenheng. Terrengprofil av potensielle skredbaner bør tegnes opp, og sammen med kart og flybilder gir dette et godt forhåndsgrunnlag for vurdering av faren.

KLIMAFORHOLD

En avgjørende faktor er selvsagt klimaet på stedet, som sammen med terrengformene er bestemmende for skredhyppigheten. Store nedbørintensiteter i form av snø, samt hyppige og sterke vinder kombinert med snøfall gir gode betingelser for dannelsen av snøskred. Beliggenheten av et skredparti i forhold til den framherskende nedbørsførende vindretning blir svært viktig når et område skal vurderes. Kanskje særlig gjelder dette for midlertidige installasjoner, f.eks. anleggsvirksomhet. I slike tilfelle hvor man bare er på stedet et fåtall år, er muligheten liten for at spesielle vær-situasjoner med sjeldne vindretninger kombinert med nedbør skal inntreffe. Størst hensyn må derfor tas til de vanligste nedbørsførende vindretninger. Når det derimot gjelder permanent bebyggelse, må man i vurderingen ta hensyn til at helt spesielle værforhold kan inntreffe i løpet av f.eks. en 300 års periode. I slike tilfelle blir det topografien som teller mest i vurderingen.

SKREDSKADER I SKOG

Skogen røper ofte skredaktivitet, særlig hvis skredene går hyppig. Ved årvisse skred fjernes skogvegetasjonen helt, i hvert fall sentralt i skredbanen. Utover til sidene og lengst

nede blir skogen eldre og eldre etter hvert som avstanden til sentrale områder i skredbanen øker. Skogen påvirkes og skades av skredene på forskjellig vis. Trærne er gjerne knekket, splintret eller bøyet der skred har gått. Gamle trær med grove stammer knekkes ofte lettere enn yngre myke trestammer. Særlig yngre bjørketrær står forbausende godt mot skredpåkjenningene, trærne bøyes bare ned og retter seg opp igjen om våren. De får imidlertid en karakteristisk bøy (se fig. 25.4). Slike former *kan* også skyldes snøsig, og man skal være forsiktig med å trekke sikre konklusjoner ut fra vegetasjonsskader alene. I eldre skog vil også vindfall være vanlig. Hvis skogen imidlertid ligger nedfelt i én retning som striper eller gater nedover fjellsiden, kanskje også opp i motsatt dalside, er det sannsynligvis skred som er årsaken.



Fig. 25-4. Skredpåvirket vegetasjon.

Vegetation influenced by snow avalanches.

Ofte vil det være tydelige sprang i aldersforskjellen på skogen ut til sidene for de sentrale områdene i skredbanen. Årsaken til dette er at skred med mange års mellomrom går større enn vanlig og ødelegger skogen i soner utover til sidene. Jo lenger ut man kommer fra skredet, jo eldre blir skogen. Skogen i et skredfar skiller seg også ut ved at den får en friskere grønn farge om våren, sannsynligvis på grunn av aldersforskjellen til den eldre skogen ut til sidene som er mindre påvirket av skred. Skredskader i skog kan alderbestemmes hvis skogen fortsatt er i live. Når stammene bøyes ned av skredet, vil grensene innstille seg på nytt i vertikalretningen. Ved å telle år-ringer på disse grenene, kan man få en idé om når skredet gikk (se fig. 25.5).



Fig. 25-5. Nye skudd som vokser vertikalt etter at treet er knekket av skred.

New sprouts which grows vertical after the tree is bent down by snow avalanches.

SPOR I LØSMASSE

Store skred, og særlig vårscred, går gjerne helt ned til bakken og virker eroderende, særlig i øvre deler av skredbanen. Blokker, stein, sand, grus og jord dras med av skredet og avsettes i utløpsområdet. Ved store, hyppige skred er terrenget nederst i skredbanen gjerne oversådd av slikt materiale. Skredtransporterte masser kan være vanskelig å skille fra masser som er bragt på plass av elver og bekker i fjellsiden, eller på grunn av rene blokkfall. Imidlertid vil skredene som regel transportere løsmaterialet lenger bort fra fjellsiden og ut i flatere terreng enn det mindre bekker og steinsprang er i stand til. Et annet karakteristisk trekk ved skredtransportert materiale, er at mindre stein og grus kan være avlagret oppå større stein og blokker. Årsaken er at stein- og grusmateriale som har ligget inne i skredmassene og smeltet ned når skredet tinte vekk, blir avleiret slik som beskrevet, oppå store steiner og blokker (se fig. 25.6).

På steder hvor store skred kommer ned fra en bratt fjellside og overgangen til den flatere dalbunnen er skarp og markert, vil skredene grave en fordypning i bakken på grunn av avbøyningskraften. Derved dannes en forsenkning, og massene som eroderes ut legges opp i en voll. Det samme kan ses der skred går ned i elver. I elvebunnen og på sidene finnes gjerne løsmasser, og disse kastes opp på den borteste elvebredden. I årenes løp kan det dannes nokså store, karakteristiske voller på denne måten (se fig. 25.7). Også i vann og langs fjordkanten kan man finne spor etter slik aktivitet.

SKREDENES UTLØPSOMRÅDE

En vesentlig problemstilling ved vurdering av skredfaren er spørsmålet om hvor langt ut i



Fig. 25-6. Småstein avlagres oppå større stein og blokker.
Cobbles places up on larger stones and blocks from melting avalanche mass.



Fig. 25-7. Skredvoll i elvebredden.
Embankment created by avalanches at the river bank.

dalbunnen eller bort fra fjellsiden skredmassene kan tenkes å nå. I det praktiske rådgivningsarbeid er vurderingen av denne såkalte utløpsstrekningen ett av de vanligste problem man blir stilt ovenfor. Samtidig er det ett av de spørsmål som er vanskeligst å besvare fullt ut.

Skredenes evne til å bevege seg utover terrenget der terrenghelningen er så liten at oppbremsing av skredmassene foregår, skyldes flere faktorer, vesentlig skredets hastighet og friksjonen mot underlaget. Hastigheten er igjen avhengig av hvor store masser som går til brudd, terrenghelningen og friksjonsforhold i skredbanen og i snøen.

Hvis skredet tvinges inn i skar, gjel eller andre terrengformer oppe i fjellsiden, slik at skredmassene konsentreres nedover i skredbanen, vil hastigheten nødvendigvis øke. Hvis samtidig overgangen mellom fjellsiden og dalbunnen er jevn og slett, er betingelsen til stede for at skredets utløpsområde blir langt. I ekstreme tilfelle kan forholdet mellom skredets vertikale fallhøyde (h) og den totale horisontale utstrekning (l) gå ned mot 0,36. Dvs. $\frac{h}{l} = 0,36$. Dette tilsvarer at siktelinjen fra skredmassenes front der disse stanset og opp til bruddkanten blir ca. 20° med horisontalplanet (fig. 25.8). Som regel er denne vinkelen større, sannsynligvis mellom 25° og 35° .

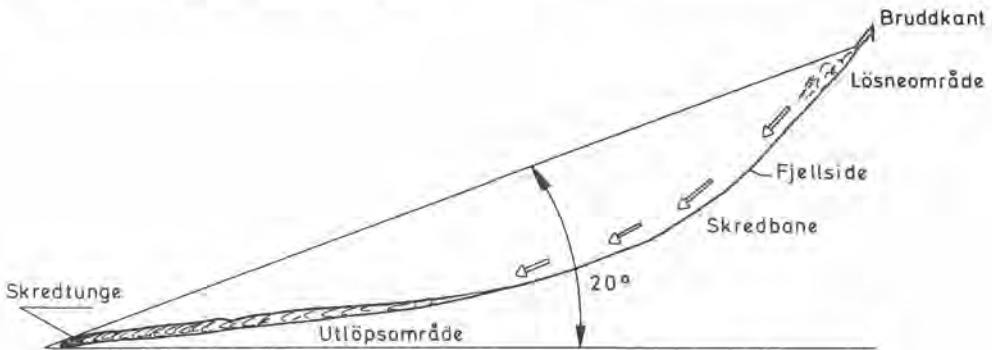


Fig. 25-8. Skredets utløpsområde kan få stor utstrekning.

The outflow area of the avalanche may be very wide.

Beregning av skredenes utløpsområder har vært forsøkt ved hjelp av forskjellige metoder, fra rent empiriske til rent fysisk/matematiske modeller. Hittil ser det imidlertid ikke ut til at man har kommet fram til anvendelige og sikre kriterier på dette felt. Fastsetting av grenser som skiller mellom skredfarlig og ikke skredfarlig terreng er derfor fortsatt for en stor del basert på skjønn og erfaring.

LAWS OF FRICTION IN SNOW MECHANICS

Friksjonslover i snømekanikk

Dr. David M. McClung, Norwegian Geotechnical Institute

SUMMARY

Laws of sliding and friction are of primary importance in the determination of pre-fracture conditions for slab avalanches as well as for practical considerations such as determining snow pressure loads on constructions built in mountainous terrain.

This paper is concerned with the laws of friction and sliding for two cases: Snow gliding (when the entire snow pack slides over the ground) and 2. Shear failure within a thin layer of dry snow.

SAMMENDRAG

Lovmessige sammenhenger for glidning og friksjon i snø er av den største betydning for å bestemme betingelsene umiddelbart før brudd i et flakskred og likeledes for praktiske vurderinger som å bestemme snøtrykk mot bygningskonstruksjoner i fjellet.

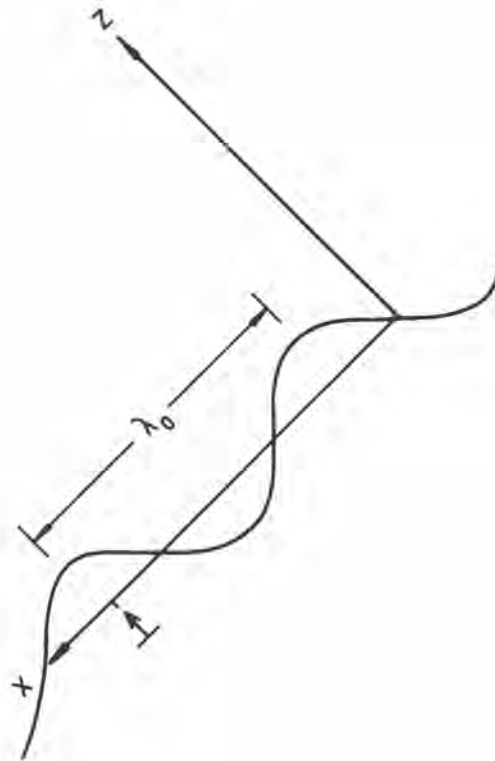
Denne artikkelen behandler lover for friksjon og glidning i to tilfeller: 1. Glidning av snø (når hele snølaget glir langs underlaget) og 2. Skjærbrudd i et tynt lag av tørr snø.

1. LAWS OF FRICTION IN RELATION TO SNOW GLIDING

Snow gliding is the slow, steady slip of the entire snow pack over the ground. The fundamental problem in relation to snow gliding is the relationship between the average shear stress τ_{xz} and the slip velocity U_0 .

A. GLIDING ON ROUGH SURFACES

Consider first the problem where the ground over which the snow is gliding is composed of a spectrum of different sized and shaped roughness obstacles. We begin by considering the simple problem where the roughness obstacles are sinusoidal in shape (Figure 26.1). It is an experimental fact that water must be present at the base of the snow pack for glide to occur. Thus, we take the average shear stress, τ_{xz} , to be the downslope component of the normal stress on the obstacles.



BED GEOMETRY $Z_0 = A \cdot \sin(K_0 X)$

$$K_0 = \frac{2\pi}{\lambda_0}$$

Fig. 26-1. Definition of geometry for snow gliding over a rough surface.
Definisjon av geometri for glidning av snø på en ru flate.

One mechanism by which snow may glide over the obstacles is by slow, viscous creep. If we solve for the stress and flow over the roughness obstacles considering the snow to be Newtonian viscous we obtain the following sliding law:

$$\tau_{xz} = (\mu A^2 K_0^3) U_0 \quad (1)$$

where μ is the shear viscosity and the other terms are defined in Figure 26.1.

Another mechanism which may be operative is pressure melting or regelation. Snow melts under pressure and this makes possible melting on the uphill sides of the obstacles with refreezing on the downhill sides with heat flow through the obstacles maintaining the sliding process. If this heat flow problem is solved, the relationship between the shear stress and the slip velocity is:

$$\tau_{xz} = \frac{A^2 L K_0}{4CK} U_0 \quad (2)$$

where K is the thermal conductivity, L the latent heat and C the slope of the temperature-pressure curve in the pressure melting process.

Thus, both of these mechanisms show a linear dependence of shear stress on glide velocity with the constant of proportionality depending on geometry and physical constants relevant to snow.

The *creep mechanism* will be faster over large obstacles with respect to width. *Pressure melting* and subsequent gliding may be faster over the smaller obstacles with respect to width because such obstacles would present shorter heat conduction paths. These processes will, in general, proceed at different rates for a given geometry. The process which proceeds at the faster rate will most important to determining the sliding law under a given set of conditions.

