F O R E D R A G

fra

KONFERANSE I FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

Oslo, 21. og 22. november 1968

Arrangør:
NORSK FORENING FOR FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
TILKNYTTET N.I.F.

INNHOLDSFORTEGNELSE

	Foredrag nr.
Kraftforbruk ved knusing og maling av mineralråstoff Professor Magne Mortenson NTH	I
Knusing av tilslagsmaterialer for betong ved kraftanlegget Tysso II Sivilingeniør Torstein Standal Høyer-Ellefsen A/S	II
Transportable knuseanlegg for fremstilling av veg- og betongmaterialer av sprengstein Sivilingeniør Gunnar Kummeneje NVE Statskraftverkene	III
Valg og behandling av stål for utstyr til knusing og boring Sivilingeniør Alf C. Pettersen Stavanger Electro-Staalverk A/S	IV
Borstål - forbrukerproblemer Sivilingeniør Leif M. Blix Ingeniør Thor Furuholmen A/S	V
Nye typer borstenger Sivilingeniør Jan Drake Astrup & Aubert A/S	VI
Avsenkning av skråsjakt med Cryderman Bergingeniør Øystein Smemo A/S Killingdal Grubeselskap	VII
Avsenkning av skråsynker og skråsjakter Bergingeniør Tor Christoffersen A/S Sulitjelma Gruber	VIII
7 m^2 tunneldrift. En sammenlikning mellom bunkertogdrift i Østerrike og konvensjonell vaggdrift ved Vik-anleggene Sivilingeniør Oddmund Flønes NVE Statskraftverkene	IX
Erfaringer ved slurrysprengninger Sivilingeniør Finn Knutson Norsk Sprængstofindustri A/S	X
Erfaringer fra rotasjonsboring ved A/S Sydvaranger Bergingeniør Kjell Gimse A/S Sydvaranger	XI

Atmosfæren i småtunneler XII

Bergingeniør Kai Nielsen
Kontor for Fjellsprengningsteknikk

Ordningen med tilsynet ved bergverk og anlegg XIII

Bergingeniør Edmund Klette
Statens Arbeidstilsyn

Langtidsvurdering av sprøytebetong i dagen og i tunneler XIV

Ingeniør Frank Foldin
Kontor for Fjellsprengningsteknikk

Nyere erfaringer fra rystelsesmålinger XV

Sivilingeniør Georg J. Lambach
Kontor for Fjellsprengningsteknikk

Ingeniørgeologisk kartlegging i tunneler som etterkontroll av resultatene fra forprosjekteringen XVI

Geolog Henri Barkey
Norges Geologiske Undersøkelse

Geofysiske metoder anvendt ved forprosjektering av anlegg i fjell XVII

Sivilingeniør Gustav Hillestad
Norges Geologiske Undersøkelse

Ingeniørgeologiske forundersøkelser - erfaringer XVIII

Sivilingeniør Reidar Lien
O. Kjølseth A/S

Normaliserte tunnelkostnader XIX

Sivilingeniør Odd Johannessen
NVE Statskraftverkene

"Geita" - en ny borrigg for pallboring 1

Bergingeniør Kai Nielsen

Undersøkelser av bergartenes borbarhet 2

Professor Rolf Selmer-Olsen, NTH

Luftputesprengning 3

Bergingeniør M. Babic
Kontor for Fjellsprengningsteknikk

ÅPNING AV FJELLSPRENGNINGSKONFERANSEN 1968

På vegne av Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk ønsker jeg deltakerne velkommen til årets konferanse.

Konferansen følger stort sett linjen fra tidligere år. Forslag til program ble i vår sendt medlemmene til uttalelse, men medførte bare få kommentarer. Styret tar dette som en bekreftelse på at emnevalget har vært av tilstrekkelig interesse.

Ny av året er foreningens bergmekanikkgruppe, tilsluttet International Society for Rock Mechanics. Vår forening har, på anmodning fra hovedforeningen, påtatt seg å arrangere et internasjonalt symposium i bergmekanikk i tiden 23. - 25. september neste år. Forberedelsene for dette symposium er satt igang.

Vannkraftutbyggingen har spilt en vesentlig rolle for utviklingen innen fjellsprengningsteknikken her til lands. Virksomheten innen dette feltet har vært noe mindre de senere år, men synes nå å ta seg opp igjen. Underjordsarbeidene vil i alle fall være en betydelig del av fjellsprengningsteknikken hos oss, og jeg vil tro at de foredrag som har tilknytning til undersøkelser, målemetoder og erfaringer vil bli fulgt med spesiell oppmerksomhet.

Det knytter seg fortsatt stor interesse til den helmekaniserte tunneldriving (fullprofilboringen), og feltet er gjenstand for en rivende utvikling. Maskinene er i dag i stand til å bore også våre hårde bergarter, men det må ennå settes spørsmålstegn ved økonomien. For små tunneler tror jeg dette problem nærmer seg sin løsning. Systemet innebærer mange fordeler, og jeg vil tro at man om ikke lenge bør få prøvet slikt utstyr på en aktuell tunnel. Den største vanskeligheten blir kanskje å få en byggherre til å påta seg den

risiko som et slikt forsøk unektelig vil innebære. - For større tunneler vil den konvensjonelle drivemåte ganske sikkert holde stillingen lenge ennå. På alle felter innen fjellsprengningsteknikken går imidlertid utviklingen så raskt at det er litt av en jobb bare å holde seg ajour, noe som er helt nødvendig p.g.a. konkurransen.

Jeg håper deltakerne vil ha godt utbytte av konferansen og erklærer herved denne for åpnet.

Overing. Per T. Smith

Formann

KRAFTFORBRUK VED KNUSING OG MALING AV MINERAL-RÅSTOFF

av

Professor Magne Mortenson

NTH

KRAFTFORBRUK VED KNUSING OG MALING AV MINERAL-RÅSTOFF

En vesentlig del av alt mineralråstoff blir etter brytning i fast fjell etterbehandlet med en knuseprosess. Dette gjelder like meget om produktet skal brukes som stein og grus, smeltes eller danne grunnlag for en etterfølgende opp-redningsprosess, I siste fall må knusingen drives på en slik måte og så langt at de nyttige mineraler som skal ut-vinnes foreligger som frikorn.

En knuseprosess er energikrevende, spesielt hvis prosessen skal gi langt nedknust produkt. I ekstreme tilfeller kan energiforbruket bli så stort at de tiltenkte produkters salgsverdi ikke blir tilfredsstillende sett i relasjon til knuseutgifter.

De forskjellige mineraler og de bergartene som dannes har sine spesielle materialegenskaper. Disse kan fastlegges med materialprøving og derved til en viss grad gi et grunn-lag for en knuseteknisk bedømmelse.

Material-egenskaper (gjennomsnittlig)

Bergart		Egen-vekt	Trykkfasthet kg/cm^3	Absorb-sjon	"Seig-het"	Abrasjon "Los Angel metoden"
Dypbergart	Granitt	2.63	1200-2000	0.3	9	41.5
	Syenitt	2.71	800-2000	0.44	14	38.5
	Gabro	2.93	= -2900	0.21	14	14.-
Dagbergart	Basalt	2.84	1000-2000	0.42	30	16.7
Sediment-bergart	Skifer	2.66	600-1700	1.05	8	-
	Kalkstein	2.71	200-1600	1.60	5	36.3
Metamorfe-bergarter	Gneis	2.68	= -1700	0.25	8	41.1
	Marmor	2.71	500-1800	0.21	5	54.2
	Serpentin	2.63	2000-3000	0.74	13	18.5
	Kvartsitt	2.68 2.71	1600-2200	0.24- 0.38	13	30.3
	Murstein middels-brent		200-300			

Tabell 1.

I tabellen er oppført en rubrikk for "seighet". Denne er bestemt ved behandling av en prøve-sylinder 25 mm høy og 25 mm diameter med et kuleformet stempel som overfører levende energi fra et fallodd med 2 kg vekt til prøven. Slagenergien økes i forsøksserien med 1 cm større fallhøyde for hvert forsøk inntil blokken splittes.
Denne fallhøyden H (i cm) betegnes som seighet.

Den angitte abrasjonsstyrke er beregnet etter den såkalte "Los Angel"- metode. Forsøkene utføres med en prøve på 5000 g av tørt, rent og gradert produkt (A). Prøven behandles i en roterende trommel med 500 rr. med en hastighet av 30 - 33 rpm. Produktet herfra siktes og overkorn på sikt vaskes og tørkes og veies (B).
Slitasjen (abrasjonen) settes til $\frac{A-B}{B}$. Lavt tall viser slitesterkt materiale.

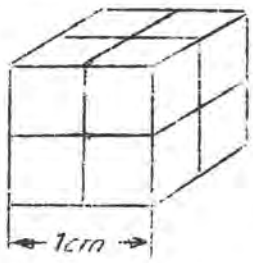
I tabellen er vist trykkfasthet som er enkel å bestemme i en passe presse. Vanlig antas at strekkfasthet for samme materiale er ca. 1/26, bøyfasthet 1/6 og skjærefasthet 1/13 av trykkfasthet. I praktisk talt alle knusemaskiner skjer desintegrering av materialet med trykkbelastning. Desintegreringen vil følgelig være basert på den materialegenskap som gir størst motstand mot oppsplittning. Kunne det konstrueres knusemaskiner som belastet materialet etter strekkbøy eller skjærfasthet så ville kraftforbruket ved prosessen kunne reduseres til en brøkdel.

En riktig og tilfredsstillende knuseprosess er helt avgjørende for den etterfølgende oppredningsprosess. Det er derfor rimeligat oppredningsteknikere i det siste decenium har forsøkt å klarlegge den teoretiske side av knuseprosessen.
Ved slike utredninger forutsettes vanlig at prosessen behandler et "ideelt" råstoff bestående av et homogent, "sprøtt" materiale. (Med sprøtt mineral forståes et mineral som ved rissing av et hårdere stoff gir et pulver som "spruter" ut av risset).

Rittingers lov

Allerede i 1860-årene forsøkte Rittinger (Aufbereitungskunde, Berlin 1967) å finne en "lov" som kan beskrive en nedknusings-

prosess for mineraler og vise det nødvendige energiforbruk. Rittinger betraktet en homogen terning med 1 cm sidelengde og forsøkte å beregne det arbeide som ble utført når denne knuses etter et plan parallelt ytterflatene. Dette arbeide kan settes til A. Knuses terningen til 8 terninger med 0.5 cm kantlengde, skjer spaltingen etter 3 plan og knusearbeidet skulle bli 3 A. Ved ytterligere nedknusing til 27 terninger med 0.3 cm kantlengde etter 6 plan brukes 6 A. Dannes n^3 terninger med kantlengde 1/n cm skjer spaltingen etter 3(n-1) plan, og arbeidet blir 3(n-1)A. For en annen nedknusing av samme materiale til kantlengde 1/m kreves 3 (m-1)A. Forholdet f mellom energiforbruket blir med de to nedknusingsgrader:



$$f = \frac{n-1}{m-1}$$

Da n og m vanlig er store tall, kan forholdstallet f settes til $\frac{n}{m}$, altså proporsjonalt med den inverse kantlengde.

Beregnes arbeidet med nedknusing av en terning på 1 cm^3 til terninger med kantlengde 0.01 mm, så blir knusearbeidet 25 ganger større enn ved nedknusing til kantlengde på 0.25 cm. (Kfr. lite arbeide ved grov - i motsetning til finknusing.) Rittingers lov postulerer at nødvendig energi for knusing er direkte proporsjonalt med overflateøkning i prosessen. Matematisk kan loven uttrykkes med formel

$$E = C \left(\frac{1}{D_2} - \frac{1}{D_1}\right)$$

E = energi som behøves for knusing
C = en material- og maskin konstant
D_1 = partikkelstørrelse før knusing
D_2 = " " etter "

Rittingers lov synes på en noenlunde tilfredsstillende måte i noen tilfeller å beskrive energiomsetning til finmaling av et sprøtt mineral.

Kicks lov

Et annet forsøk på å finne lovmessighet mellom knusing og energiforbruk er fremsatt av Kick og fremlagt i en avhandling

i 1876: "Das Gesetz der proportionale Wiederstände". Kick forutsetter at knusingen skjer ved å utsette partiklene som skal knuses for rent trykk og at energiforbruket er konstant ved knusing av en gitt vekt av materialet, f.eks. fra partikkelstørrelse 1 cm til 0.5 cm, fra 0.5 cm til 0.25 cm osv. I så fall kan prosessen beskrives med formelen:

$$E = K\ 1 \text{ og } D_1/D_2$$

K er en eksperimentelt bestemt material- og maskinkonstant. Kicks lov forutsetter at det mineral som skal knuses er sprøtt og homogent eller at "feil" i materialet er jevnt fordelt uavhengig av kornstørrelse av partiklene. I enkelt tilfeller som ved grovknusing kan en finne brukbar sammenheng mellom teori og praksis.