B. SNOW GLIDING ON SMOOTH SURFACES

The fastest field measurements of snow gliding are on smooth surfaces such as smooth grass or rock surfaces. In this case, there are few obstacles to provide stress concentrations for creep or for pressure melting so it is possible that the snow pack may simply slide over the ground.

Haefeli (H. Bader, and others [1939]) conducted experiments of snow blocks sliding over a glass plate for various interface temperatures and applied normal stresses. Haefeli's experiments showed a linear relationship between τ_{xz} and slip velocity. The results of his experiments may be written:

$$\tau_{xz} = K' U_0 \quad (3)$$

where K' depends upon the normal stress, σ_N and the interface temperature, T_i .

It is evident that if rougher surfaces had been used, K' would have been increased so that, in general, K' would depend upon geometry. Figure 26.2 shows Haefeli's results for the case where $\sigma_N = 0.49 \times 10^4 \text{ N/m}^2$. The figure shows straight line relationships for a dry ($T_i < 0^\circ\text{C}$) interface, a partly wet ($T_i \simeq 0^\circ\text{C}$) interface and a wet ($T_i > 0^\circ\text{C}$) interface.

C. TOWARD A GENERAL THEORY OF SNOW GLIDING

It seems evident that any of the mechanisms of gliding can as a first approximation be described by the following equation:

$$\tau_{xz} = \Lambda U_0 \quad (4)$$

where Λ depends on the geometry and the amount of water available for lubrication of the interface surface.

If more water is available than just a thin film, it is possible that on rough surfaces, small roughness obstacles will be drowned out increasing stress concentrations on the larger obstacles resulting in faster creep. On the other hand, regelation would tend to be suppressed under these conditions resulting in slower contribution from this mechanism. If obstacles were nearly drowned, separation might occur and sliding might take over as the mechanism.

Gliding measurements were conducted at the Norwegian Geotechnical Institute's research station in Grasdalen, Stryn, Western Norway during the 1974–75 session. These

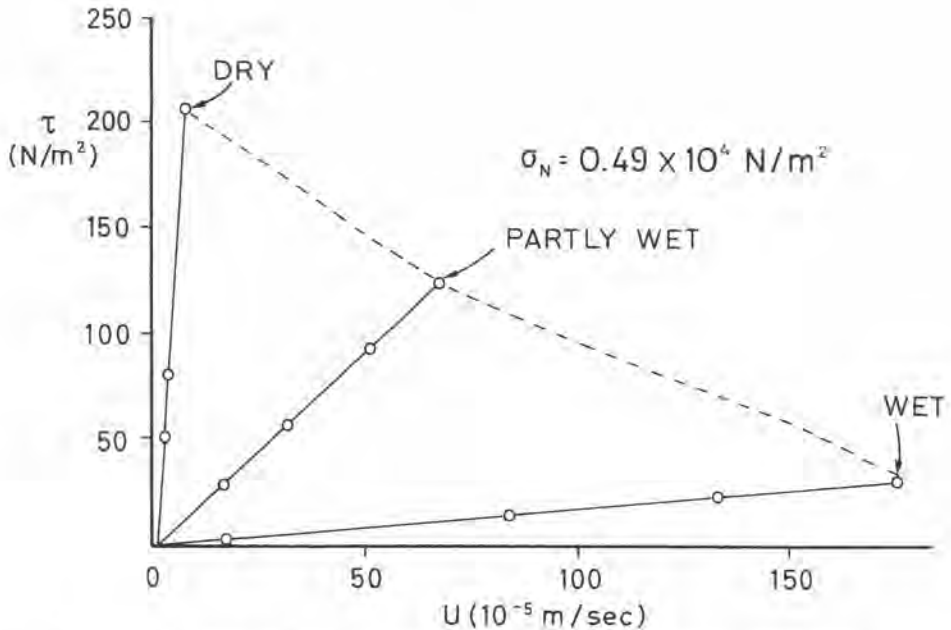


Fig. 26-2. Result of Haefeli's experiment of snow sliding over a glass plate.
Resultat av Haefeli's eksperiment med snø glidende på en glassplate.

experiments were conducted on rock slabs which had only small scale roughnesses. These experiments showed very small glide rates unless rain or melt water was reaching the interface. These experiments indicate that the pressure melting mechanism is very slow in the natural snow pack and perhaps it is not a viable sliding mechanism. This is a reasonable result since body weight stresses in the seasonal snow pack would not be expected to be high enough to provide pressure melting.

Crack formation and full depth spring wet avalanches are associated with times when excessive melt water or rain water is present in the snow pack. Under these conditions we expect that increased creep rates or sliding rates over a region at the base of the slab will result in high tensile stresses and promote wet slab avalanche release. The transition from a region of slow sliding to a region of fast sliding in a wet snow slab is analogous to strain softening processes seen in other geotechnical sliding processes.

2. FAILURE WITHIN A THIN WEAK LAYER OF DRY SNOW: FRICTION OF SNOW ON SNOW

Snow stratigraphy studies at the fracture line of slab avalanches show that the situation often consists of a layer of harder, wind packed snow overlying a thin weak layer. Shear failure within a weak layer is the most obvious starting point for evaluating the conditions previous to fracture for this situation.

In order to determine the field conditions relevant to this problem in-situ shear creep rates were undertaken in Grasdalen, during the 1974–75 season. These creep rates along with similar data measured by the author during 1972–73 and 1973–74 in the USA indicate

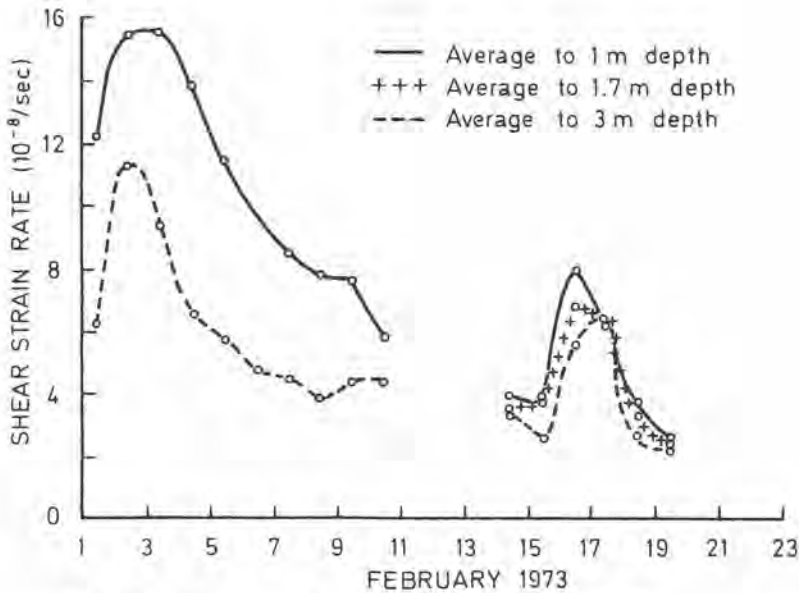


Fig. 26.3. Estimates of insitu shear strain rate in snow.
Anslag over insitu skjærdeformasjonshastighet i snø.

that during times when slab avalanche hazard is high, shear creep rates are high and snow properties are rapidly changing. Figure 26.3 shows an example of the data measured during 1973 by the author. Slab avalanche fracture lines were observed on February 2 following a storm with a deposit of new snow, while conditions were stable by February 10. The peak near February 17 is due to rain. These measurements qualitatively indicate that time dependence will be important in dealing with slab avalanche problems.

The most important measurement relevant to studying the failure conditions at the fracture line is the relationship between the shear stress τ_{xz} and the deformation under the expected conditions. Such measurements were initiated during the 1974–75 season in the cold laboratory of the research station in Grasdalen. The measurements were made with the direct simple shear equipment described by Bjerrum and Landva (1966) employing wire reinforced rubber membranes to maintain plane strain conditions.

Figure 26.4 shows a typical set of results from these tests. The shear strength of the snow is taken to be composed of cohesion in the form of bonds between snow crystals and a residual friction after the bonds are broken. If a region at the base of a snow slab has softened to a residual friction, high tensile stresses will be promoted in the region between the softened area and the unsoftened area and the likelihood of tensile fracture and subsequent avalanching is greatly promoted.

These tests represent the first reported measurements of peak to residual strength for snow and they show the effect of strain-softening for the first time in snow. These properties will be important to the evaluation of shear failure as a mechanism of slab avalanche release.

All of the concepts and field and laboratory tests mentioned in this paper will be reported in detail in the Norwegian Geotechnical Institute Publication series.

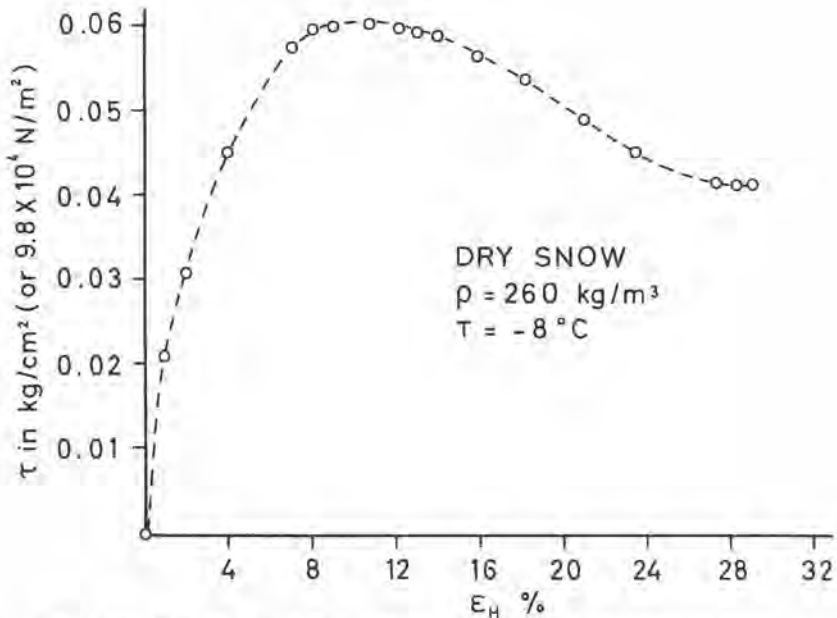


Fig. 26-4. Typical result of direct simple-shear test on cohesive snow.
 Typisk resultat av direkte skjærforsøk på kohesiv snø.

REFERENCES

- H. BADER, R. HAEFELI, E. BUCHER, J. NEHER, O. ECKE, C. THAMS, P. NIGGLI. *Beitrage zur Geologie der Schweiz. Geotechnische Serie. Hydrologie, Lief. 3.* (English Translation: U.S. Snow, Ice and Permafrost Research Establishment. Translation 19, 1954).
- BJERRUM, L. AND A. LANDVA, 1966. Direct Simple-Shear Tests on a Norwegian Quick Clay. *Geotechnique*, Vol. 16, No. 1. London, p. 1-20.
- PERLA, R. I. (1974). Stress and Progressive Fracture of Snow Slabs. *Union Géodésie et Géophysique Internationale. Association Internationale d'Hydrologie Scientifique. Commission des Neiges et des Glaces. Symposium on Snow Mechanics, Grindelwald, Switzerland, 1-4, 5-4, 1974. In press.*
- McCLUNG, D. M. (1974). Creep and the Snow-Earth Interface Condition in the Seasonal Alpine Snow-Pack. *Union Géodésie et Géophysique Internationale. Association Internationale d'Hydrologie Scientifique. Commission des Neiges et des Glaces. Symposium on Snow Mechanics, Grindelwald, Switzerland, 1-4, 5-4, 1974. In press.*
- McCLUNG, D. M. (1974). Avalanche Defense Mechanics. (Ph. D. Thesis, University of Washington, Seattle, Washington, 1974). Unpublished.

UDDEVALLAVARVET. ETT EXEMPEL PÅ UTNYTTJANDE AV ÖVERSKOTTSMASSOR AV SPRÄNGSTEN FÖR BYGGNADSÄNDAMÅL

Uddevalla Shipyard. An example of how to use surplus masses of blasted rock for building purposes

Sven Hansbo, Institutionen för geoteknik med grundläggning, Chalmers Tekniska Högskola

SAMMANFATTNING

I artikeln visas hur man kunnat utnyttja ca. 900.000 m³ överskottsmassor av sprängsten för att på stort vattendjup skapa nytt industriområde. Området har starkt växlande undergrund med stora nivåskillnader hos berggrunden och med delvis mäktiga gyttje- och leravlagringar. Sprängstenen har använts dels för att bygga en ända till 40 m djup barriär ner till berggrunden längs den nya strandlinjen som stöd för lermassorna innanför, dels för att skapa en sättningsfri undergrund för kajer, travers och kranspår.