Bonds lov

Loven er utviklet av F.C. Bond og publisert i en rekke avhandlinger fra 1950 og utover. Bond fant ved statistisk analyse av store serier av knuseforsøk utført ved Allis Chalmers laboratorium at arbeidet som brukes for knusing av et sprøtt mineral er omvendt proporsjonalt med kvadratroten av produktets korndiameter.
Matematisk kan dette uttrykkes med formelen:

$$W_t \quad 1/\sqrt{P}$$

W_t er det totale arbeide i KWh som er brukt pr. tonn nedknust materiale fra uendelig størrelse til en gitt kornstørrelse definert med et sikt hvis maskepåning gir 80 % siktgjennomgang av nedknust materiale. Valg av denne bestemmelse av kornstørrelse er rent empirisk, og begrunnet med at denne kornstørrelses bestemmelse gir best overensstemmelse med "loven".

Skal materialet knuses fra kornstørrelse F (uttrykt i μ) til kornstørrelse P (80 % gjennom sikt, lysåpning angitt i μ) så blir kraftforbruket W proporsjonalt

$$1/\sqrt{P} - 1/\sqrt{F}$$

eller

$$W_t = W\left(\frac{\sqrt{F}}{\sqrt{F} - \sqrt{P}}\right)$$

Arbeidsindeks (work index) W_i er den energi som kreves for å knuse ned fra uendelig størrelse til P = 100 μ kornstørrelse.

$$\frac{W_t}{1/\sqrt{P}} = \frac{W_t}{1\sqrt{100}}$$

eller

$$W_i = W\left(\frac{\sqrt{F}}{\sqrt{F} - \sqrt{P}}\right)\sqrt{\frac{P}{100}}$$

Er W_i (KWh/tonn) for et materiale kjent, blir kraftforbruket ved knusing fra en gitt kornstørrelse F til en bestemt kornstørrelse P

$$W = 10\ W_i\ (1/\sqrt{P} - 1/\sqrt{F})$$

Sammenligning av de nevnte teoretiske betraktninger om energiforbruk/knusing

De forskjellige teoretiske betraktninger om knuseteori forutsetter at nødvendig kraftforbruk for en liten endring av en partikkels dimensjon er omvendt proporsjonal med partikkelstørrelsen opphøyet i en passe potens n. Matematisk kan dette formuleres

$$dE = -K\frac{d}{n}$$

her er E tilført energi, K en konstant, og d partikkeldiameter.

Integreres ligningen med en antatt størrelse av n = 2 fåes Rittingers lov:

$$E = K_2\ \left(\frac{1}{D_2} - \frac{1}{D_1}\right)$$

Gjennomføres samme regning med n = 1, så fåes Kicks lov:

$$E = K_3\ \log\ (D_1/D_2)$$

Samme regning med n = 3/2 gir Bonds lov med uttrykket

$$E = 2K(1/\sqrt{\ }_2 - 1/\sqrt{\ }_1) \text{ eller } W_t = 10W_1(1/\sqrt{P} - 1/\sqrt{F}).$$

Ved forsøk finnes at såvel W_1 og n er konstanter for et bestemt materiale ved knusing i samme maskintype innen et større område. W_i kan variere mellom 8.6 til 24.2 KWH/tonn med verdi for n mellom 0.25 til 0.73.

Energiforbruket ved knusing og maling av en malm fra 1 m stykkstørrelse til 100 µ kornstørrelse kan i størrelsesorden ligge på ca. 10 KWh/tonn. På grunnlag av dette totale energiforbruk er det nedenfor tabellarisk satt opp beregnet energimengde (KWh/tonn) for knusing i trinn basert henholdsvis på Rittinger, Bond og Kick's lover.

	Kornstørrelse	KWh pr. tonn		
		Rittinger	Bond	Kick
Sprengning	1 m	0.001	0.07	2.50
Grovknusing	100 mm	0.009	0.22	2.50
Finknusing	10 mm	0.09	0.68	2.50
Grovmaling	1 mm	0.9	2.2	2.50
Finmaling I	100 µ	9.0	6.9	2.50
Finmaling II	10 µ	90	21.6	2.50

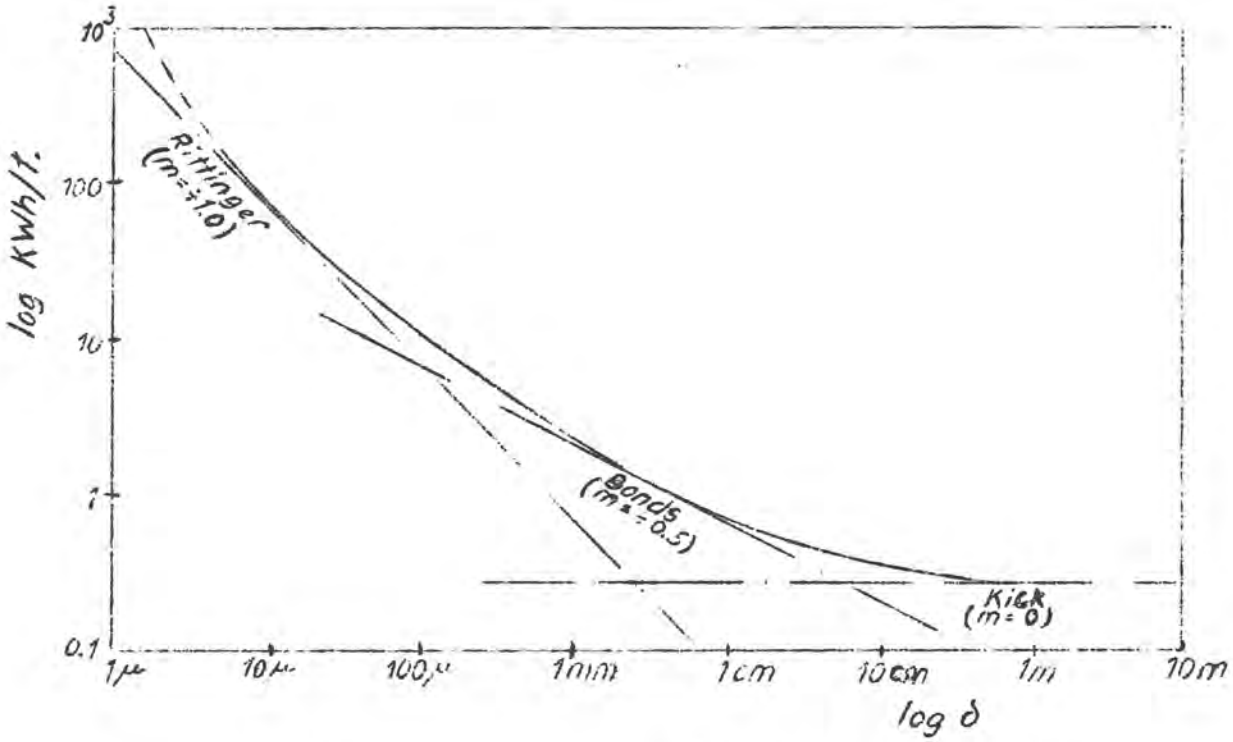
--10 KWh/t--

Tabell 2.

Empirisk er det vist at de beregnede kraftforbruk er mest realistiske etter Kick's lov ved grovknusing og etter Rittingers lov ved sterk finmaling. I et mellomområde svarer Bond's beregningsverdier best til resultatene fra praktiske maleforsøk. I tekstfiguren er kraftforbrukene i tabellen ovenfor fremstilt grafisk som funksjon av kornstørrelse.

I log-log-diagrammet er beregningsverdiene etter Rittinger, Bond og Kick's lover fordelt langs rette linjer med vinkelkoeffisientene m henholdsvis av størrelse -1, -0.5 og 0.0. Fremstillingen viser (ved heltrukket linje) at eksponenten n i den generelle knuseformel snarere er en funksjon av kornstørrelsen (n = f( )), enn en konstant verdi for hele knuseområdet. Formelen kan etter dette skrives:

$$dE = +K \cdot \frac{d}{\int f(\quad)}$$



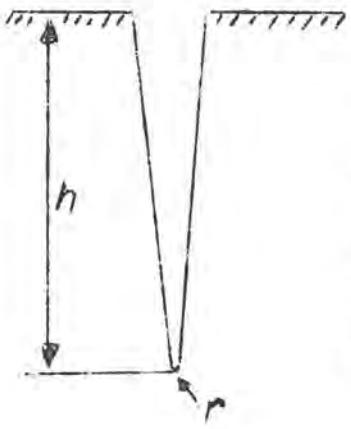
Eksempel på beregninger av kraftforbruk etter Rittinger, Bond og Kick's lover (etter Hukki, AIME Trans.220 (1961) s.403).

Resonnerer en over forholdet så forstår en at såvel Rittingers, Kicks og Bonds postulater har sine forsvarere som finner eksperimentell bekreftelse for sin respektive metode for beregning av energiforbruk ved en spesifikk knuseprosess basert på sikteanalyse av produkt.

Det er meningsløst å forsøke å bevise at et av de nevnte matematiske postulater er riktigere enn de to andre. Valg avpostulat må følgelig gjøres ut fra helt pragmatiske synspunkter.

<u>Ut fra slike betraktninger kommer en til at en matematisk analyse av forholdet ved energiomsetning ved en knuseprosess må suppleres med bedre innsikt i prosessens fysikalske forløp.</u>

Undersøker en produkter fra et knuseforsøk vil en ofte finne at knusing av en partikkel begynner med en mikrosprekkdannelse i partikkeloverflaten. I bunnen av mikrosprekken fåes en meget stor spenningskonsentrasjon som er proporsjonal $\frac{h}{r}$ hvor r er krummingsradius i bunnen av mikrosprekken som har en dybde h. Mikrosprekken fører derfor til meget store spennings-



konsentrasjoner, da r er meget liten i forhold til h. Ved fornyet belastning i partikkelen vil sprekken fordypes og til slutt føre til spalting av partikkelen. (Griffeths hypotese)

Skjer knusing i en væske som kan være en elektrolyt eller en organisk agens, så vil væsken trenge inn i mikrosprekken og hindre sammenvoksning og nøytralisere elektrostatiske tiltrekning mellom molekyler. Dette medfører billedlig en art kilevirkning så partikkelen sprenges lettere ved fornyet belastning. Ved tørrmaling vil en gassart kunne gi en lignende, men svakere virkning enn en væske med fylling av sprekken. Ved boring i stein vil også tilsats av små elektrolytmengder til spylevann gi bedre borsenkning. Forsøk med boring i kvarts, granitt eller kalk har således gitt fra 20 til 60% hurtigere borsenkning.

"Mikrosprekkteorien" kan muligens forklare hvorfor knusing i en kulemølle med samme produksjon krever mindre energi - i spesielle tilfeller inntil 30% reduksjon - ved våtmaling sammenlignet med tørrmaling. Tilsats av en passe elektrolyt til pulpen, eventuelt et overflateaktivt agens, kan i spesielle tilfeller øke knuseeffekten ytterligere.

Ved tørrmaling av cement synes ved enkelte anlegg en tilsats av oleat etc. å gi en øket produksjon.

Det er mulig at effektøkninger av denne art like godt kan forklares ut fra spesielle forhold ved møllemaling, da vann - eventuelt spesielle tilsatsagenser - vil gi en mer plastisk masse med mindre viskositet enn ved tørrmaling.

Oppvarmes mineral - spesielt et mineralagregat - før knusing, så utsettes godset for en anisotrop utvidelse som medfører en forspenning i krystaller og mellom grunnmasse og krystaller. Knusing vil i så fall kreve mindre energi. Forsøk med våtmaling i kulemølle av kalkstein, kvarts og en rekke andre mineraler viser ved en oppvarming fra 0° til 55° ca. 1% bedre effekt pr. 5° temperaturøkning.

De refererte postulater om energiomsetning ved en knuseprosess forutsetter at stoffet som behandles er homogent og har en sprød karakter. Har stoffet plastisitet eller stor elastisitet blir forholdene helt annerledes.

Som eksempel på erfaring ved knusing av plastiske stoffer, kan nevnes en kombinert knusing og separasjon for natursølv sammen med sprøde silikatmineraler, ved Kongsberg Sølvverks oppredningsanlegg som hadde en egen avdeling for behandling av et rikt sølvprodukt. Dette ble knust i valseverk. Herved ble det plastiske sølv valset ut til skjell, mens kvarts og andre sprøde mineraler ble finknust og kunne siktes vekk. Som eksempel på stoff med ekstremt stor evne til å motstå "tretthets"-brudd kan nevnes gummi, som bare får en elastisk deformasjon ved rimelig slagbelastning og derfor fordelaktig kan brukes som foring i kulemøller som arbeider med finmaling.