I sistnämnda fall har sprängstensfyllningen ändtippats i havet från land efter bortmuddring av all lera. Den har sedan packats enligt den av Technique Louis Menard utvecklade fallviktsmetoden. Fallvikts massa har varit högst 40 t, fallhöjden högst 40 m. Fyllningens maximala tjocklek har här varit 35 m. Kontroll av packningsresultatet har utförts med pressiometerförsök, seismisk refraktionsmätning, belastningsförsök och retardationsmätning på fallvikten. Samstämmiga resultat erhöles. Seismisk refraktionsmätning har visat sig ge tillräcklig noggrannhet för att kunna användas som praktisk kontrollmetod.

SUMMARY

In the paper, the possibility of using blasted rock for building purposes is described. In the case treated, 900.000 m³ of rock fill have been utilized to create a new industrial area at a site where the water is very deep. The geology of the site is dramatic. The area is mountainous and in the mountain gullies, mud and clay deposits of up to 50–60 m of depth are found. The blasted rock obtained during the building activity at the site has been used partly to build a barrier down to bedrock along the new coast line, forming a support against the clay masses inside, and partly to create a good, solid foundation with a high modulus of deformation for the quays, gantry and crane tracks.

After removing the existing clay by dredging, rock fill was dumped into the sea from trucks. It was then compacted by means of the heavy tamping method developed by Technique Louis Ménard. A 40 t weight was dropped from a maximum height of 40 m. The maximum thickness of the rock fill compacted was 35 m. To control the effectiveness of compaction and to ascertain that compaction was not finished until the prescribed deformation moduli were achieved, pressuremeter tests, seismic refraction measurements, plate loading tests and measurements of the retardation of the falling weight were carried out. Consistent results were obtained. The seismic method proved to be a good engineering tool for control of the results of compaction of the rock fill.

Byggnadsverksamheten i vårt land är ofta förenad med stora sprängningsarbeten och de överskottsmassor som därvid erhålls har hittills ofta körts på tipp mot avgift eller hämtats utan ersättning till något anläggningsarbete där man haft behov av okvalificerade fyllningsmassor. Det är först på senare år som man börjat inse de möjligheter som föreligger att genom packning av sprängsten skapa en sättningfri och högkvalitativ undergrund. Den alltmer uttalade bristen på naturligt ballastmaterial till betong har också medfört att allt större krossanläggningar för sprängsten kommit i bruk och detta användningsområde torde utan tvivel få mycket stor framtida betydelse.

Uddevallavarvet kan tjäna som ett exempel på hur man kunnat utnyttja mycket stora överskottsmassor av sprängsten för att till skapa nytt industriområde. Sprängstensmassorna har använts dels i stabiliserande syfte, dels i syfte att åstadkomma en högkvalitativ byggnadsgrund. Den i detta sammanhang utnyttjade volymen sprängsten uppgår till ca. 900.000 m^3 , motsvarande 65% av totalt utsprängd volym, $1.400.000 \text{ m}^3$. Resterande mängd har nedkrossats och använts till framställning av betong.

Stabiliseringsvall

Det har länge varit känt inom Uddevallavarvet att stabiliteten för den befintliga äldre delen, belägen längst till höger i Fig. 27.1, ej är tillfredsställande. Gamla varvet är uppbyggt på en med silt och sand utfylld, grund havsvik med 40–50 m lerdjup. Byggnaderna grundlades till en början med kohesionspålar men senare också med stödpålar. Sättningar på ända till 2 m har uppkommit inom området och även avsevärda horisontalförskjutningar vilka medfört att pålar i vissa fall brutits av. Den beräknade säkerheten mot skred är endast 1,10.

I Fröländ, ca. 2 km väster om Uddevallavarvet, inträffade 1973 ett omfattande skred – ett annat, än mera påtagligt tecken på att stabiliteten längs kusten i Uddevallaområdet i vissa fall ej är tillfredsställande.

I västra delen av det nya varvsområdet, ungefär vid Blåsopp, Fig. 27.1, fanns en grund havsvik, Blåsoppviken, där utfyllningsarbeten från land med sprängsten pågått kontinuerligt sedan slutet på 1960-talet. Varvet önskade här utvidga området mot havet och utnyttja det som upplagsyta. Redan den befintliga fyllningen vilade på mäktiga leravlagringar och den nya, planerade utfyllningen skulle komma på än mäktigare lerlager, Fig. 27.2. Stora konsolideringssättningar var därför att vänta inom fyllningsområdet. Dessutom ingick i utbyggnadsplanerna en plåtlossningskaj, Fig. 1 t.v., med 11 m vattendjup, vilket krävde omfattande muddring utanför strandlinjen till fyllningsområdets västra del. Sättningar skulle ej medföra några allvarigare problem från varvets synpunkt och kunde därför accepteras. Däremot var det nödvändigt att radikalt förbättra områdets stabilitet. Redan tidigare hade lermassor pressats upp framför fyllningsfronten och en bortmuddring av lermassor i havet utanför skulle snabbt leda till djupgripande skred.

För att säkra stabiliteten av den tungt belastade planen, vid den i Fig. 27.1 och 27.3 visade tvärsektionen III-III beslöt man bygga en tvärgående sprängstensvall med basen nerförd till fast botten av möran eller berg under leran. Friktionen mellan denna barriär av sprängsten och fasta botten skulle därvid vara tillräckligt stor för att ge erforderligt stöd mot lermassorna och fyllningen innanför.

Man började med att utföra muddring till i stort sett de nivåer som visas i Fig. 27.3, dock som djupast till nivån -25. Första muddringsetappen utfördes till nivån lägst -17 med sugmudderverk, andra etappen till nivån lägst -25 med Pater Nosterverk. Därefter påbörjades

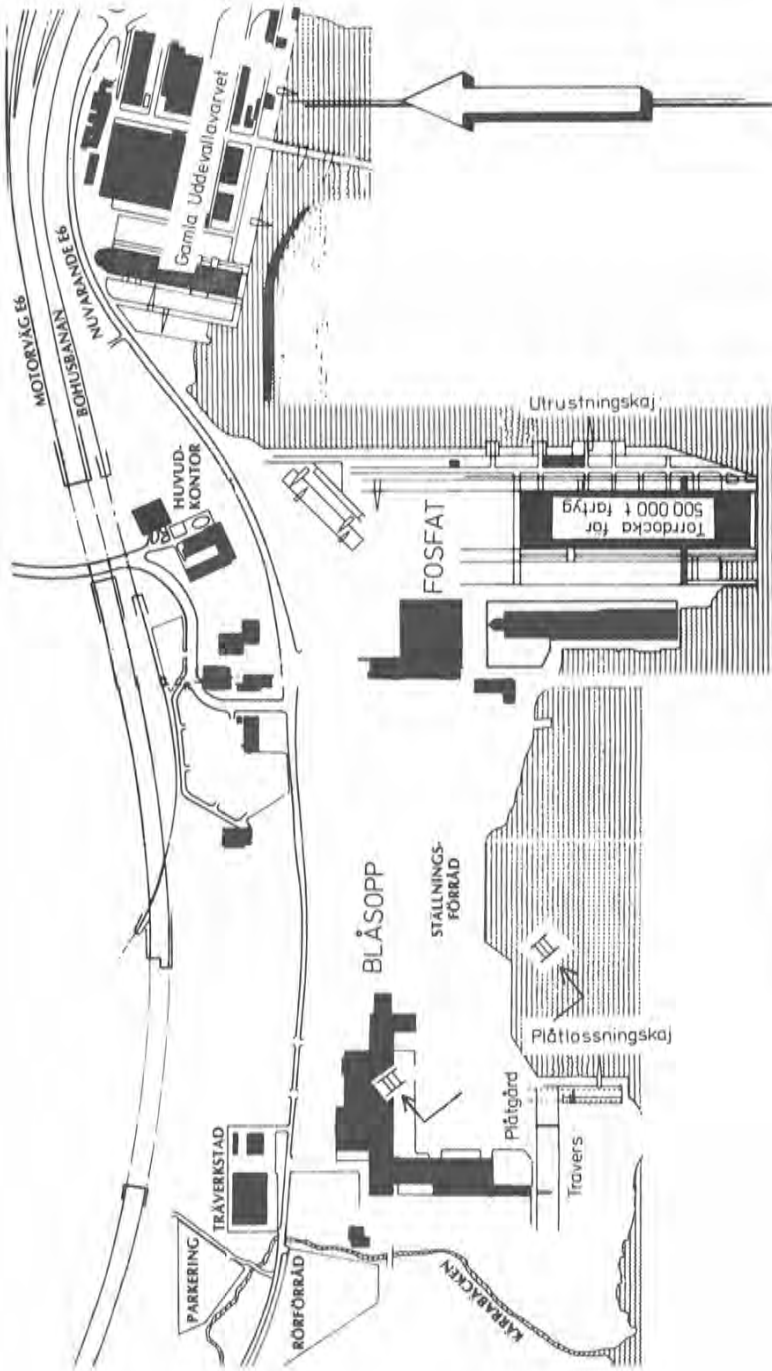


Fig. 27.1 Plan över Uddevallavarvet efter utbyggnad.

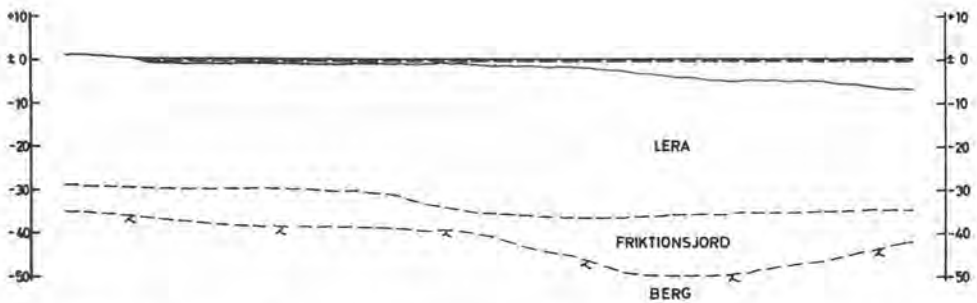
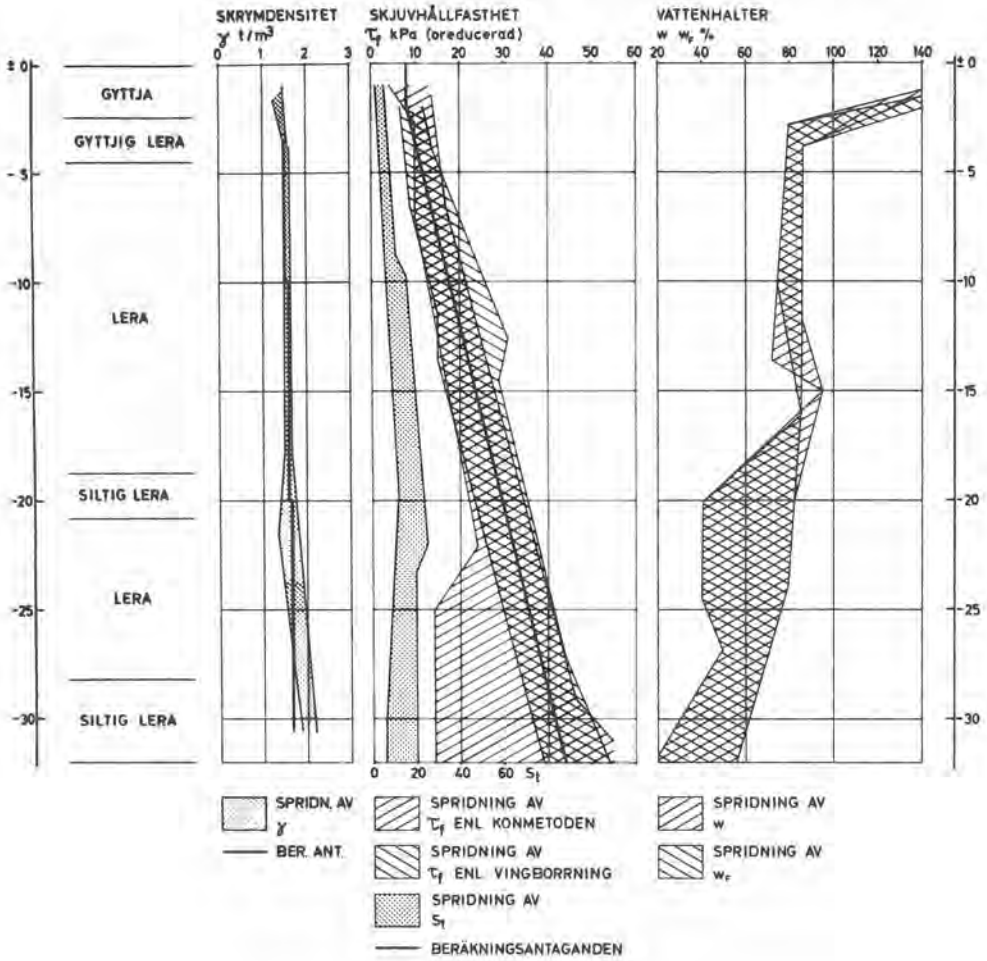


Fig. 27.2 Lagerföljd och geotekniska egenskaper i sektion III-III, jfr. Fig. 27.1 och 27.3.