Avkjøles gummi langt nok, f.eks. i flytende luft, blir stoffet meget sprødt og kan lett finknuses.

Ved møllemaling og spesielt ved sekundær steinmaling vil en vesentlig del av knusing av mineralpartiklene skje ved sliping (atrosjon) mellom partikler - knuselegemer og foring. Fugefasthet i krystallgrenseflater synes ofte være avgjørende for prosessen, så en malm som viser stor trykkfasthet, f.eks. ved knusing i en tygger, kan være relativ lett malt som Sydvaranger jernmalm og omvendt som kleberstein som knuses lett, men er vanskelig å finmale. Skjer nedmaling ved atrisjon i en mølle ved steinmaling, viser det seg at mineralenes hårdhet spiller liten rolle når det er riktig forhold mellom knuselegmer og godsets hårdhet. Etter forsøk ved Opprednings-laboratoriet kan nevnes at meget bløte mineraler som talkum og grafitt lett lar seg male med samme mineral som knuselegemer.

Nedknusing i en kulemølle under en bestemt minste størrelse er sterkt avhengig av mineralegenskap. Som et ekstremt eksempel kan nevnes at en rørmølle som ved nedknusing av en kvartsrik magnetittmalm produserte ca. 120 t malm pr. døgn

nedknust til kornstørrelse under 60 µ (våtmaling). Samme mølle produserte imidlertid bare ca. 2 tonn i samme tid (tørrmaling) av talkum. Andre mineraler som f.eks. glimmer kan praktisk talt ikke nedmales i kulemølle.

KNUSING AV TILSLAGSMATERIALER FOR BETONG VED KRAFTANLEGGET TYSSO II

Ved bygging av kraftanlegg, særlig i høgfjellet hvor det sjelden finnes brukbar natursand har en ofte benyttet knuste tilslagsmaterialer for betongfremstillingen. Men det er vel ennå sjelden at all betongfremstilling ved større anleggsarbeider blir basert på knuste tilslagsmaterialer, slik som det ble gjort ved kraftanlegget Tysso II.

Anlegget er et typisk høgfjellsanlegg, hvor transportene er basert på taubaner og trallebaner. Av anleggsstedene er det bare kraftstasjonen som har vegforbindelse. Det finnes ikke brukbar natursand i området, men ved kraftstasjonsområdet og ved Langevann er fjellet godt egnet for knusing av betongmaterialer. På grunn av transportomkostningene ble det satt opp knuseverk både ved kraftstasjonen og ved Langevann.(fig. 1)

I dette innlegget skal jeg gi en oversikt over tilrigging, drift og vedlikehold av de to knuseverkene.

Knuseverk ved kraftstasjonen

Arrangementet fremgår av fig. 2. Knuseverket ble satt opp like ved adkomsttunnelen for kraftstasjonen og jeg kan nevne at det også tidligere har stått knuseverk omtrent på samme sted. Det var så tidlig som i 1929 - 1931 under støpningen av tetningsplaten på Ringedalsdammen. Denne platen ble nemlig også støpt med knuste tilslagsmaterialer og betongen har stått meget godt.

Ved dette knuseverket ble det benyttet tunnelstein fra sprengningsarbeidene i kraftstasjon og trykksjakt. Bergarten er en ensartet grovkornet granitt med relativt få sprekker. Grovknuseren var en kjeveknuser, type Svedala F.S. 50/32 og finknuseren en hydroconknuser, type Allis Chalmers 736.

På grunn av den begrensede matningsåpningen på kjeveknuseren ble det anordnet en rist med hydraulisk tippanordning foran materen for å skille ut stor stein. Den utsorterte stein ble lastet opp og kjørt på tipp.

Det knuste materiale ble sortert i to fraksjoner, 0 - 9 mm og 9 - 38 mm over et dobbelt vibrasjonssikt med 2.5 m^2 siktefiate.

Sikteknrvene for de to fraksjoner og for samlet tilslag fremgår av fig. 3.

Betongproporsoneringen forutsatte 60 % 0 - 9 mm og 40 % 9 - 38 mm.

Ved normal kjøring av knuseverket fikk vi imidlertid ca. 30 % 0 - 9 mm og 70 % 9 - 38 mm. For å redusere overskuddet av grovt tilslag, ble hydroconknuseren kjørt med minste spalteåpning (10 mm) og en stor del av det grove tilslaget ble kjørt i retur til hydroconknuseren. Vi fikk på den måten noe mer fint meteriale, men kapasiteten på knuseverket ble vesentlig redusert.

Totalproduksjonen ved dette knuseverket var 33000 m^3, herav ca. 12500 m^3 0 - 9 mm. Overskuddet av pukk, ca. 12000 m^3, fikk vi solgt til vegvesenet, kommunen og private entreprenører.

Produksjonsomkostningene ved knusingen er i stor grad avhengig av bergarten og av det produktet en vil fremstille. Ved dette knuseverket var omkostningene:

Tilrigging	kr.	3.90 pr m^3
Opplasting og transporter	"	5.40 " "
Drift av knuseverk	"	9.30 " "
Maskinkostnader	"	3.30 " "
	kr.	21.90 pr m^3

Tilriggingskostnadene ble store, da opparbeiding av veger og lagerplasser var meget kostbart i dette terrenget.

Opplasting og transporter omfatter også opplasting fra silobinger og transport til mellomlager og til betongblanderiet.

Av produksjonsomkotningene utgjorde forbruket av reserve-

deler til selve knuserne kr. 0.90 pr m^3.

Knuseverk Langevann

Arrangementet fremgår av fig. 4. Ved dette knuseverket ble det benyttet stein fra steinbrudd. Bergarten var her en grå finkornet granittisk gneis. Den var meget hard, og vi hadde problemer med å oppnå en brukbar fragmentering, særlig i toppskiktet. For å bøte på dette ble det boret et nett av hull med pallmatere mellom grovhullene ($2\frac{1}{2}$") i toppen. Til tross for dette ble det mye etterspretting av blokker i steinbruddet.

Opplegget var også basert på to knusere. En kjeveknuser Kue-Ken 90 som grovknuser og en hydroconknuser 736 som finknuser.

Ved knuseverket ved kraftstasjonen hadde vi en del problemer med separasjon av fraksjonen 0 - 9 mm. Vi måtte samle den utsiktede masse i rør og fordele den utover for å unngå for store topper.

Ved dette knuseverket ble det derfor lagt opp med tre sorteringer, 0 - 5 mm, 5 - 10 mm og 10 - 38 mm, og med siloer direkte under siktet.

For å få ut mest mulig fint tilslag ble betydelige mengder pukk kjørt i retur til hydroconknuseren. Det viste seg at vårt produksjonsopplegg da ga ca 1/3 av hver fraksjon. Betongproporsjoneringen forutsatte imidlertid 50 % 0 - 5 mm, 10 % 5 - 10 mm og 40 % 10 - 38 mm, og det var således klart at vi med dette opplegget ikke kunne få balanse mellom produksjon og forbruk. Problemet var å få øket produksjonen av 0 - 5 mm tilstrekkelig. Vi monterte derfor et sandvalseverk som firmaet tidligere hadde benyttet til framstilling av støpesand. Sandvalseverket ble matet med 5 - 10 mm-fraksjonen, ved remtransportør direkte fra vibrasjonssiktet eller fra lager gjennom en renne. Kapasiteten på sandvalseverket var ca 2 m^3/time, men til tross for dette tilskuddet maktet ikke knuseverket å produsere tilstrekkelig finsand (0 - 5 mm) til betongproduksjonen, som var på ca 1000 m^3 pr uke.

Det ble derfor satt inn en hydroconknuser nr. 2 av typen

Pegson - Telsmith 24 FC. Denne knuseren ble montert like under pukksiloen; slik at den kunne mates direkte fra siloen gjennom en renne. Minste spalteåpning for denne knuseren var ca. 5 mm, og midlere kapasitet ca. 3 m^3/time, herav ca. 1.5 m^3/time 0 - 5 mm. Massene fra denne knuseren ble sortert på egnet vibrasjonssikt.

Selve gangen i knuseprosessen ble da:
Mating av kjeveknuser gjennom vibrasjonsmater med utsortering av fint materiale på rist foran knuseren. Knust masse på remtransportører til vibrasjonssikt med utsortering av 0 - 5 mm, 5 - 10 mm og 10 - 38 mm. En del av 5 - 10 mm-fraksjonen på remtransportør til sandvalseverk og i retur til vibrasjonssikt. Grovt materiale ($>$38 mm) samt en del 10 - 38 mm på remtransportør til hydroconknuser 736 og videre til vibrasjonssikt. Mating av hydroconknuser med 10 - 38 mm fra silo og knust masse videre til vibrasjonssikt 0 - 5 mm, 5 - 10 mm $>$ 10 mm.

Midlere kapasitet for knuseverket i en ca. 3 md. periode, inklusive maskintopp etc. var:

Finsand	0 - 5 mm	4.25 m^3/t.
Grovsand	5 - 10 mm	0.75 "
Pukk	10 - 38 mm	3.10 "
Sum		8.10 m^3/t.

Det var ingen problemer med å øke produksjonen av grovsand og pukk, men det gikk på bekostning av finsandproduksjonen som hele tiden var "flaskehalsen". Og her var det ingen muligheter for å få solgt "overproduksjonen".

Karakteristiske kurver for de tre fraksjonene og for samlet tilslag er vist på fig. 5. Som det fremgår hadde vi problemer med å oppnå en helt ideell kurve for samlet tilslag, på grunn av et visst underskudd av materialer i området 0.15 - 2.4 mm. Dette skyldes i det vesentlige at hydroconknuser nr. 2 gav svært lite tilskudd av materialer i dette området. Fra denne knuseren fikk vi dessuten en del "finpukk" (10 - 20 mm) som måtte lagres for seg, idet den bare kunne benyttes i isolasjonsvegger og andre mindre viktige konstruksjoner.

Tilslagsmaterialenes kornform var kubisk med skarpe kanter.

Generelt kan en si at det ikke var noe problem å oppnå en tilfredsstillende betong til damstøpning med de tilslagsmaterialer som ble produsert.

Totalproduksjonen ved dette knuseverket var 43.000 m^3, heraV 21.500 m^3 0 - 5 mm.

Produksjonsomkostningene var:

Tilrigging	kr.	4.45	pr. m^3
Steinbrudd	"	14.30	" "
Drift av knuseverk	"	10.75	" "
Opplasting og transporter	"	9.70	" "
Maskinkostnader	"	4.15	" "
	kr.	43.35	pr. m^3

De store tilriggingskostnadene skyldes også her at opparbeiding av veger og lagerplasser var meget kostbart.

I steinbruddet var forbruket av bordeler svært stort, ca. kr. 5.90 pr. bormeter for $2\frac{1}{2}$" hull. Vi hadde dessuten jevnt 1 og tildels 2 mann på etterspretting.

Opplasting og transporter omfatter også her transporter fra silo til mellomlager, opplasting fra mellomlager og transporter til betongblanderi og taubanesilo for videretransport til Nibbehøl.

Forbruket av reservedeler til selve knuserne utgjorde her ca. kr. 2.30 pr. m^3 tilslag, d.v.s. ca. 2.5 ganger forbruket ved knuseverket ved kraftstasjonen.

Ved jamføring av driftskostnadene må en dessuten ta hensyn til at timelønnen på Langevann var ca. kr. 2.50 høyere enn ved kraftstasjonen.

Som det fremgår var vårt produksjonsopplegg mangelfullt og måtte kompletteres og utbygges under driften. Dette blir kostbart, men vi har høstet en del nyttige erfaringer både når det gjelder framstilling av knuste betongmaterialer, og de rent betongtekniske problemer som bruk av knuste materialer medfører.

Dette siste skal jeg ikke komme inn på her, men jeg vil nevne at knuste materialer synes å kreve et noe høyere v/c-forhold enn natursand for å oppnå samme konsistens. Betongkvaliteten synes imidlertid å bli minst like god.

Produksjonskapasitet for steinknusere blir av produsenter og leverandører som regel oppgitt for sprø kalkstein. En må være oppmerksom på at våre harde bergarter vil gi helt andre resultater.