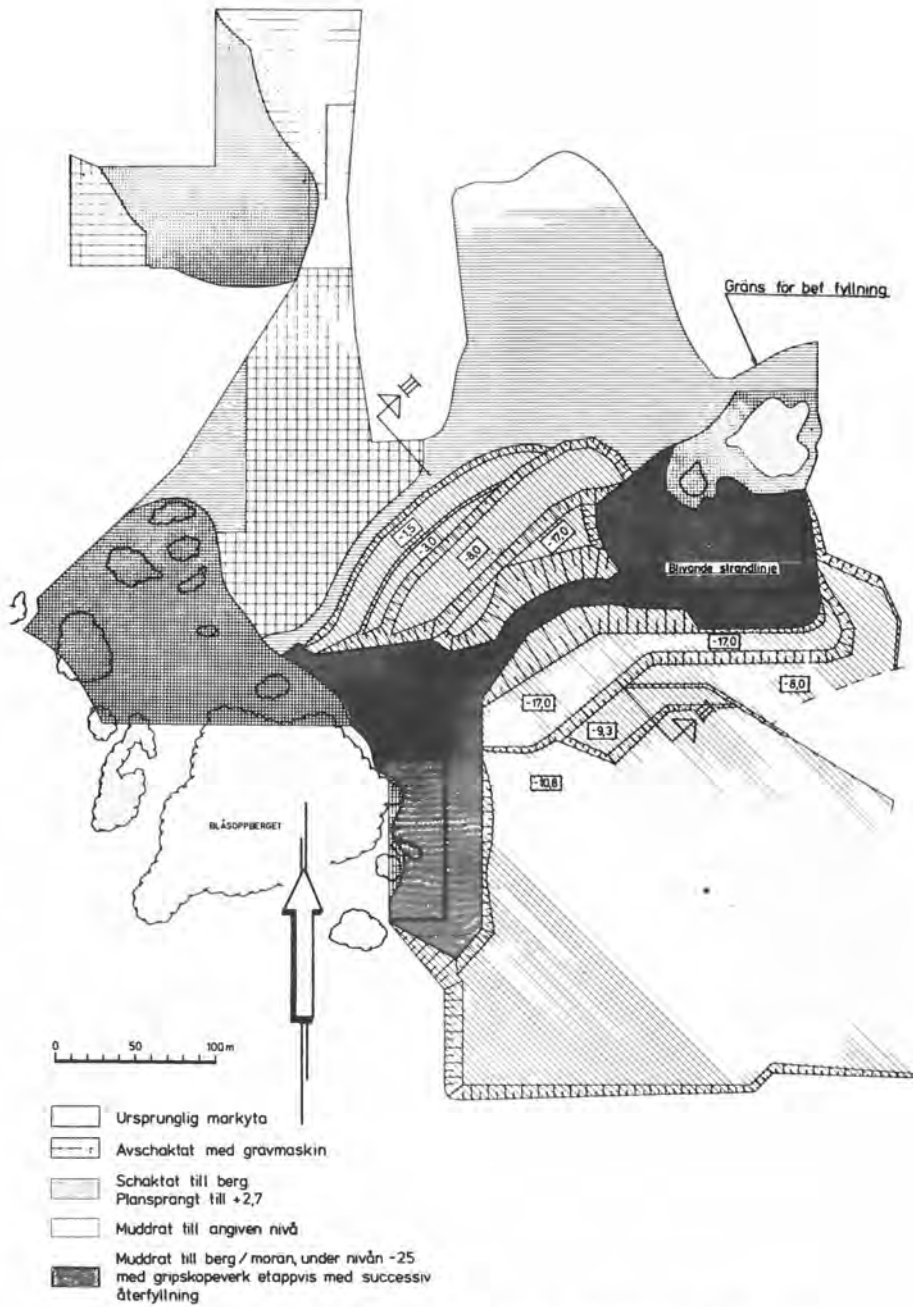


Fig. 27.3 Muddring, schaktning och sprängning i Blåsopp.

utfyllningen av sprängstensvallen från både öster och väster inom de områden för vallen där morän- eller bergytan blottlagts. Där morän eller berg fortfarande täcktes med lera, dvs. under nivån -25, utfördes resterande muddring med hjälp av gripskopeverk, etappvis och med successiv återfyllning, jfr. Fig. 27.4. Avståndet mellan muddringsfronten och fyllningsfronten begränsades till mellan 10 m och 6 m, där lerdjupet var störst (ca. 40 m). Fyllningen gjordes österifrån genom ändtipping av sprängsten från krönmitt av fyllningsbanken.

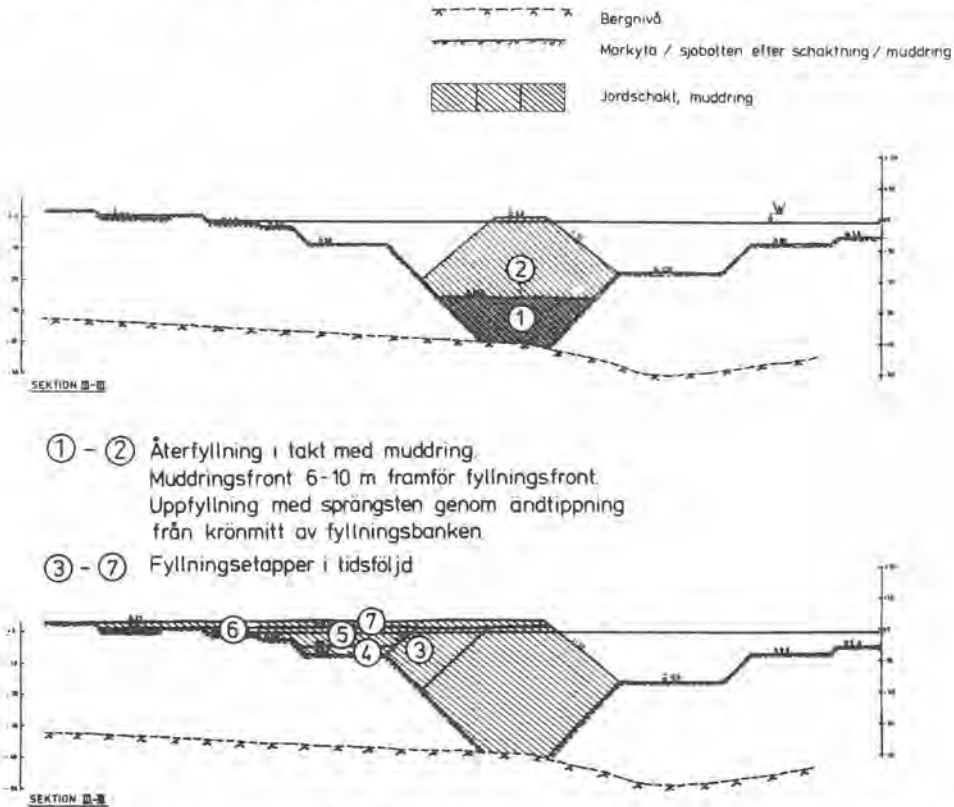


Fig. 27.4 Tvärsnitt genom sprängstensbarriären i Blåsopp. Muddringsprofil och återfyllningsplan.

Avsikten var att åstadkomma en plögform hos fyllningsfronten och därmed underlätta bortpressning av eventuellt kvarliggande lermassor. Arbetet kontrollerades kontinuerligt medelst såväl sondering som ekolodning och handlodning. För att förhindra skred inåt mot land måste återfyllningen innanför sprängstensvallen delvis utföras från pråm och man lämnade därför en tillräckligt stor och djup öppning i vallen för att medge båttransport in och ut, Fig. 27.5. Samtidigt med dessa arbeten gjordes avschaktning av markens ytskikt med grävmaskin innanför en skyddsremsa av ursprunglig mark, kvarlämnad för att hindra vatten att tränga in på området. Före uppfyllning med sprängsten lades här ett förstärkningslager av sand ut på lerytan.

Arbetena med sprängstensvallen och med fyllningsarbetena innanför vallen kunde



Fig. 27.5a Sprängstensbarriären i det närmaste utbyggd. En ränna har lämnats för att medge pråmtippling av fyllningsmassor innanför barriären.
b Sprängstensbarriären fullt utbyggd.

genomföras utan missöden. Endast ett mindre skred utan betydelse inträffade beroende på att vissa fyllningsmassor lämpades av på fel plats.

SPRÄNGSTEN SOM HÖGKVALITATIV BYGGNADSGRUND

Inom varvet finns ett antal sättningskänsliga byggnadskonstruktioner på det ur havet nyskapade området, dels den tidigare nämnda plåtlossningskajen med tillhörande traverskonstruktion, dels en 136 m lång utrustningskaj öster om den nya dockan, Fig. 27.1, och en ca. 200 m lång sträcka av ena spåret till en bockkran med 185 m spårvidd och med en egenvikt av 5000 t. Bockkranen skall bäras av 32 dubbelhjuliga boggies och skall ha en lyftkapacitet av 9 MN.

Packningsmetod

För samtliga dessa byggnadskonstruktioner beslöt man att utföra grundläggningen på packad sprängstensfyllning, ändtippad i havet efter föregående bortmuddring av lera eller annan finkornig jord ovan morän eller berg. Sprängstensfyllningen kom därmed att vila direkt på fast "inkompressibel" undergrund. Den area som omfattades av dessa speciella muddrings- och fyllningsarbeten var ca. 500.000 m². Fyllningens medeltjocklek är ca. 14 m och dess största tjocklek ca. 35 m.

Någon utsortering av grova block i sprängstenen gjordes inte och inte heller gjordes några ansträngningar för att vid sprängningen erhålla ett jämnt utfall. Sprängstensfyllningen kom därför att ha starkt varierande kornstorlek och kom även att innehålla en mängd mycket stora block. Med den använda fyllningsmetoden – ändtippning i havet från krönet av en hög slänt – erhålls normalt en hög porositet och en viss anrikning mot djupet av de största blocken. Kompressibiliteten och långtidssättningarna hos en sådan fyllning blir normalt stora. Starkt bidragande orsaker härtill är dels det höga antalet block och dessas skarpkantade form, dels det faktum att fyllningen ligger i vatten. I en fyllning med stora korn blir nämligen antalet kontaktpunkter per volymsenhet litet (vid 600 mm medelkornstorlek fås ca. 10 kontaktpunkter på 1 m² tvärsnittsarea jämfört med ca. 1 million vid 2 mm medelkornstorlek), sprängstenen är dessutom opåverkad av nötnings- och vittringsprocesser och vattnet slutligen bidrar till att minska hållfastheten hos bergmaterialet. Redan en liten last per enhetsarea ger därför upphov till krossning och flytning i kontaktytorna med åtföljande sättningar. (Nämnda förhållande bekräftades genom att man i den utlagda sprängstensfyllningen före packning fick egensättningar av närmare 1 m där fyllningens tjocklek var störst).

Eftersom sprängstensfyllningen ej kunde packas på traditionellt sätt – skiktvis med vibrationsvältar – valdes den av TLM (Technique Louis Ménard) utvecklade metoden: packning med fallvikt. Enligt denna metod släpps en tung fallkropp från stor höjd med hjälp av speciella kranar. Packningsdjupet bestäms av fallviktens massa och av fallhöjden. Som grov tumregel kan man använda sambandet

$$d = \sqrt{mh}$$

där d = packningsdjupet i m
 m = fallviktens massa i t
 h = fria fallhöjden i m

Metoden kan i princip sägas svara mot Proctorpackning i stor skala. Genom att välja en

lämplig form på fallvikten, en lämplig slagpunktsgeometri och tillräckligt antal slag kan mycket god packningsverkan erhållas till stort djup. Rörelsemängden, och följaktligen den dynamiska kraften på jorden när fallvikten träffar fyllningsytan, blir väsentligt större än vid andra packningsmetoder samtidigt som stötvågorna i jorden får en för packning gynnsammare frekvens och form.

För packningen av sprängstensfyllningen valdes i vårt fall en 40 t fallvikt av hopbultade stålplattor och en kran tillverkades av TLM för lyft på 40 m, Fig. 27.6a. Man kunde därmed enligt den ovan givna tumregeln åstadkomma en packning till ca. 40 m djup. Denna kran användes sedan för packning inom de områden där fyllningens tjocklek översteg 12 m medan man inom resterande delar använde en kran av typ Manitovoc, Fig. 27.6b, med lyftkapaciteten 14 t till 20 m höjd, dvs. med ett förväntat verkningsdjup av närmare 17 m.



Fig. 27.6a Kran för packning med 40 t fallvikt och 40 m fallhöjd, konstruerad av TLM. Motvikten närmast på bilden är till för att motverka "rekylen" i den höga kranarmen när fallvikten släpps.

b Manitovoc-kranen i arbete.

Fallviktens mått i fullt utbyggt skick var $2 \times 2 \times 1,35$ m (40 t massa), Fig. 27.7a.

En packningsplan gjordes upp i vilken antalet slag per slagpunkt och avståndet mellan slagpunkterna anpassades efter djupförhållanden och uppbyggnad hos sprängstensfyllningen. Normalt omfattade första överfarten 3–4 slag per slagpunkt med relativt stort avstånd mellan slagpunkterna, upp till 15 m. Anledningen till att man i första överfarten ej kunde använda ett större antal slag per slagpunkt var att man redan efter 3–4 slag fick djupare gropar än fallviktens höjd. Det fanns alltså risk för att fallvikten vid ytterligare slag skulle

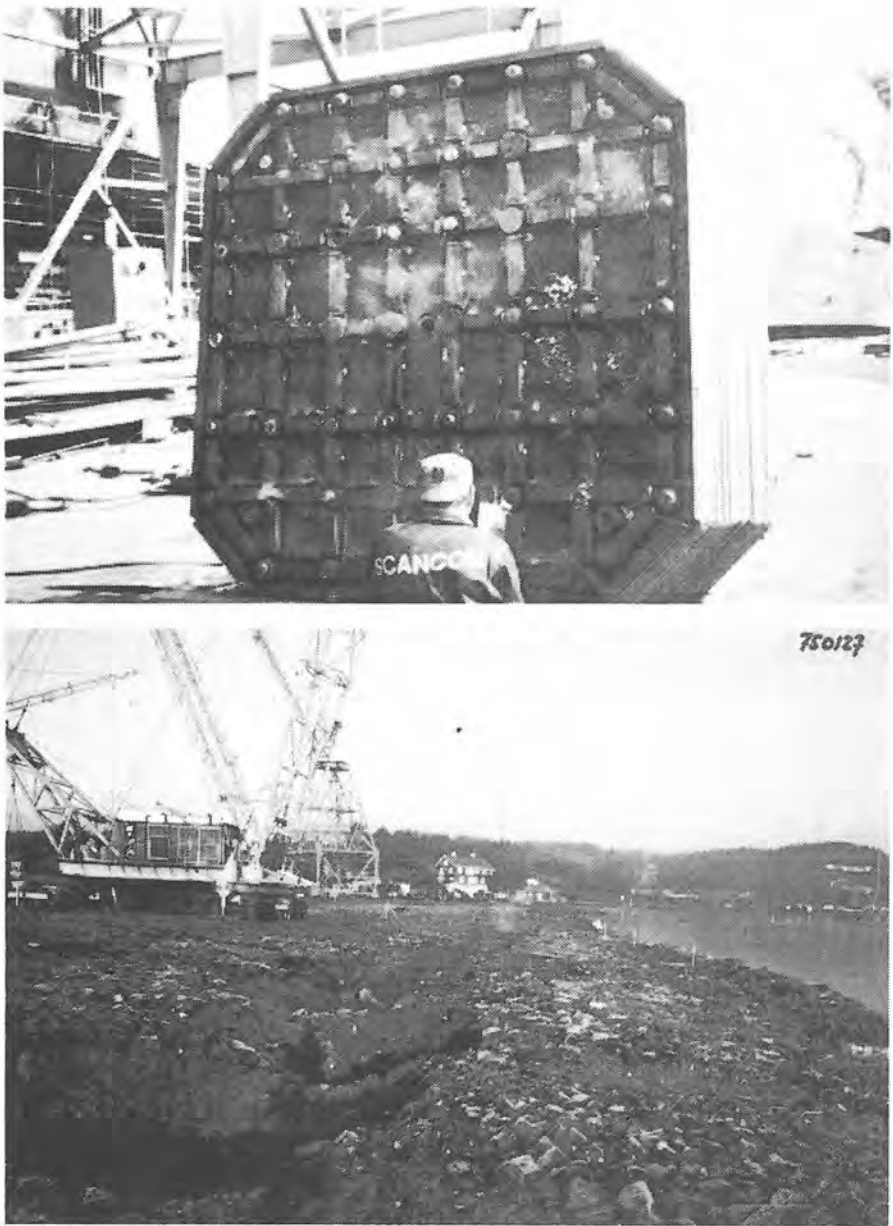


Fig. 27.7a Den använda 40 t fallvikten sedd underifrån. Nötingen på de sammanhållande bultarna är mycket kraftig.

- b Groparna efter packningen med fallvikt är här inemot 2 m djupa. Vibrationerna i marken under slagen är obetydliga och stenskott har såvitt känt ej inträffat. Ljudet när fallvikten träffar fyllningsytan är dämpat. Krossningsljud kan höras.

fastna som ett ankare i fyllningen. Packningseffekten bestod i första överfarten i huvudsak av en nedkrossning av sprängstenen närmast under slagpunkten till några meters djup. Efter den första överfarten kunde man emellertid öka antalet slag per slagpunkt till 7–8 och minska avståndet mellan slagpunkterna till 3–4 m, Fig. 27.7b.

Packning utfördes även under vatten i kajlinjen för att där skapa en sättningfri undergrund för kajens främre stödben (pelarkaj).

Resultatkontroll

Mycket viktigt i samband med packning är att finna den rätta metoden för resultatkontroll. Eftersom packningen i detta fall verkar på stort djup kan man inte som vid packning skiktvis (med vibrationsvält e.d.) nöja sig med en ytkontroll av densiteten. Kontrollen måste kunna göras på stort djup.

En vanlig metod att utföra resultatkontroll består i trycksondering kompletterad med pressiometermätningar. På grund av blockstorleken i en sprängstensfyllning är pressiometermätningar mer eller mindre omöjliga eller meningslösa beroende på att pressiometern ibland hamnar i ett stort hålrum, ibland mitt inne i ett stort block. Trycksondering är givetvis helt omöjlig att utföra. Andra metoder måste således tillgripas. Den kontrollmetod som i första hand valdes i Uddevalla bygger på ett studium av stötvågshastigheten när fallvikten träffar fyllningsytan. Den vågtyp som härvid har störst intresse är den s.k. R-vågen (Rayleigh-vågen) som representerar ca. 2/3 av den totala stötenergin.

Ur R-vågens hastighet v_R erhålls

$$G_{dyn} \approx 1,10 \rho v_R^2$$

där G = dynamiska skuvmodulen (medelvärdet för ett ytskikt med en tjocklek ungefär lika med R-vågens våglängd)

ρ = skrymdensiteten

Genom att välja olika fallhöjd och massa hos fallvikten kan vågen ges olika våglängd och därmed olika nedträngningsdjup. Detta möjliggör bestämning av skuvmodulen på olika djup.

En jämförelse mellan å ena sidan dynamisk E -modul bestämd på basis av R-vågens hastighet och å andra sidan pressiometermodul E_p erhållen vid en del framgångsrika försök i sprängstensfyllningen visar att E_{dyn} har 55–60 ggr högre värden än E_p , dvs. $E_{dyn} \approx 10 E_{stat}$. Som kriterium på fullgott packningsresultat valdes i vårt fall $G_{dyn} \geq 500$ MPa. Ett typiskt resultat av packningens inverkan på E_{dyn} ges i Fig. 27.8.

Som kontroll av den seismiska metoden utfördes två plattbelastningsförsök, det första på en sprängstensfyllning packad med en överfart, det andra på exakt samma plats men efter förnyad packning med 40 t fallvikt släppt från 20 m höjd 5 gånger (varav ett slag från 30 m höjd) direkt i försöksplattans läge. För belastningsförsöket användes en cirkulär, styv betongplatta med 2,3 m diameter, placerad på en avjämningsbädd av grovbetong på fyllningens överyta, Fig. 27.9. Fyllningstjockleken på försöksplatsen var ca. 20 m. En jämförelse mellan resultaten före och efter packning kan göras i Fig. 27.10. Man finner av krypningskurvorna att den kritiska påkänningen, karakteriserad av begynnande krossningseffekter och därmed starkt tilltagande krypning, är ca. 1,0 MPa före och över 1,8 MPa efter tilläggspackningen. Sättningen är i stort sett oförändrad upp till ca. 0,5 MPa men är vid

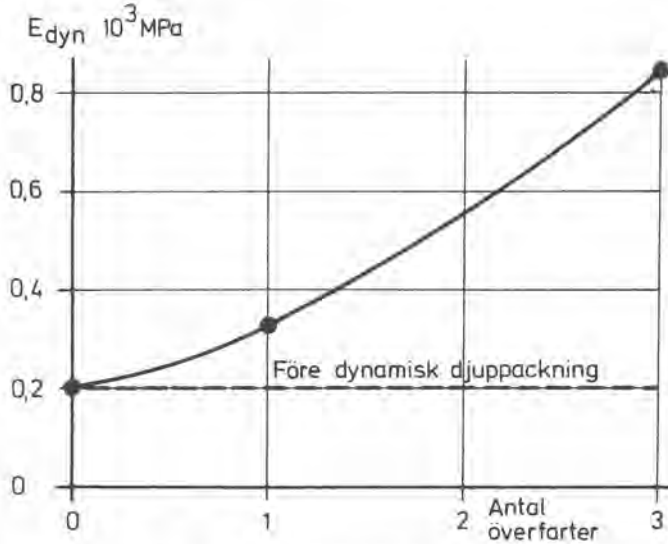


Fig. 27.8 Resultat av seismisk kontroll. Inverkan på E_{dyn} av packning med 40 t fallvikt och 40 m fallhöjd. Medelvärden för en 25 m tjock sprängstensfyllning.

trycket 1 MPa dubbelt så stor före som efter tilläggspackningen. Man ser också att packningen starkt reducerar sättningarna under cyklisk belastning. Den statiska elasticitetsmodulen är efter en överfart ca. 50 MPa, räknad som sekantmodul från 0 till 1 MPa grundtryck, och efter tilläggspackningen ca. 130 MPa. Kontraktionstalet har antagits vara $\nu = 0,3$. Eftersom den statiska modulen normalt brukar vara ca. 10% av den dynamiska får man i belastningsförsöket ett stöd för den seismiska kontrollmetodens riktighet. Packningen med fallvikt har alltså starkt minskat sprängstensfyllningens kompressibilitet.

Intressant i sammanhanget är att notera att packningen före andra belastningsförsöket kunde utföras utan att förankringsstagen tog skada trots att avståndet mellan fallvikten och stagen under slagen endast uppgick till någon dm, jfr. Fig. 27.9. Genom den höga hastighet med vilken fallvikten drabbar sprängstensytan fås nämligen en stanseffekt påminnande om den som erhålls när man skjuter en kula genom t.ex. ett fönster. Stanseffekten blir mer påtaglig ju större fallhöjd som väljs. Vill man undvika skador vid packning intill en spont e.d. bör man således välja en stor fallhöjd, däremot inte en låg.

Plattbelastningsförsök är mycket dyra och kan därför knappast ingå som normal kontrollåtgärd. En lovande och mycket billig metod synes vara att med hjälp av accelerometer studera den kraft som utvecklas under slagen. Genom dubbelintegrering av Newtons rörelseekvation erhålls sambandet kraft/sättning och jordens deformationsmodul vid slagen kan bestämmas. De försök som hittills genomförts enligt denna metod har gett i stort sett samma elasticitetsmoduler som de statiska belastningsförsöken. Försöksmetoden är alltså lovande men befinner sig ännu i ett utvecklingskede.

SLUTORD

Utbyggnaden av Uddevallavarvet har inneburit geotekniska och grundläggningstekniska problem av stora dimensioner och hög svårighetsgrad. Vid arbeten av sådan karaktär är en kontinuerlig och kvalificerad geoteknisk kontroll av yttersta vikt. Byggledningen bör skötas



Fig. 27.9 Belastningsförsök med 2,3 m cirkulär, styv betongplatta. Mothållsbalken är förankrad i berg med fastinjekterade vajerstag.