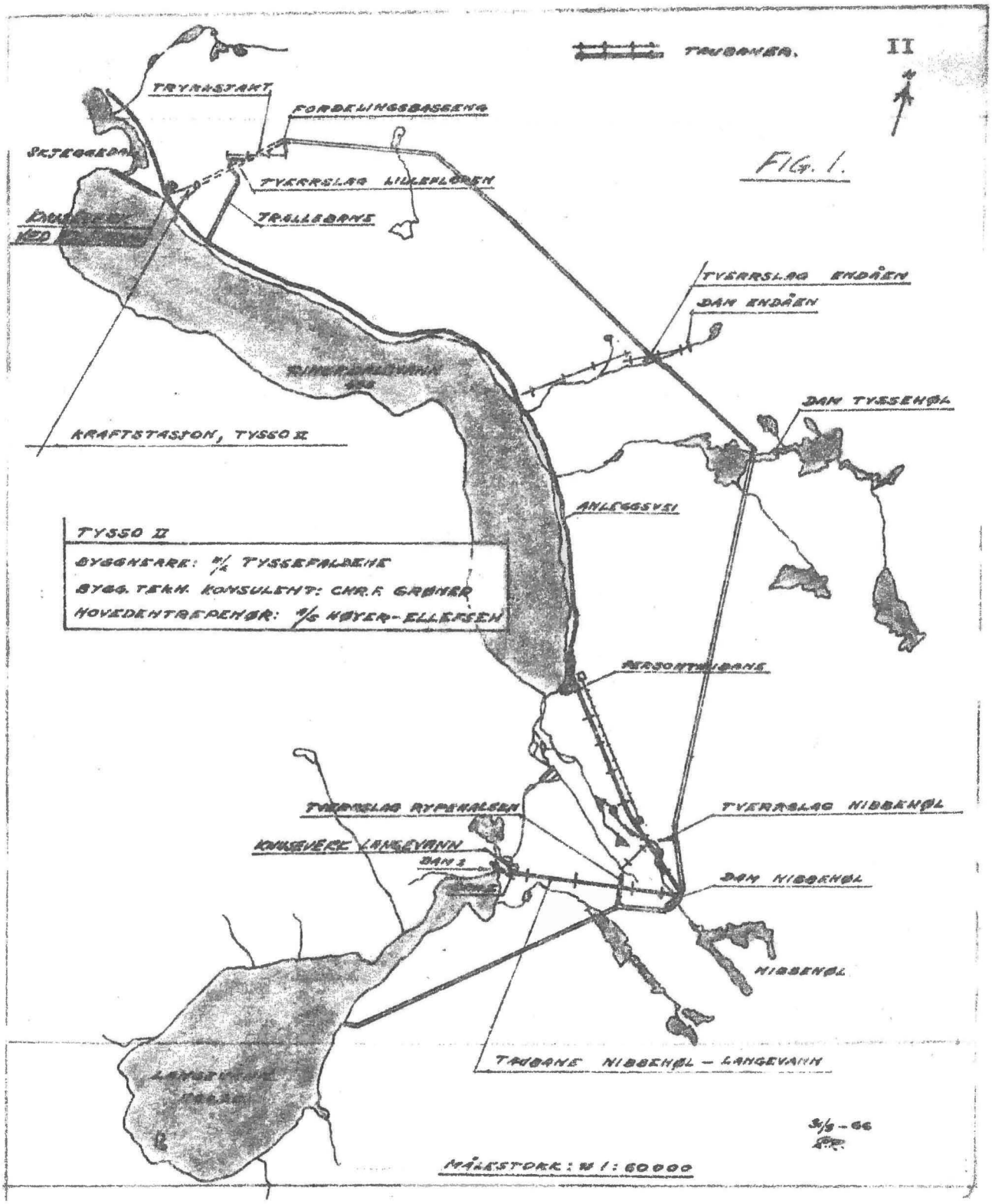
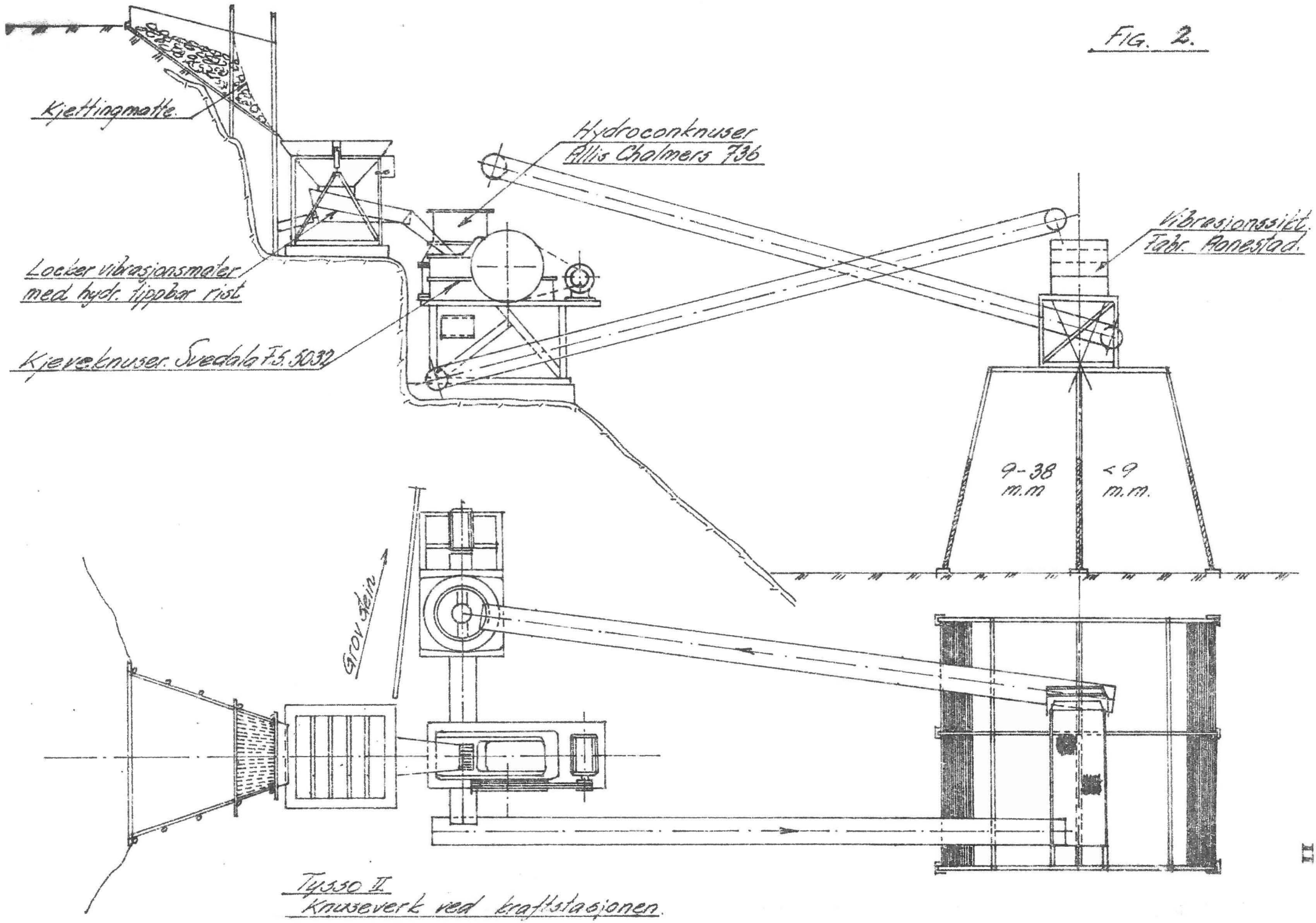

TAUBANER.
II
FIG. 1.
TRYKKSTAKT
FORDELINGSBASSENG
SKJEGGEDAL
TVERRSLAG LILLEFLOREN
TRALLEBANE
TVERRSLAG ENDÅEN
DAM ENDÅEN
DAM TYSSEHØL
KRAFTSTASJON, TYSSO II
ANLEGGSVEI
TYSSO II
BYGGHERRE: A/S TYSSEFALDENE
BYGG. TEKN. KONSULENT: CHR. F. GRØNER
HOVEDENTREPENØR: A/S HØYER-ELLEFSEN
PERSONTAUBANE
TVERRSLAG RYPEHALSEN
TVERRSLAG NIBBEHØL
KNUSEVERK LANGEVANN
DAM 1
DAM NIBBEHØL
NIBBEHØL
TAUBANE NIBBEHØL – LANGEVANN
MÅLESTOKK: ≈ 1:60000

FIG. 2.



Tyssø II
Knuseverk ved kraftstasjonen.

1. Protokoll for materialundersøkelser og betongproporsjonering

Side II

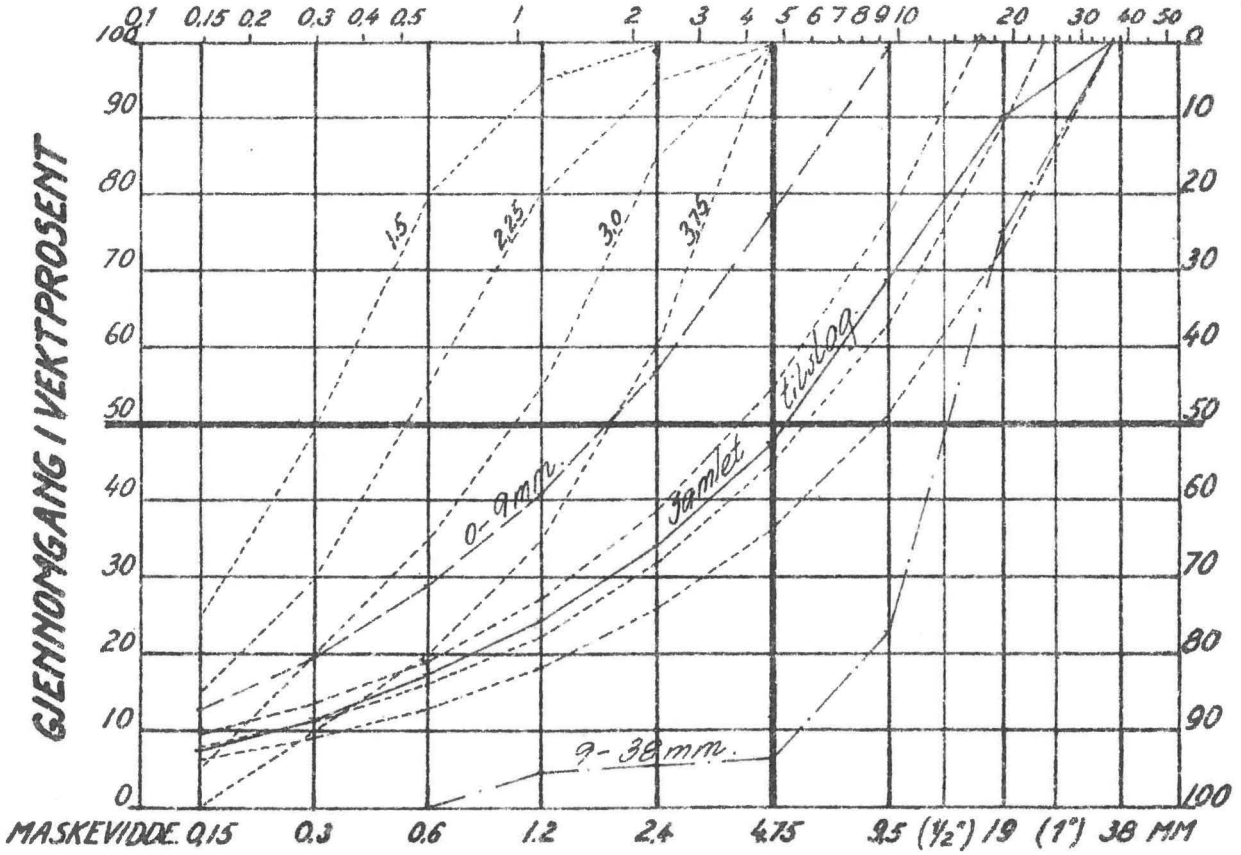
Arbeidsplass: Kraftstasjonen Entreprenør: A/S HE Byggeleder: .....

Prøving av tilslag: Tilslag	Kornform [1]	Humus prøve [2]	Slamprøve %	Spesifikk v. $s = \frac{10}{10 \div p'}$	Neddykkingsforh. $u = \frac{p'}{10}$	Absorbsjonsfuktighet %	Romvekt kg/m³ (Komp. med slag)
.....							
.....							
.....							

Prøving av cement: Cementsort	Neddykkingsforhold u_c	Sikterest % ell. overflate cm²/g	Størkningstid timer	Volumbestandighet	Prøvealder døgn	Trykkfasthet kg/cm²	Strekkfasthet kg/cm²
					3		
					7		
					28		

[1] For sand angis: Rund eller kantet (skarp) kornform. – For singel: Rund eller avlang kornform. – For pukk: Kubisk eller avlang kornform.
[2] a: Ufarget sand eller lys gul = bra, b: Gul eller lys brunrød = brukbar. c: Mørk eller brunsort = ubrukbar.

FIG. 3.



		(0,125)	(0,25)	(0,5)	(1)	(2)	(4)	(8)	(16)	(32)	
SAND	Gjenn.g. %	12,8	19,6	29,0	40,7	56,7	77,6	99,1	100	100	Grovhetstall
	Rest %	87,2	80,4	71,0	59,3	43,3	22,4	0,9	0	0	G_s = 3,65
STEIN	Gjenn.g %	0	0	0	4,6	5,3	6,5	22,7	75,0	100	D_{max} = 38 mm
	Rest %	100	100	100	95,4	94,7	93,5	77,2	25,0	0	G_{st} = 6,86
60 % sand	Gjenn.g. %	7,7	11,8	17,4	24,4	34,0	47,5	59,7	69,0	60,0	
40 % stein	Gjenn.g. %	0	0	0	1,8	2,1	2,6	9,1	30,0	40,0	
SAMLET TILSLAG	Gjenn.g. %	7,7	11,8	17,4	26,2	36,1	50,1	68,8	90,0	100	
	Rest %	92,3	88,2	82,6	73,8	63,9	49,9	31,2	10,0	0	G_{s+st} = 4,92

Betongproporsjonering / 19.....

Sylinderfasthet kg/cm² $B_{mid.}$ ($B_{min.}$)	Vannsementforhold v/c mid. (v/c maks.)	Konsistens: Slump	Konsistens: Slag eller omdr.	Grovhetstall samlet tilslag G_{s+st}	% sand = $\frac{G_{st} \div G_s + _{st}}{G_{st} \div G_s}$	3) Antatt luftinnhold %	Vektblandingsforhold Tørre materialer: 1 : m + n	1 : m : n	Materialmengder i kg. pr. m³ betong: Vann	Cement	Tørr sand	Tørr stein	Tørr fillersand
.....	.....	.....	.....				1 :	1 : .	.....	.....	.....	.....	.....
.....	.....	.....	.....					1 : :	.....	.....	.....	.....	.....
( )	( )	.....	.....				1 :	1 : :	.....	.....	.....	.....	.....

3) Poremiddel..... tilsettes forsøksvis i en mengde av..... cm³ pr. kg. cement.

Tjeggedal 17/1 19 06. Torgits Opedal.

Kontrollørens navn.

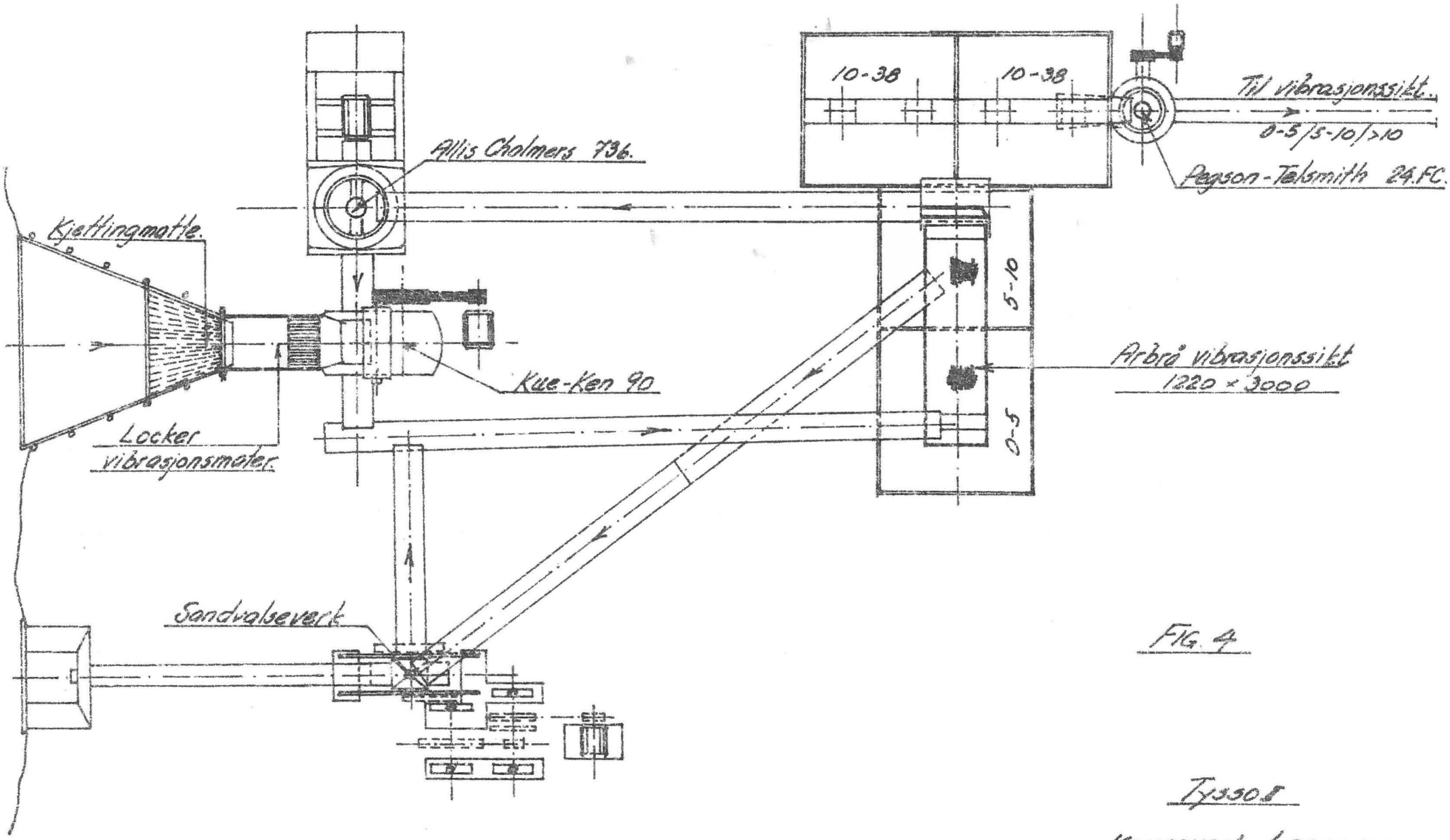


FIG. 4

Tj 3308

Knusevark Langevann

M 1:100

II

1. Protokoll for materialundersøkelser og betongproporsjonering

Side II

Arbeidsplass: Langevann Entreprenør: A/S HE. Byggeleder:

Prøving av tilslag:

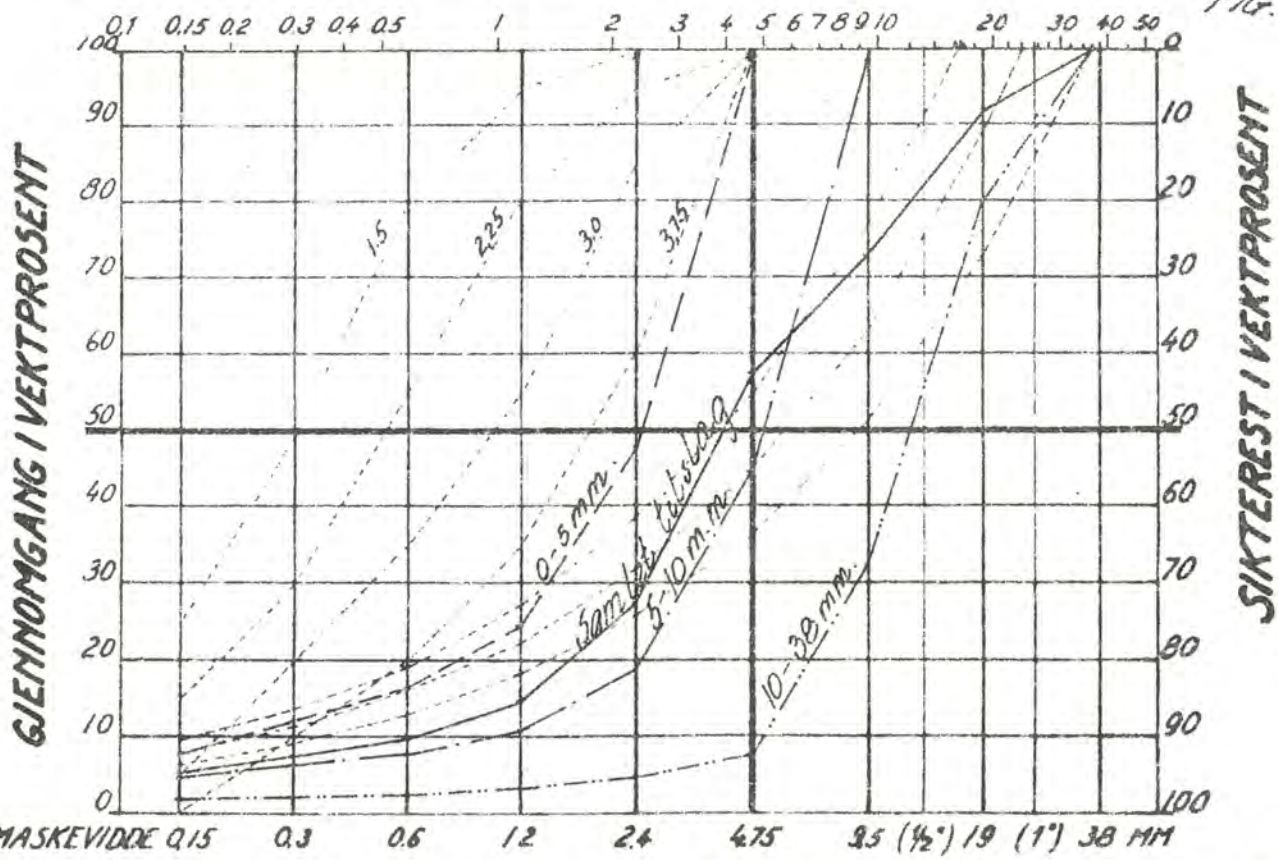
Tilslag	Kornform 1)	Humus prøve 2)	Slamprøve %	Spesifikk v 10 / s = 10 ÷ p'	Neddykkingsforh. p' u = 10	Absorbsjonsfuktighet %	Romvekt kg/m³ (Komp. med slag)

Prøving av cement:

Cementsort	Neddykkingsforhold u_c	Sikterest % ell. overflate cm²/g	Stivningstid timer	Volumbestandighet	Prøvealder dager	Trykkfasthet kg/cm²	Strekkfasthet kg/cm²
					3		
					7		
					28		

1) For sand angis: Rund eller kantet (skarp) kornform. – For singel: Rund eller avlang kornform. – For pukk: Kubisk eller avlang kornform.
2) a Ufarget sand eller lys gul = bra, b Gul eller lys brunrød = brukbar. c: Mørk eller brunsort = ubrukbar.

FIG. 5.



		0,15	0,3	0,6	1,2	2,4	4,75	9,5	1/2"	19	1"	38	F.M.
Sand	gj.g %	7,9	12,1	16,3	24,6	47,7	99,5	100	100	100	100	100	
0-5 mm	rest %	92,1	87,9	83,7	75,4	52,3	0,5	0	0	0	0	0	3,92
Sand	gj.g %	4,8	6,3	7,7	10,8	18,8	44,7	98,6	100	100	100	100	
5-10 mm	rest %	95,2	93,7	92,3	89,2	81,2	55,3	1,4	0	0	0	0	5,08
Stein	gj.g %	1,8	2,2	2,6	3,3	4,7	7,4	32,5		80,0		100	
10-35 mm	rest %	98,2	97,8	97,4	96,7	95,3	92,6	67,5		20,0		0	6,66
50% sand 0-5 mm	gram	4,0	6,0	8,1	12,3	23,8	49,8	50,0		50,0		50	
10% sand 5-10 mm	gram	0,5	0,6	0,8	1,1	1,9	4,5	9,9		10,0		10	
40% stein	gram	0,7	0,9	1,0	1,3	1,9	3,0	13,0		32,0		40	
Samlet tilslag	gj.g %	5,2	7,5	9,9	14,7	27,6	57,3	72,9		92,0		100	
	rest %	94,8	92,5	90,1	85,3	72,4	42,7	27,1		8,0		0	5,13

Langevann 28/7 1967

N. Haagenrud
Kontrollørens navn

gland. Fl.fjord

TRANSPORTABLE KNUSEANLEGG FOR FREMSTILLING AV VEG- OG BETONGMATERIALER AV SPRENGSTEIN

av

Sivilingeniør Gunnar Kummeneje
NVE Statskraftverkene

TRANSPORTABLE KNUSEANLEGG FOR FREMSTILLING AV VEG- OG BETONGMATERIALER AV SPRENGSTEIN

Generelle bemerkninger - prinsipper

Sprengstein brukes her som et fellesnavn på tunnel- og br ddmasse. Tunnelmasse er i motsetning til bruddmasse mer eller mindre småskutt, prisen lavere og tilgangen oftest rikelig. De største stenene kan derfor sorteres ut og kasseres.