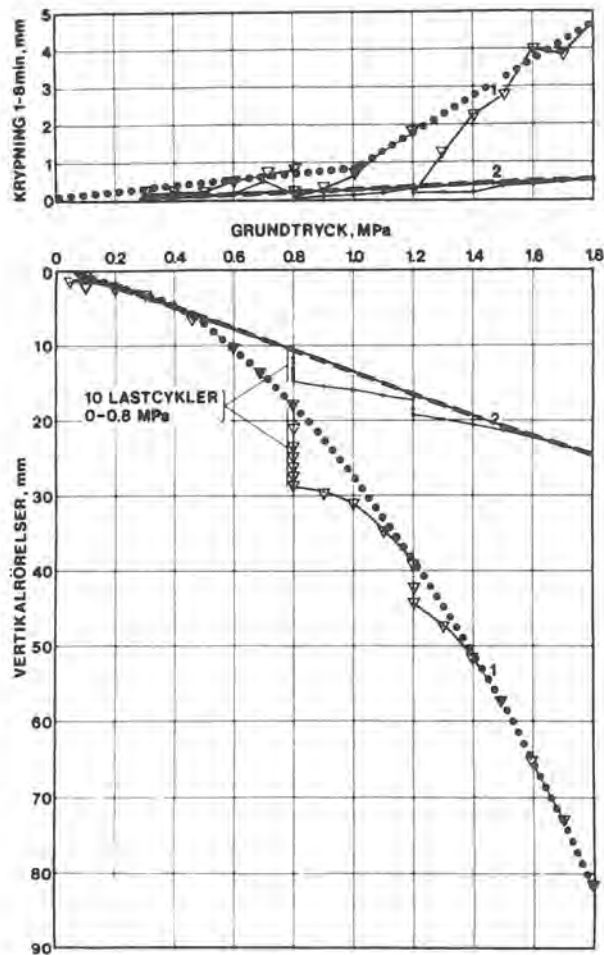


Fig. 27.10 Resultat av belastningsförsök med 2,3 m styv platta. Streckad och prickad linje vidar sättningsskurvornas sannolika utseenden om belastningscykler ej genomförts. Triangelarna avser mätvärden i första försöket, punkterna mätvärden i andra försöket efter tilläggspackningen.

av folk med goda geotekniska kunskaper och med stor vana vid grundläggningsentreprenader. Undergrundens svaghet och styrka och de praktiska möjligheterna bör så att säga sitta i bakhuvudet.

Vad beträffar Uddevallavarvet, där ovannämnda principer tillämpats, har arbetet kunnat drivas på en tekniskt hög nivå och de missöden som inträffat är såväl fåtaliga som betydelselösa.

KVARTALSBYGGET, FREDRIKSTAD PROBLEMATISK FUNDAMENTERING PÅ SKRÅTT FJELL

Foundation of an office building on solid
steel piles to sloping bedrock

Sjefsing. Odd S. Holm og siviling. Bjørn Haavardsholm,
NOTEBY – Norsk Teknisk Byggekontroll A.S.

SAMMENDRAG

Artikkelen beskriver fundamenteringen av en 8 etasjes kontorbygning på stålpeleer av valseemner til fjell. Grunnforholdene består av meget bløt kvikkleire over hard massiv granitt. Fjellet ligger bratt, tildels med stupfall på opptil 10 m. Dybdene under høyblokken varierer mellom 8 og 32 m under terreng.

Høyblokken er fundamentert på sammensveisede massive stålpeleer med sirkulært tverrsnitt med diameter 200 mm. Stålkvaliteten er St. 52.3.

Pelene er installert gjennom et foringsrør med diameter 324 mm etter at det er foretatt en utsprengning for fjellfot. Pelene meisles ned i fjell ved hjelp av et dobbeltvirkende luftlodd. Rommet mellom pel, fjell og rør er deretter fylt opp med mørtel for sikring mot utkneking og korrosjon.

SUMMARY

In the paper the foundation of an 8 storey building on solid steel piles to bedrock is described.

The soil conditions are characterized by very soft quick clay on hard massive granite. The bedrock varies between 8 and 32 meters below terrain with up to 10 meters vertical drops.

The building is founded on welded solid steel piles with a circular cross section and diameter 200 mm. The piles are made of high quality steel with a tensile strength of 50 to 60 kp/mm.

The piles are installed in a steel casing with diameter 324 mm. Prior to this the rock surface is broken by drilling and blasting.

The pile is chiseled into a proper seating in the bedrock by means of a double acting pneumatic hammer. The space between pile, bedrock and casing is then grouted with cement mortar to give protection against buckling and corrosion.

1. INNLEDNING

Bergen Bank og Sameiet Glemmengaten 1 har under oppføring et kontor- og forretningsbygg i Fredrikstad sentrum. Bygget består av en lavblokk i 3 etasjer, heisblokk i 4 etasjer, mellomblokk i 2 etasjer og en høyblokk. Høyblokken blir foreløpig bare ført opp i 2 etasjer, men er prosjektert for en påbygging til 8 etasjer. Det er kjeller under hele bygget.

Utførende arkitekter er Atelier 7 A/S, Fredrikstad. Rådgivende ingeniører i byggeteknikk og byggeledelse er Ing. Chr. F. Grøner A/S. Fundamenteringen av høyblokken ble utført i egen entreprise av Entreprenørservice A/S. Det er utførelsen av den spesielle fundamenteringsmetoden som ble anvendt som skal omtales her.

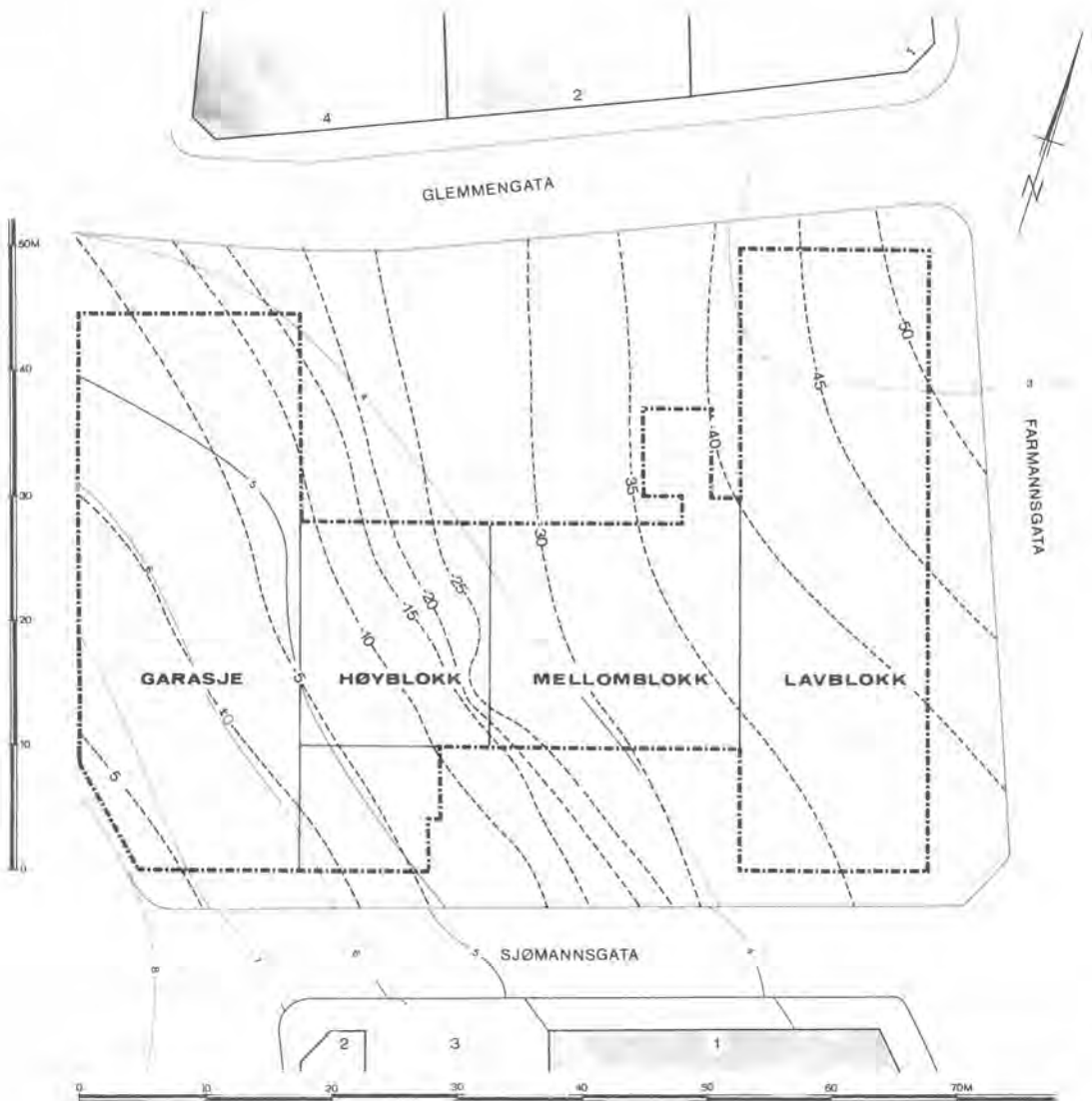


Fig. 28-1. Plan over Kvartalsbygget, Fredrikstad.
Plan of Kvartalsbygget, Fredrikstad.

2. TOPOGRAFI OG GRUNNFORHOLD

Prosjektet dekker et helt kvartal med gammel bebyggelse til alle sider. Tomten ligger i lett skrånende terreng som stiger fra kote pluss 3 i det sydøstre hjørnet til kote pluss 8 i nordvest. Videre mot nordvest stiger terrenget brattere med oppstikkende fjell. Før prosjekteringen ble satt igang ble det utført omfattende grunnundersøkelser. Løsavleir- ingenes geotekniske data ble fastlagt på vanlig måte ved hjelp av prøveserier og vingeboringer

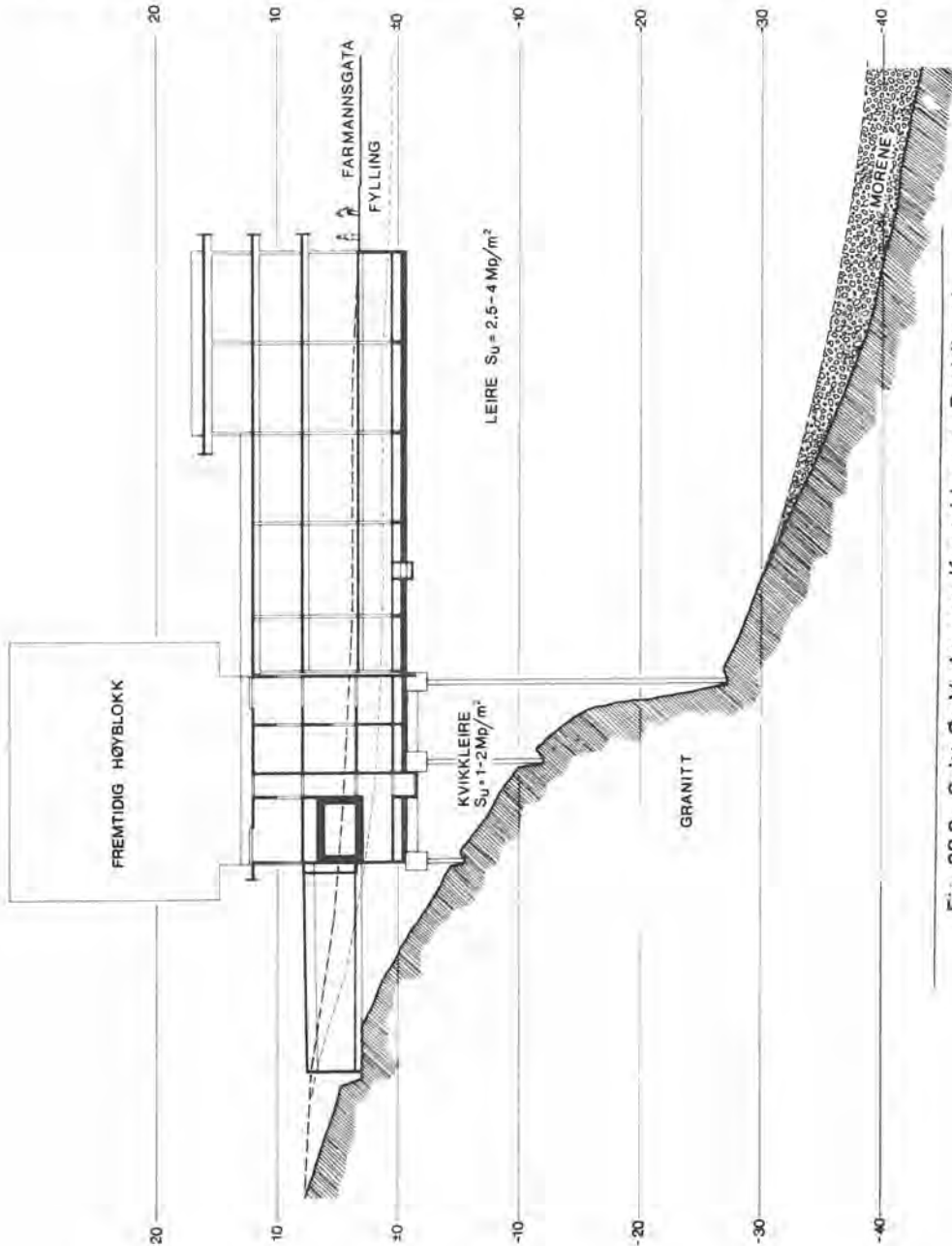


Fig. 28.2. Snitt Ø-V gjennom Kvartalsbygget, Fredrikstad.
Section E-W through Kvartalsbygget, Fredrikstad.

med tilhørende laboratorieundersøkelser. Det ble foretatt grunnvannstandsmålinger både ved grunne og dype piezometre.

Særlig ble det lagt vekt på å få klarlagt fjelloverflaten og det ble derfor utført et stort antall fjellkontrollboringer. I hvert punkt ble det boret minimum 5 m ned i fast fjell for å sikre at man sto i fjell og ikke på blokker eller overheng. Synkningshastigheten ble målt for å registrere eventuelle slepper i fjellet. Under selve fundamenteringsarbeidet ble det forøvrig utført supplerende boringer. Fjellformasjonen er karakterisert ved et fremherskende fall sydøstover med fjell nær dagen i nordvest og med bratt fjell, tildels med stupfall under den nordvestre halvdel av tomten. Videre sydøstover ligger fjellet med slakere fall til en maksimal dybde på ca. 55 m i hjørnet. Under høyblokken varierer dybdene til fjell beregnet fra naturlig terreng fra ca. 8–32 m. Det ble registrert vertikale sprang på opptil 10 m. Bergarten er en middelskornig granitt med enkelte partier av grovere pegmatittisk materiale. Generelt er fjellet meget kompakt og homogent med stor avstand mellom sprekke. Der det er fjell i dagen kan man se enkeltstående sprekker eller slepper med bredde fra noen centimeter til noen decimeter.

Løsmassene består øverst av noe bygningsrester, fyllmasser og tørrskorpeleire ned til ca. 3 m dybde. Der fjellet stiger opp i nordvest ligger det meget bløt kvikkleire med skjærfasthet $1,0\text{--}2,0 \text{ Mp/m}^2$ til fjell. Leiren forøvrig er meget sensitiv og bløt til middels fast med en skjærfasthet på $2,5\text{--}4,0 \text{ Mp/m}^2$. Vanninnholdet i leiren er ca. 50% med tilsvarende høy kompressibilitet. Grunnvannstanden ligger i overgangen mellom fylling og tørrskorpeleire, forøvrig ble det registrert et visst artesisk trykk langs fjellet. På de dypeste partiene ligger det et morenelag av sand og grus som øker i tykkelse sydøstover. På de høyere liggende partier ligger leiren direkte på fjellet.

3. VALG AV FUNDAMENTERING

De forskjellige mulige fundamenteringsløsninger for prosjektet ble nøye diskutert mellom de rådgivende ingeniører og byggherren under hensyn til teknikk, sikkerhet og økonomi. Det var umiddelbart klart at høyblokken måtte fundamenteres til fjell, mens man for lav- og mellomblokken vurderte både fundamentering direkte på grunnen og til fjell.

Lav- og mellomblokk. Heisblokk.

Disse delene dekker størstedelen av selve prosjektgrunnflaten. Både av hensyn til ønsket om å unngå grunnvannssenkning i området og stabilitetsforholdene mot ferdig terreng var det nødvendig å legge hel vanntett plate under bygningen. Da dette samtidig ga grunnlag for en kompensert fundamentering på hel plate, ble denne fundamenteringsløsning valgt. En fundamentering på peler og pilarer til fjell ville bli vesentlig dyrere. Senere nivålementer viser at forutsetningene har holdt, idet det hittil bare er registrert 2–3 cm setninger.

Høyblokk.

Det forelå flere alternativer for fundamentering av de tunge bygningsdelene. Den kompliserende faktor var først og fremst det tildels meget bratte fjellet med stupfall og bergartens hardhet. Utførelsen av de forskjellige alternativer ble diskutert med Entreprenørservice A/S.

a. Rammede betongpeler.

Rammede betongpeler ble forkastet under hensyn til risikoen for skrensing på fjell

med tilsvarende stort tap med brekkasje og øket stabilitetsrisiko ved omrøring av grunnen.

b. *In-situ pilarer.*

In-situ støpte pilarer av type GH, Benoto eller tilsvarende ble nøye vurdert. Løsningen ble bedømt til å være gjennomførbar, men det ville være betydelig risiko for skrensing og grunnbrudd under fjellfotarbeidene. Mulighetene for forsprenkning for å lette meislingsarbeidene ble sammenholdt med de seneste erfaringer på dette området både for grunne og dype pilarer.

c. *Rammede stålpeler.*

Vanlige stålpeler av profilstål forsynt med fjellsko ble drøftet. Under hensyn til risikoen for skrensing var det forslag fremme om å ramme pelene skrått slik at de fikk bedre anslagsvinkel mot fjell. Denne løsning som har vært benyttet med godt resultat for andre bygg ville kreve en horisontalforankring av bygget inn til oppstikkende fjell.

d. *Stålvalseemner.*

Det alternativ som ble funnet å tilfredsstillende kravet til sikkerhet både med hensyn til utførelse og bæreevne var valseemner av stål satt ned i utborede eller utmeislete hull i fjellet. Anbudsbeskrivelsen forutsatte at det skulle settes ned stålpeler av valseemner til minst 50 cm inn i fjell. Pelingen skulle utføres gjennom et foringsrør og rommet mellom pel og fjell/rør skulle fylles ut med mørtel. Med denne utførelse ble pelene samtidig korrosjonsbeskyttet.

4. STÅLPELER

Pelengdene regnet fra kappnivå i pelehodet til fjell, varierte fra ca. 3 til 26 m. Det ble benyttet peler med diameter 200 mm og stålkvalitet St. 52.3. Belastningen pr. pel varierte fra 200 til 375 Mp tilsvarende en trykkspenning varierende mellom 640 og 1200 kp/cm². Pelene ble bestilt fra verk i lenger på 12 m. På grunn av forsinkelse med verksleveransen, feilvalsing etc. måtte man under de avsluttende arbeider gå over til å benytte peler med lengder ned til 6 m.

5. ARBEIDETS UTFØRELSE

Fundamenteringsarbeidene ble utført fra et avgravet planum ca. 2 m under eksisterende terrengnivå. Dette plan var diktert dels av stabilitetsforholdene mot høyereiggende terreng og dels av trafikkerbarheten for det tunge maskinelle utstyr som skulle utføre arbeidene. Før arbeidene ble satt igang ble fremgangsmåten, særlig med hensyn til etablering av fjellfot inngående drøftet mellom entreprenør og de rådgivende ingeniører. Nedenfor er det gitt en beskrivelse av arbeidene omtrent i den rekkefølge de ble utført.

Fra arbeidsplanum ble det rammet åpne foringsrør til fjell. Rørene hadde en innvendig diameter på 324 mm og godstykkelse 6,3 mm. Stålkvaliteten var St. 37.2. Entreprenøren hadde opprinnelig forutsatt at rørene skulle rammes med støpt bunn og at det senere skulle bores gjennom pluggen for forsprenkning av fjellet. I den endelige utførelsen ble pluggen sløffet og nedre ende av bunnrøret påsveiset en ca. 20 cm lang spesialsko av stålkvalitet St. 53.3. Skoen var nederst formet som en egg med pålagt hardmetallsveis. For hver pel eller pelegruppe ble det foretatt forsprenkning for å få etablert en hylle i det bratte fjellet. Løsmassene inne i foringsrøret ble fjernet ved mammutpumpe. Forsprenkningen for fjellfot ble i prinsippet utført på to forskjellige måter:

- a. Der dybdene fra arbeidsplanum til fjell var mindre enn ca. 15 m ble det for hver pelegruppe (2 peler) boret med Lindø bormaskin til fjell og ned i fjell etter et nærmere oppsatt bormønster. Bormønsteret ble på forhånd utarbeidet på bakgrunn av de opplysninger man hadde om fjellformasjonen i området. For hver gruppe ble det boret 10–12 hull. Hullene ble ansatt 40–60 cm utenfor teoretisk periferi av pelen. Boringen ble startet i de to hull som ble antatt å ligge på laveste fjellkote. Etter at data fra disse hull forelå ble bordybder for hele gruppen samt tennerfordeling og ladninger bestemt.
- b. Der fjelldybden var større enn ca. 15 m var det usikkert om man ved å bore fra terreng ville oppnå så stor treffsikkerhet som var nødvendig for å kunne spreng ut en fot i fjellet. På foringsrørene ble det derfor påsveiset 3 stk. dubberør med innvendig diameter 63 mm og som i enden var tettet med en betongpropp. Dubberørene var festet til foringsrørene på en slik måte at de siden kunne trekkes opp. Foringsrøret ble rammet til fjellkontakt. Deretter ble det boret gjennom dubberørene ned i fjell og samtlige hull ble ladet med sprengstoff. Foringsrøret ble så trukket ca. 0,5 m opp fra fjell og forsprengningen ble utført.

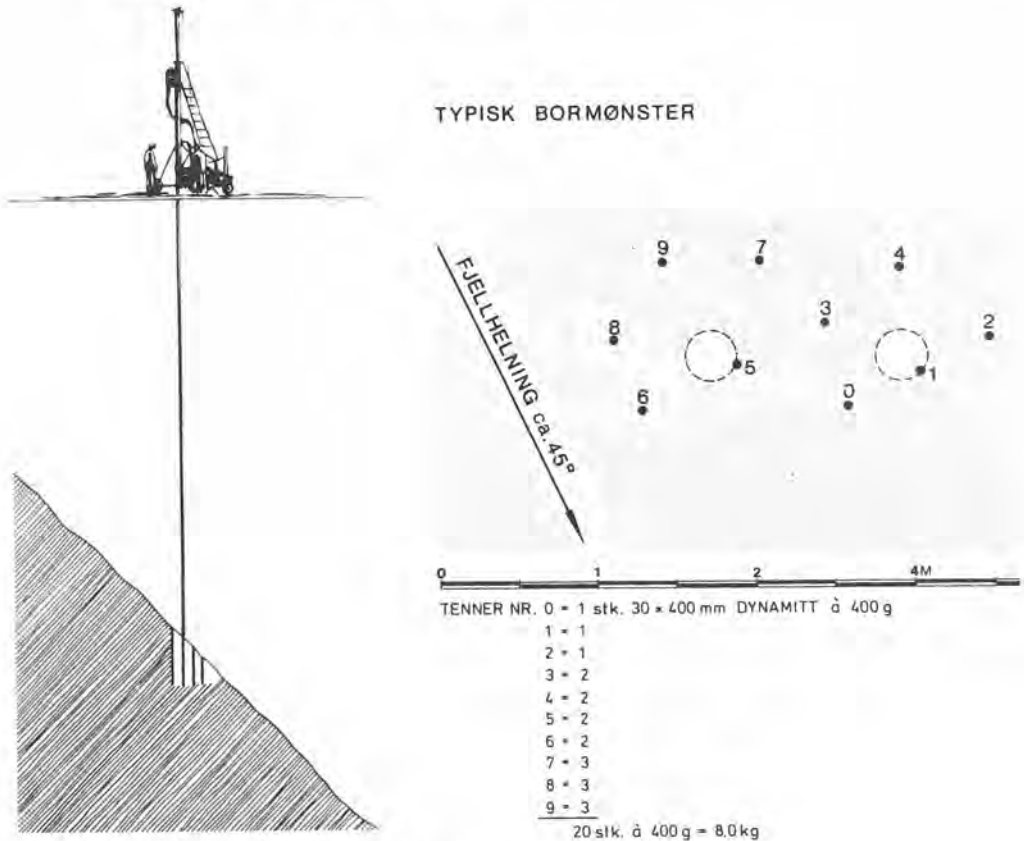


Fig. 28-3. Forsprengning for fjellfot ved boring med Lindø-metoden.

Preblasting for rock foundation of pile by boring with the overburden drilling method.