Da en transportabel knuser ikke bør være altfor tung, vil det i bruddmasse lønne seg å redusere blokkstørrelsen mest mulig. Ved knusing av tunnelmasse er det ofte, men slett ikke alltid, økonomisk å ta massen direkte fra stuff for å spare gjennopplasting. Den kan f. eks. inneholde mye grov stein eller forurensinger etc. Varm, våt masse kan skape vansker om vinteren. Utlastningstiden blir oftest for kort for en god utnyttelse av knuseanlegget. Opplasting fra bakkelager bør derfor være mulig. Vinterdrift bør helst unngås.

For å redusere rigg- og flyttearbeidet bør følgende prinsipper tilstrebes:

. Eventuelle betongfundamenter reduseres mest mulig, særlig i høyden

2. Utstyret transporteres mest mulig driftsklart. Transporten bør utføres med vanlige lastebiler eller ved sleping. Montasjen bør foregå uten bruk av mobil-kraner.

3. Elektrisk montasje reduseres til et minimum ved å bruke flyttbare kiosker og strekke kabler fra disse.

Virkelig mobile knuseanlegg er vanligvis kompakte verk på en eller to vogner. For sprengstein vil slike verk sannsynligvis bli for store og tunge på norske veger.

En spredt oppstilling av matere, knusere og vibrasjonssikter forbundet med remtransportører foretrekkes derfor.
Det gir enklere og lettere enheter og samtidig mulighet for flere sorteringer, endringer i prossessen, lettere reparasjoner og utskifting av utstyr, utnyttelse av skråninger og større kapasitet.
De enkelte enheter kan gjerne gå på hjul, men dette blir kostbart når verket sjelden skal flyttes. Løse utlånshjul har nå kommet i bruk. Skal enhetene transporteres på lastebil, må høyden bgrenses mer. Dessuten får man laste og losseproblemer.

Mateanordninger

En effektiv mateanordning er avgjørende for utnyttelsen av hele knuseanlegget.
Stein som er for stor for knuseren, vil blokkere denne en stund. Noen få slike steiner pr. time kan halvere produksjonen. Massen bør derfor passere en grovrist, enten kombinert med opplastingen eller med mateanordningen.
Vegvesenet har begynt å bruke en utkasterblender over knuserinnløpet.
Av ulike mateanordninger brukes bl.a.:

1. Lomme med eller uten tappeluke og vibrator.
2. Lomme med forskjellige vibrasjonsmatere med eller uten rist for finmasse
3. Lomme med lamellmater.

Vibrasjonsmaterne kan ha visse fordeler fremfor lamellmaterne, f.eks.:
Kombinasjon med stavrist (grizzly) og mulighet for skånsom avlevering på båndtransportør som igjen tillater lavere påfyllingshøyde.

Skal knuseanlegget utelukkende mates med lastemaskin samtidig som man ønsker en høy grad av mobilitet, vil en mateanordning som vist på fig. passe bra.
Fremmedlegemer vil lettere bli oppdaget på remtransportør.

En detektor av minesøkertypen kan stoppe remmen når større stålstykker passerer.
Transport av grov sprengstein på gummiremtran portør er imidlertid neppe økonomisk i lengden. Slik masse bør helst mates direkte i knuseren.
Ofte vil det være fordelaktig å kunne tippe billass direkte i matelommen. En 3 - 6 m høy skråning er da nødvendig, se fig. 2. Med en sammenleggbar stålbukk kan riggarbeidet reduseres til et minimum. Skråningen kan tildannes og eventuelle fundamenter støpes mens anlegget fremdeles er i arbeid annensteds. Se også fotos, fig 3 og 4.
Lamellmatere blir også mye brukt og bør enten forsynes med grovrist over lommen eller en utkasterblender over knuserkjeften. En utsiktning av finmasse før knusingen påkrevet, kan dette utføres etter lamellmateren med en bratt, fast stavrist eller en kraftig vibrerende rist. En lamellmater tillater vanligvis noe lavere kjørebro.

Knusere

Forskjellige knusertyper blir behandlet i andre innlegg, se også litteraturhenvisningene. Som mobile grovknusere eller ett-trinnsknusere brukes alt overveiende kjeveknusere. Som finknusere brukes mest konknusere, men kjevetypen har også visse fordeler, f.eks. lav pris og lav påfyllingshøyde. Fra knuserne bør massen falle på en vibrasjonsrenne som skåner remtransportøren. Denne får dessuten et friere retnings- og stigningsvalg. Bruk av vibrasjonsrenne er viktigere jo grovere massen er.

Under knuserne bør det være god høyde og god adkomst for å fjerne spilt masse som alltid vil forekomme. Det er nedslående å se hvor optimistisk enkelte konstruktører kan være i så tilfelle. Resultatet er at det ofte må graves groper i bakken som er meget vanskelige å renske og som i verste fall fylles av vann. Å spare på høyden her er dårlig økonomi.
En stålplate eller glatt betongplate vil gjøre det lettere å rake eller skyfle, se fig.2.

Sikter

De forskjellige sikttyper er behandlet i den oppgitte litteratur. Her skal bare nevnes at kapasiteten må være fullt tilstrekkelig og at typen må være egnet til formålet. Siktene bør ha ferdig understell med utløp til remtransportør for de ulike sorteringene. Finstoffet, subben, er ofte klebrig og bør falle mest mulig direkte på en remtransportør. Denne bør derfor løpe under og langsetter siktet. Bare bratte sideskjermer er da påkrevet og byggehøyden blir lav.

Remtransportører

Remtransportører er et uunnværlig hjelpemiddel. Med riktig konstruksjon og bruk er de driftssikre og krever lite vedlikehold. Desverre ser man ofte såvel uheldige konstruksjoner som feil bruk og dårlig vedlikehold. Det er nedslående å se remtransportører arbeide halvveis begravet i spillmasse.

Under pålastningsenden må det være gode renskemuligheter som nevnt tidligere. Rembredden velges ofte for stor, noe som medfører unødige anskaffelses- og vedlikeholdskostnader. Med en remhastighet på m/sek er kapasiteten for 40-50 og 60 cm rembredde henholdsvis 50-85 og 125 m^3/ time. De vanlige høydejusterbare hjulunderstell egner seg dårlig for sleping på humpete veg. Her bør det komme bedre løsninger. Lengre transportører enn ca. 5m bør unngås.

Siloer

Silo har visse fordeler fremfor å la sorteringene falle på bakken :

P.g.a. de korte skråningene reduseres separasjonen vesentlig. Bortskyving og gjennopplasting elimineres. Sorteringene kan kjøres direkte til forbruksstedet.

Siloene bør enten ha teleskopiske ben og transporteres i oppreist stilling eller kunne tippes direkte opp med lastebil.

Krafttilførsel

Er det for kostbart og føre frem elektrisk kraft, kan knuserne drives direkte av dieselmotorer. Til disse kobles også et lysaggregat som leverer strøm til transportører, sikter etc. Det bør legges stor vekt på et støvfritt luftinntak til dieselmotorene.
Vegvesenet går nå imidlertid inn for store lysaggregater som også driver elektromotorene på knuserne. De kan derfor plasseres et stykke unna den verste støvutviklingen.
Skal knuserne senere brukes på steder med elektrisk krafttilførsel, trekker man dessuten fordel av at de allerede er utstyrt med en elektromotor.

Støvdannelse

Av mange hensyn kan det være ønskelig å redusere støvdannelsen. Avsuging med vifter egner seg best for stasjonære anlegg under tak. Dusjing med fine dyser er enkelt og effektivt, unntatt i frost. Skal stensorteringene være fri for finstoff, må de enten spyles til slutt eller dusjingen må sløyfes.

Forskjellig systemer

Pukk til betong bør passere et sikt med rundhull eller kvadratmasker som eliminerer de største flate eller langstrakte korn.Flisige korn kan dessuten sorteres ut i skrå renner der de sklir og derfor beveger seg langsommere enn kubiske korn som triller nedover.
Det finnes også andre måter å forbedre kornformen på.
En eventuell finknuser bør f.eks. løpe enten full eller tom, og alle korn over ca. 10 mm bør helst sendes gjennom.
Den bearbeiding som derved oppnås, avrunder skarpe hjørner.
Pukken kan dessuten etterbehandles i en "kubiseringsknuser".
Men all ekstra rigg kompliserer og koster penger. Det samme gjør en økning i antall sorteringer. Det gjelder derfor spesielt ved transportable anlegg å vurdere slike tiltak kritisk før de blir satt i verk.
Finmassen bør ikke inneholde større korn enn 10 mm av hensyn til den sterke separasjonstendensen i denne sorteringen, spesielt ved dryssing fra transportør i lagerhaug på bakken.

Det finnes mange måter å kombinere knusing og sortering på. Her er det bare tid til å komme inn på noen enkle systemer med 2-3 sorteringer. Samfengt masse bør unngås av hensyn til separasjonsrisikoen.

Fig. 5 viser et enkelt system med forsortering, ett knusetrinn, returgang og 2 ferdige sorteringer.

Knusing i ett trin gir lav kapasitet og krever finskutt masse. Ved finere knuseutløp enn. 50 60 mm bør finmassen ledes utenom knuseren.

Likevel kan kjeveplateslitasjen bli ujevn og derfor uøkonomisk. Dette enkle systemet kan være formålstjenlig ved mindre arbeider.

Fig. 6 viser et system med 2 knusere. En remtransportør kan innspares ved å plassere vibrasjonssiktet over finknuseren. Så høy montering vil imidlertid ofte medføre større ulemper enn én ekstra transportør.

Plassere siktet over siloene, blir anlegget lite mobilt.

Returgang vil ofte gi et høyt innhold av kornstørrelser opp mot den maksimale.

Dette er vanligvis uheldig, men kan reduseres på flere måter ved :

1. Å stille finknuseren sammen slik at største utløpsåpning blir lik eller noe mindre enn største dukåpning.

2. Å bruke 2 sikt som fig. 7, og sløyfe returen. De langstrakte stenene kasseres eller brukes til annet formål. Systemet tillater også overløp fra finknuseren. Dette er nyttig fordi finknuseren som regel vil være en flaskehals og fordi den av hensyn til kornformen bør løpe full til stadighet. En senere finknusing av grovpukken er mulig men vil ofte gi en annen kornfordeling.

3. Å sløyfe finknuseren. Det må da selvsagt være behov for den grove, flisige pukken.

Forbedring av graderingen i en sortering er forøvrig mest aktuell for knust sand til betong, og dette er behandlet i et annet innlegg.

Slitasje

Ved alle omlastningssteder i systemet vil det opptre punktslitasje, for eks. i øvre sikteduk, i transportørenes pålastningskasser, i renner, i siloer etc.
Treffpunktene bør beskyttes enten med spesiell slitegummi eller med deler av gamle gummiremmer. Massen bør treffe mest mulig normalt på gummien.

Kostnader

Enhetskostnader for knuste materialer kan ikke sammenlignes uten videre. Av momenter som må vurderes, kan nevnes:
Råmaterialets kostnad, grovhet og knusbarhet.
Produktets grovhet, kornform og sortering. Totalproduksjon, utnyttelse, kapasitet og lagringsforhold spiller også inn.
Som eksempel på hvor lavt ned enhetskostnaden kan drives, kan nevnes et anlegg for tilslag til oljegrus, se foto fig.8.
Råmaterialet var grov tunnelmasse av amfibolitt fra 75-90m^2 tunnel, grovknuser 40x60 cm, finknuser 28" konknuser, 20 mm trommelsikt med returgang.
Total produksjon i en sesong var 40.000m^3 samfengt masse 0-20 mm og middelkapasiteten var ca. 23 m^3 pr. time.
Enhetskostnad utkjørt i lagerhaug på stedet var kr. 11,29 pr. m^3. Alle kostnader innberegnet.
Enhetskostnader fra de forholdsvis stasjonære småanlegg med klatteproduksjon som jeg kjenner til har ligget på 15-30 kr/m^3.

Litteraturfortegnelse

Oddvar Åfløydal og Jarle Øye: Steinknusere og siktestasjoner, NIF'kurs i anleggsmaskiner 22. - 26.1.1968.

Industrikonsulent A/S : Kurs i rasjonell arbeidsdrift for Statens Vegvesen 1965.

G.J. Brown: Principles and Practice of Crushing and Screening - The Quarry Managers Journal mars 1963, april 1963 og mai 1963.

G. Kummuneje : Mobile rementransportører for grus og betong-Bygg 1968 nr. 4.

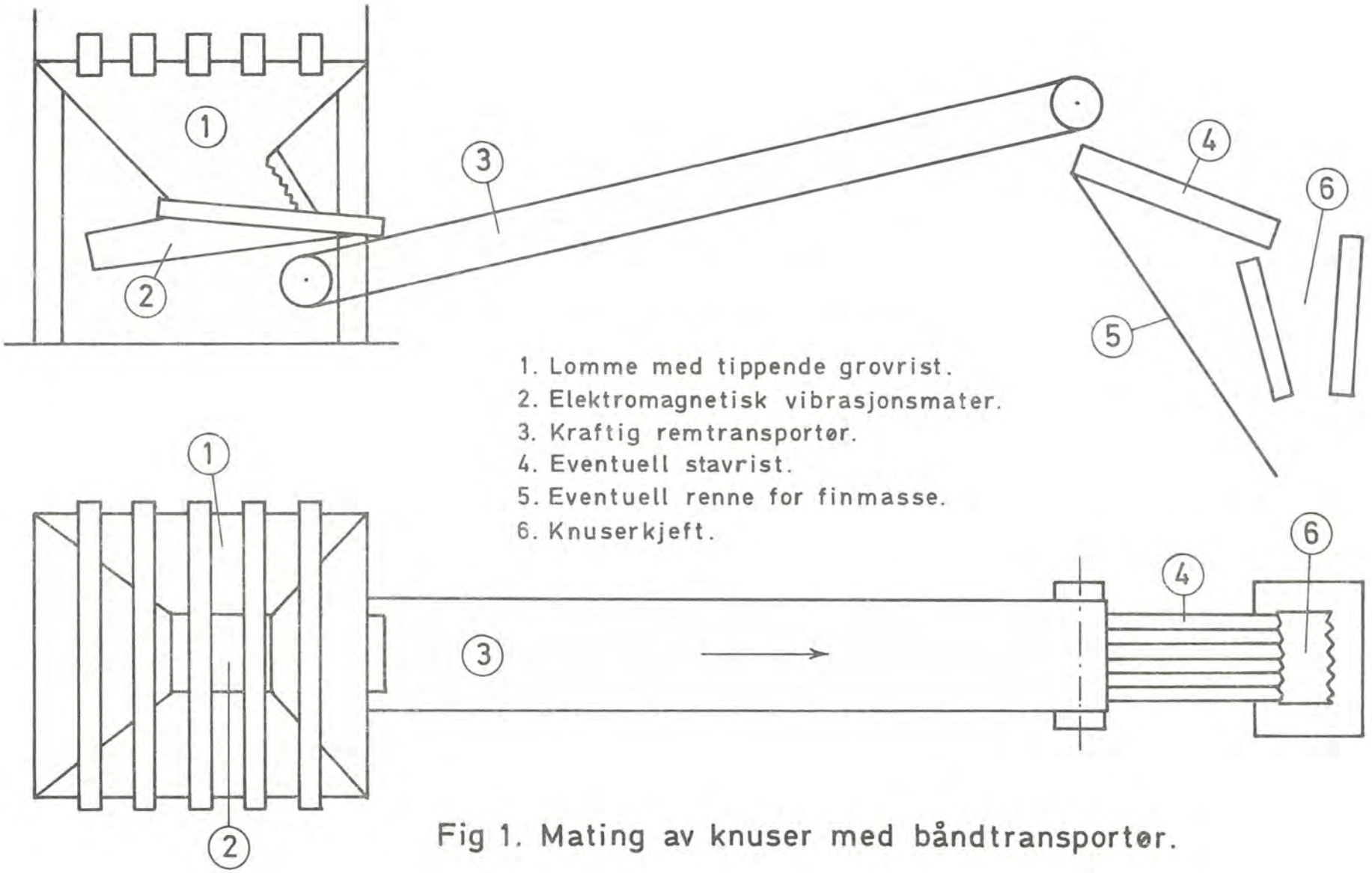


Fig 1. Mating av knuser med båndtransportør.

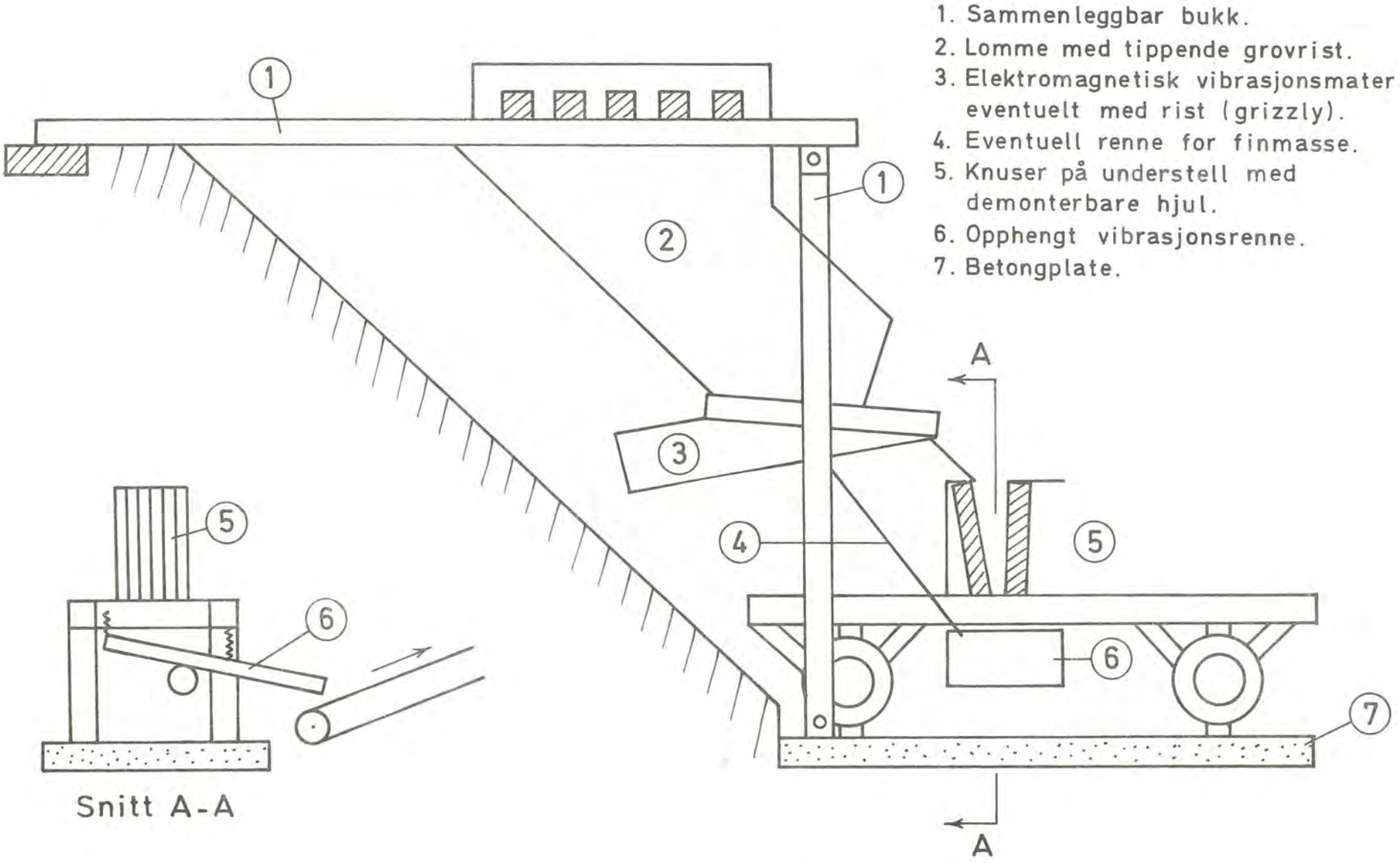


Fig 2. Mating av knuser fra skråning.

Fig. 3

Fig. 4

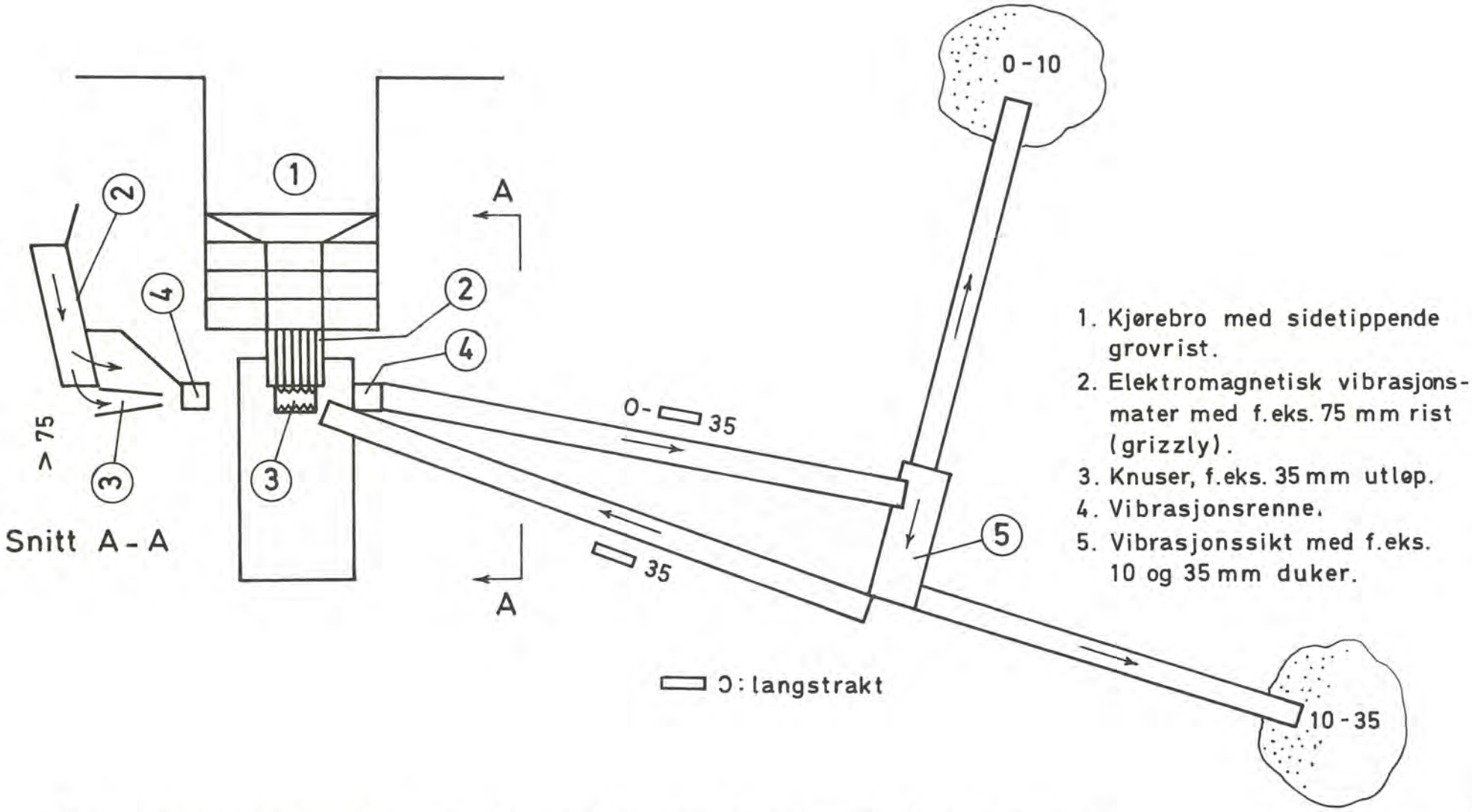


Fig 5. Knuseanlegg med ett knusetrin, returgang og 2 sorteringer.