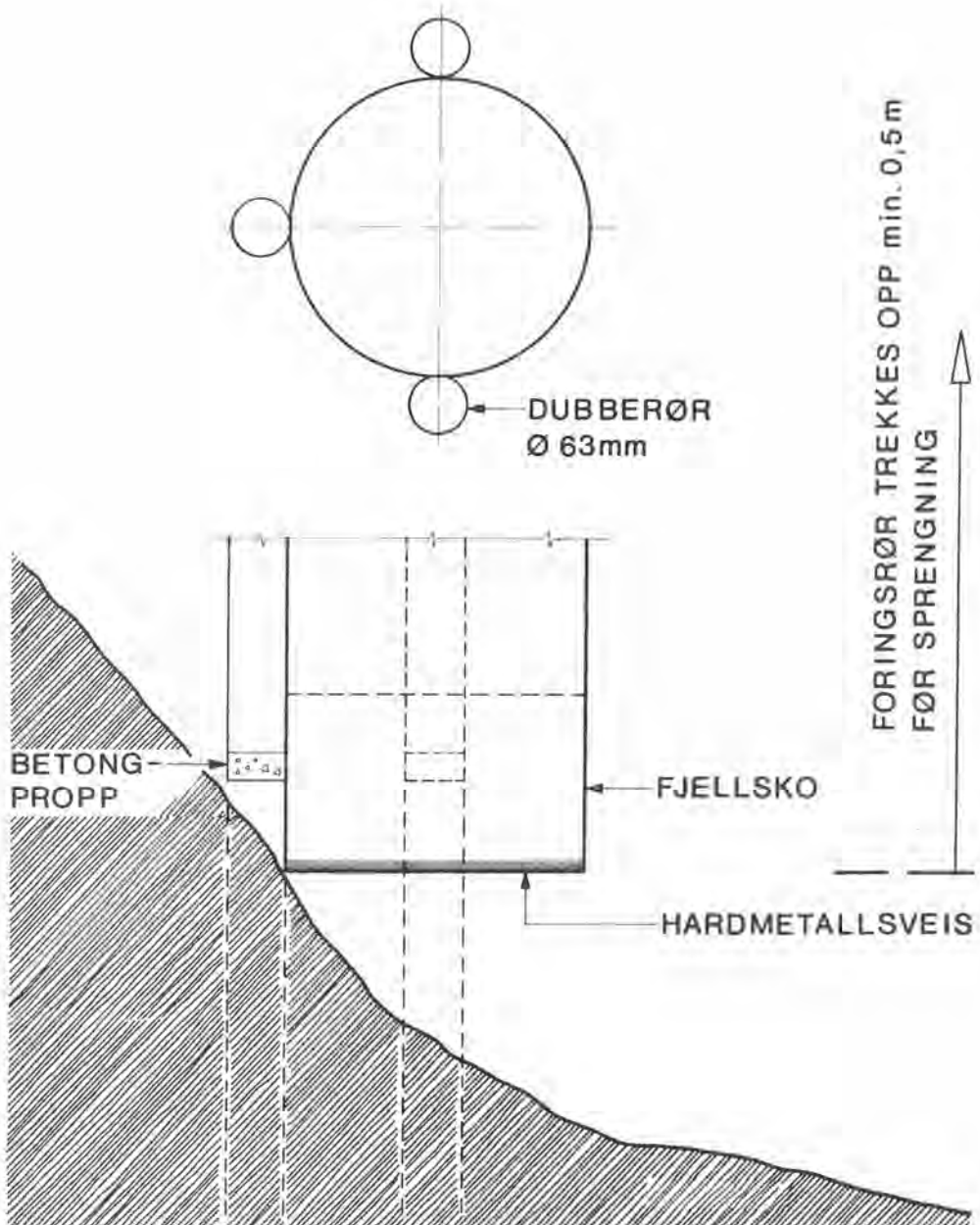


Fig. 28-4. Forsprengning for fjellfot. Boring gjennom dubberør.
Preblasting for rock foundation. Drilling through conductor tubing.

Forsprengningen ble utført til opptil 6 m dybde i fjell og med ladninger inntil 20 kg fordelt på 4 hull. På grunn av faren for kraftige vibrasjoner som særlig forplanter seg i den bløte leiren over fjell ble ladningene fordelt på gunstigste måte med maksimal enhetsladning på 1,5–1,9 kg. Størrelsen på ladningen var avhengig av hvor i byggegropen man arbeidet

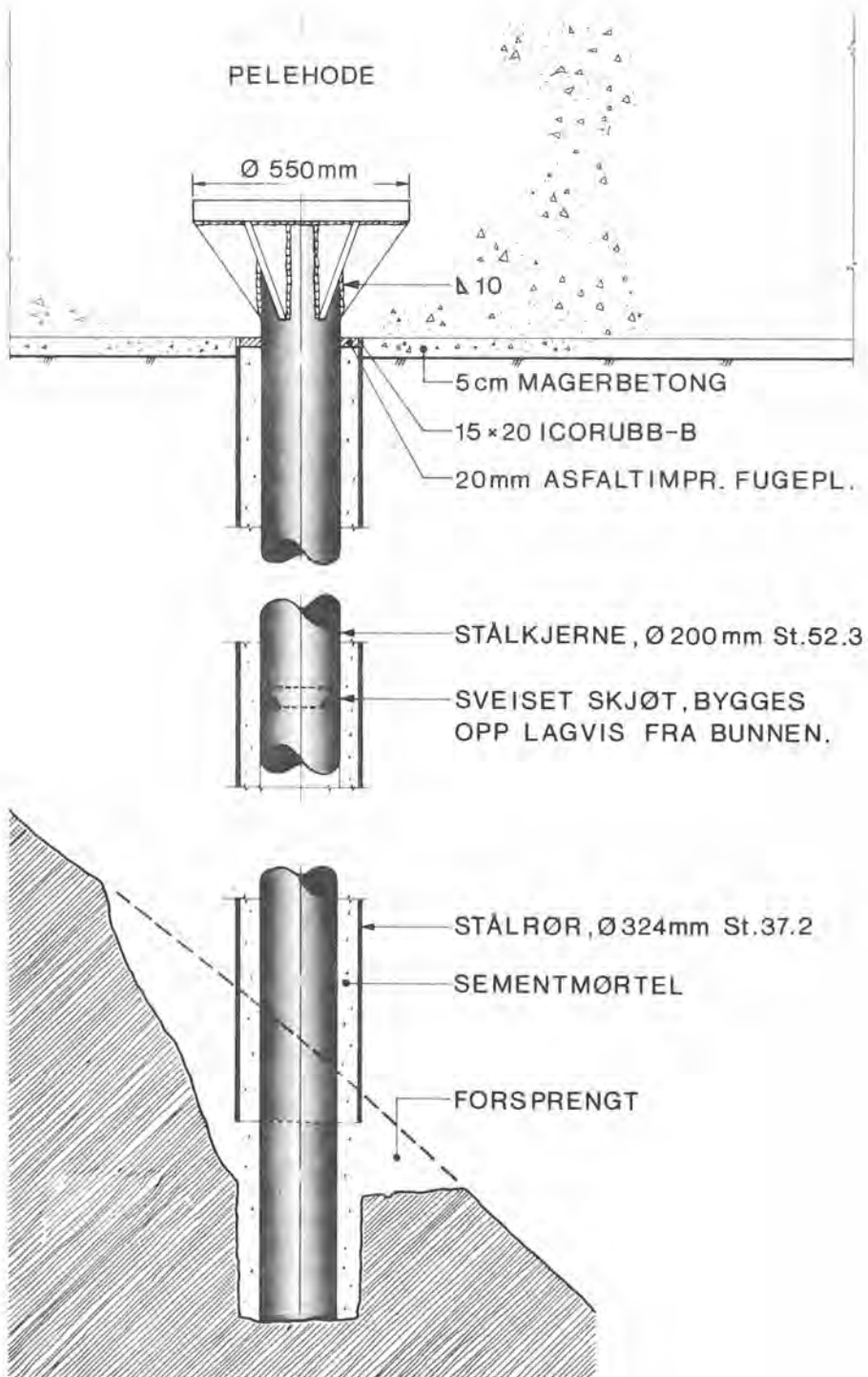


Fig. 28-5.

samt hva slags løsmasser som var nærmest fjell. Det ble benyttet trege tennere for å redusere faren for utidig tenning særlig på grunn av en nærliggende trafokiosk. Det ble benyttet 35 og 30 mm patroner dynamitt. Ladningene ble gjort ferdige i dagen ved bruk av plastrør. Det var meget viktig å forvisse seg om at hele ladningen kom ned i fjell. En eventuell sprengning i løsmassene ville fremkalle meget kraftige vibrasjoner. Ved sprengning i borhull med dybder utover 1,5 m ble benyttet flere ladninger som ble detonert på forskjellige tennernumre og ladningene ble adskilt med 50 cm sandpute. I forbindelse med forspengningen kom en del klager fra naboene på grunn av vibrasjonene. Sporadiske målinger som ble utført viste vibrasjoner som lå godt under de vanlig aksepterte skadegrenser.

Etter at foringsrøret var tømt for leire ble det meislet ut fot gjennom utsprengte fjellmasser og ned i friskt fjell. Utmeislet fjell ble fjernet med mammutpumpe og foten ble deretter rensket ved vannspyling. Meislingen ble utført med fallmeisel fra en Linstøt-maskin.

Pelene ble skjøtt ved sveising. Endene på peleseksjonene ble planskåret vinkelrett på pelens lengdeakse. Deretter ble nedre del av øvre seksjon avfaset 50 mm i 45° helning. Skjøten ble utført mens nedre seksjon sto minimum 1,5 m over topp av foringsrør. Ved nedsenkning av stålemnene i foringsrørene ble emnene påsveiset styrefinner for å sikre sentrering av pelene. Ved suksessiv skjøting ble peleemnene senket ned i foringsrøret. Øvre del på pelen ble påsveiset et feste for krankrok. Når pelen var senket ned til nivå med arbeidsplanum ble den låst fast i bakkenivå og krankrokfeste avbrent. Deretter ble det hektet 2 wirestropper på ørene som var påsveiset pelen og pelen ble senket videre ned til fjell slik at topp pel ble liggende ca. 4 m under arbeidsplanum. Ved å heve pelen litt opp fra fjell og la den falle fritt ned igjen løsnet stroppene fra ørene.

Det ble deretter senket ned en jomfru på topp pel og pelen ble rammet med dobbeltvirkende luftlodd av type Atlas Copco PH 250 K. Det ble rammet minimum 5 serier à 1 minutt og krevd 0 mm synk for de siste 3 seriene. Deretter ble hulrommet mellom pel og foringsrør gyst med cementmørtel. Det ble benyttet cement og vann med v/c-faktor 0,4 og mørtelen var tilsatt 1% Intrusion Aid. Foringsrøret ble gyst med mørtel opp til minst 0,5 m over teoretisk peletopp.

6. KONTROLL

Ved forspengningen ble ladningsmengde, bordybde etc. avtalt etter hvert som bordata forelå. Det ble utført vibrasjonskontroll på nærliggende bygninger. Ved nedramming av foringsrør ble helningen målt og rettheten på skjøtt seksjon kontrollert ved hjelp av en mal. Etter ferdig meisling ble foten kontrollert med spett slik som er vanlig for kontroll av pilarer. Man kontrollerte også foten etter at denne var rensket ved spyling. Sveisingen ble kontrollert av Det norske Veritas ved hjelp av ultralyd og magnetpulverkontroll.

Rettheten av de skjøtte peleseksjonene ble kontrollert ved hjelp av en 3 m lang mal. Tillatt avvik over en lengde på 3 m var 3 mm. Krumningen på foringsrørene etter nedramming ble kontrollert ved hjelp av inclinometerutstyr som var spesialbygget for denne rørdiameter. Målingen ble utført i 2 plan. For en rekke peler var krumningen større enn det som var akseptabelt for å kunne montere emnene. Disse rørene ble derfor trukket opp og rammet på ny. I anbudet var det stilt krav om at peletoppens beliggenhet ikke skulle avvike mer enn 5 cm fra teoretisk beliggenhet. Innmåling etter utgraving til full gravedybde viste at 18 av de 23 pelene oppfylte kravet, mens de øvrige 5 avvek fra 6–13 cm. Sistnevnte peler var imidlertid de laveste belastede peler og etterberegning viste at det ikke var nødvendig å ramme erstatningspeler.

Ved grunnundersø var det i ett punkt registrert meget bratt fjelloverflate og skrens av boret. Ved nedsetting av røret for pelen i dette punktet ble det foretatt ytterligere fjellkontrollboringer for å vurdere forsprenningen. Det ble da konstatert at det som tidligere var karakterisert som skrens av boret var en steiltstående sleppe i fjellet som boret kom inn i etter å ha gått gjennom ca. 1 m fjell. Sleppen må ha inneholdt leire eller annet finstoff, idet det ble registrert meget liten nedtrengningsmotstand for boret. Ut fra en vurdering av sprekkesystemet av fjell i dagen og detaljerte boringer ble sleppens beliggenhet og helning kartlagt og pelen deretter flyttet.

7. ØKONOMI

En etterberegning av prisene ved denne utførelse viser følgende fordeling av omkostningene:

a. Tilrigging av utstyr	kr. 81.800,—	9%
b. Foringsrør	» 204.039,—	24%
c. Forsprenning og meisling	» 292.480,—	34%
d. Stålkjerner	» 255.209,—	29%
e. Fjellkontrollboringer, ventetid etc.	» 32.470,—	4%
	<u>kr. 865.998,—</u>	

Det ble ialt rammet 23 peler. Samlet pelelengde for prosjektet var 351,5 m. Gjennomsnittlig pelelast var ca. 300 Mp. Dette gir følgelig en pris pr. løpemeter pel på kr. 2.470,— og pris pr. løpemeter og Mp kr. 8,25. Samtlige beløp er ekskl. m.v.a. Omkostningene er relativt høye, men må ses på bakgrunn av de vanskelige grunnforholdene.

8. SLUTTBEMERKNING

Den utførte fundamentering illustrerer et fruktbart samarbeid mellom de rådgivende ingeniører og spesialentreprenør både i prosjekteringsfase og under selve utførelsen av arbeidet. Ved den valgte fundamenteringsløsning har det vært nødvendig å trekke på erfaring og viten fra en rekke spesialfelt innenfor de samlede geofag. Forfatterne av denne artikkel vil i denne forbindelse få takke daværende overingeniør Hoffmann og ingeniør Fromm i Entreprenørservice A/S, sivilingeniørene Hopland og Bøhn i Ing. Chr. F. Grøner A/S samt våre egne kolleger.