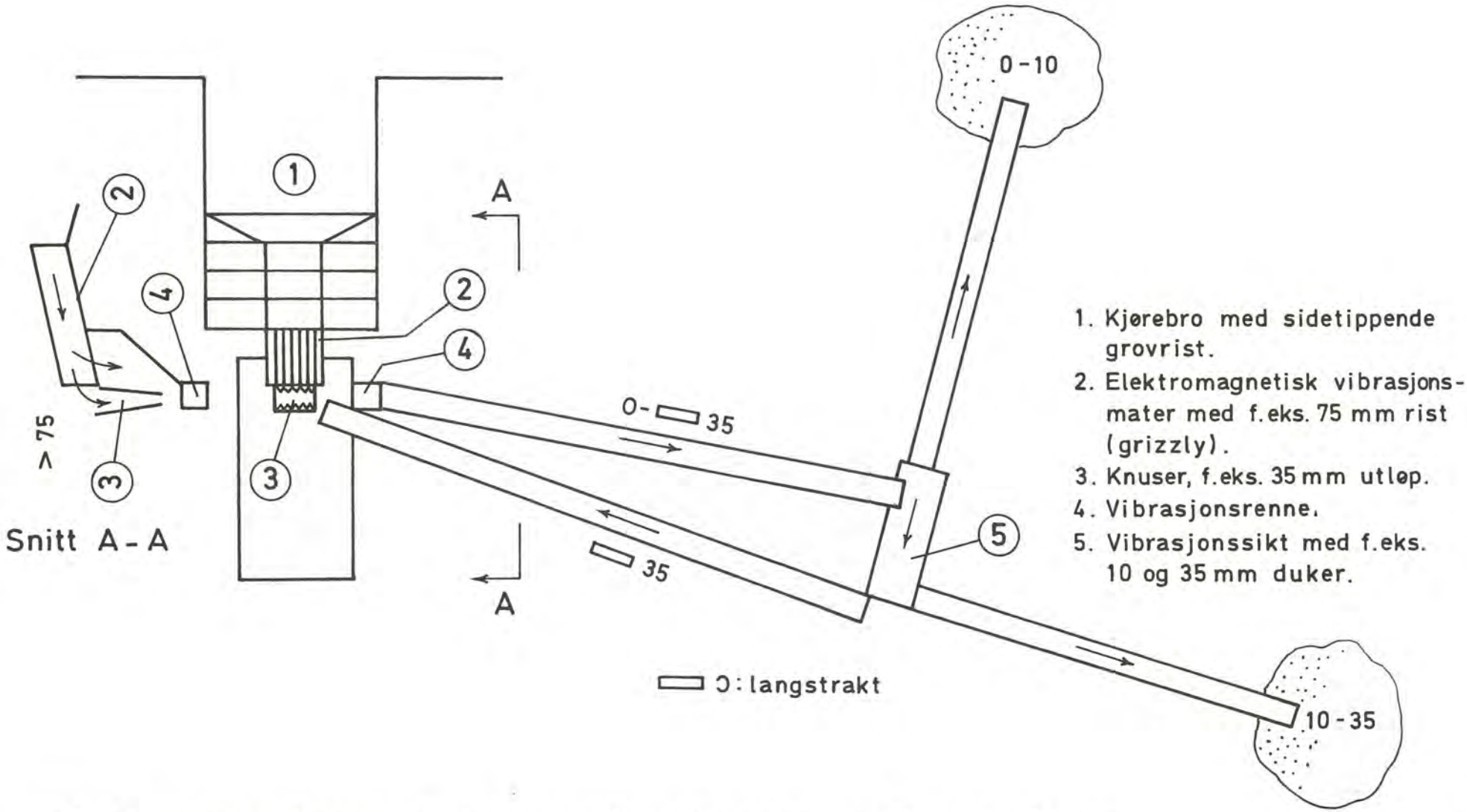


Fig 5. Knuseanlegg med ett knusetrin, returgang og 2 sorteringer.

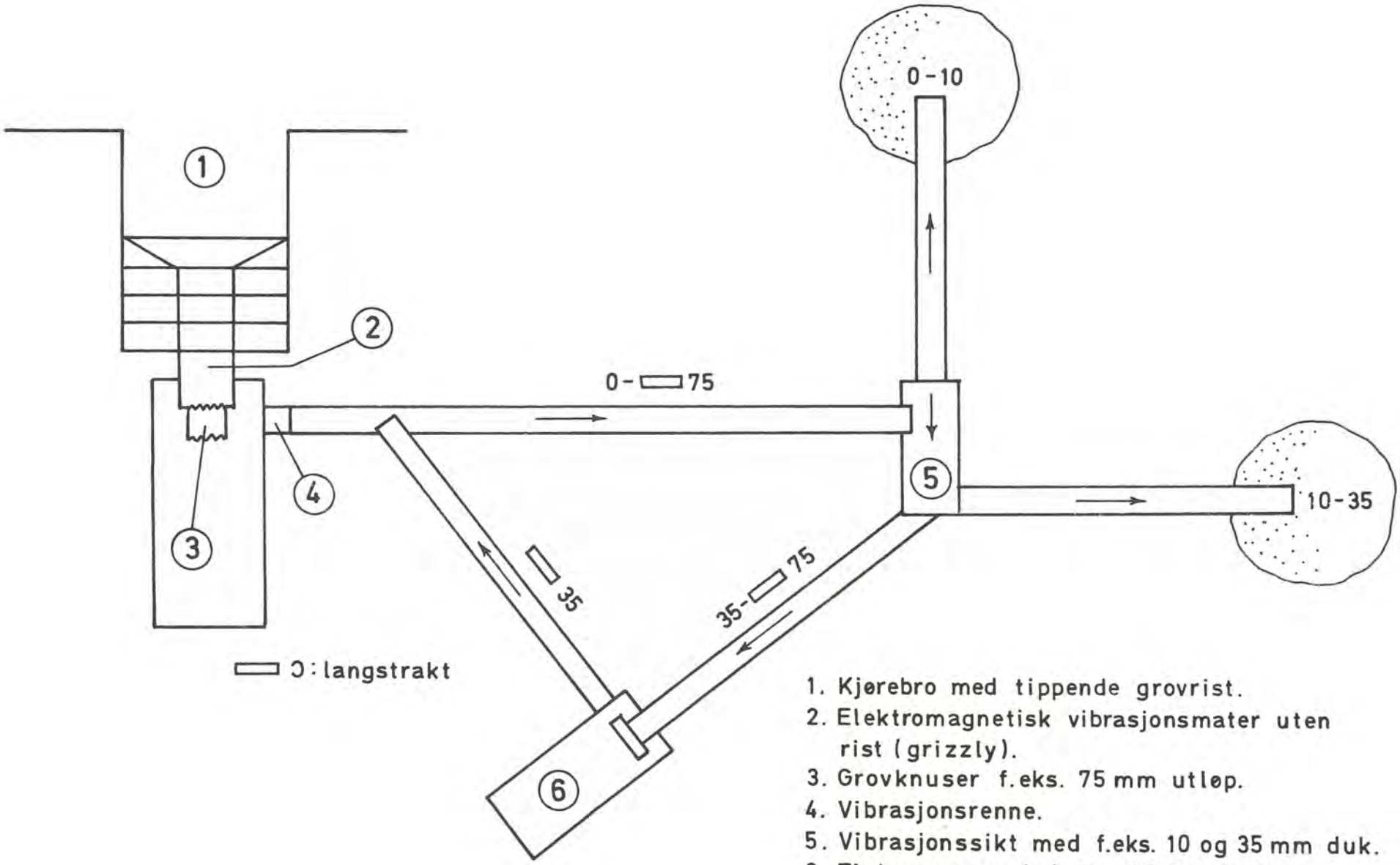


Fig 6. Mobilt knuseanlegg med 2 knusetrin, returgang og 2 sorteringer.

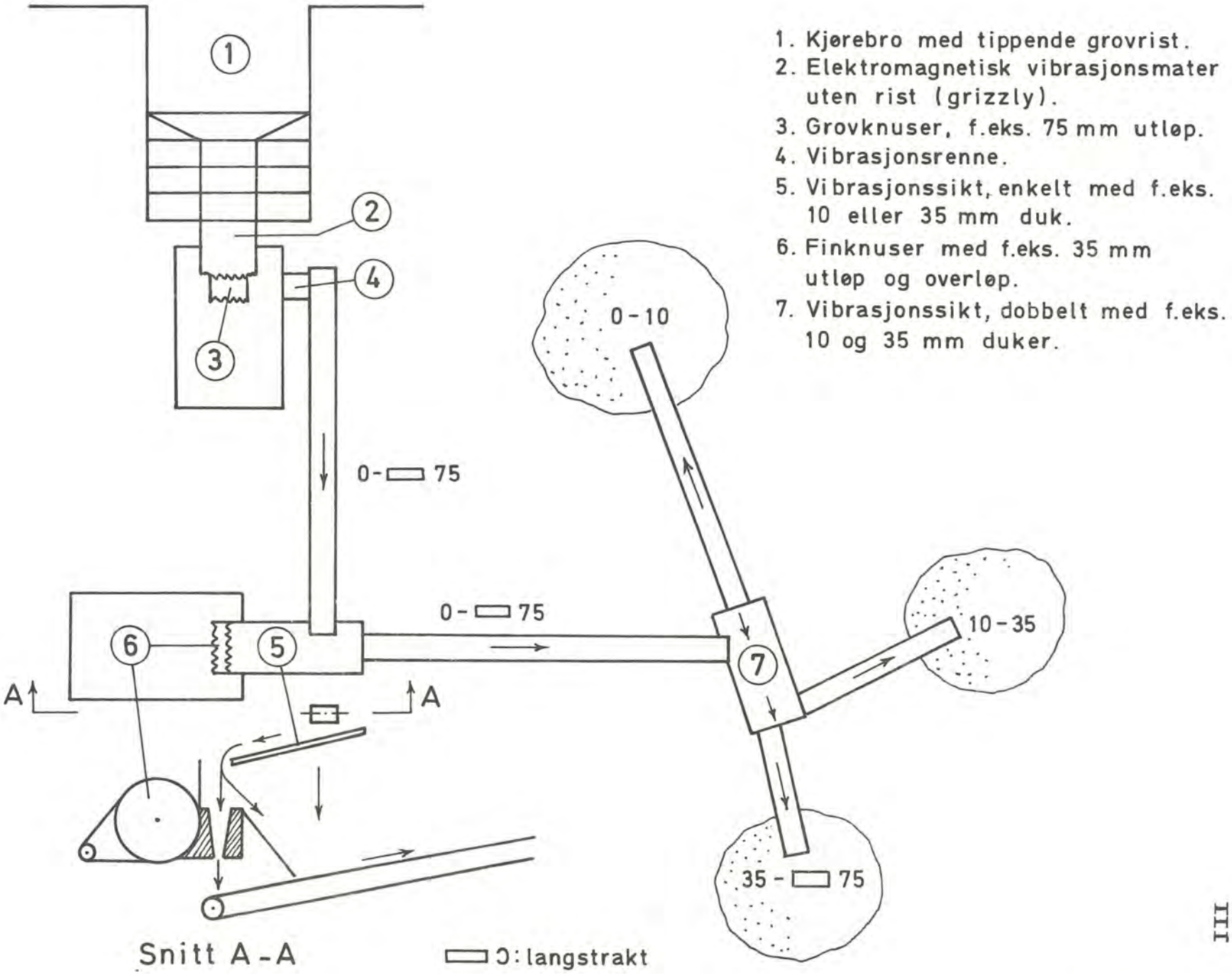


Fig 7. Mobilt knuseanlegg med 2 knusetrin og 3 sorteringer uten returgang.

VALG OG BEHANDLING AV STÅL FOR UTSTYR TIL BORING OG KNUSING

av

Sivilingeniør Alf C. Pettersen
Stavanger Electro-Staalverk A/S.

VALG OG BEHANDLING AV STÅL FOR UTSTYR TIL BORING OG KNUSING

Innledning

Det er neppe noe felt innen teknikken hvor materialenes slitasjemotstandsdyktighet spiller så stor økonomisk rolle som innen bergverks- og anleggsvirksomheten. Alt etter forholdene blir materialene i tillegg utsatt for betydelige påkjenninger i form av:

Plastisk deformasjon
Elastisk deformasjon
Utmatning
Korrosjon.

Det eneste tilfelle hvor kravene til materialene er moderate er til egenskapskombinasjonene ved høyere temperaturer. Til gjengjeld kreves det gode egenskaper ved de laveste temperaturer som forekommer på et anlegg.

Når en så tar i betraktning at en økonomisk helhetsvurdering vanligvis fordrer anvendelse av relativt billige materialer og at forholdene på arbeidsplassen er vekslende og slik at utstyret ikke blir håndtert med "silkehansker", vil det fremgå at problemene med hensyn til materialvalg er formidable.

I virkeligheten finnes det ikke noe entydig generelt svar på spørsmål som:
"Hvilket er det beste materiale til malelegemer i en mølle ?",
"Hvilken spesifikasjon er den beste for fjellbor ?" o.l.
Det beste svar på slike spørsmål som kan oppnåes, er at under bestemte bruksforhold vil dette materiale behandlet på denne måte gi det optimale resultat. En slik anbefaling fordrer imidlertid et mere inngående kjennskap til arbeidsforholdene enn det en materialsakkyndig vanligvis har. Et godt resultat vil være avhengig av samarbeide med anleggsledelsen og at denne har noe kjennskap til materialproblemene.

I det følgende skal det derfor gis en omtale av på hvilken måte materialpåkjenningene spiller en rolle og hvilket valg av stål og dets behandling som er aktuelt. Omtalen må nødvendigvis være skjematisk og gjør ikke på noe vis krav på å være uttømmende.

Slitasje

De fleste bergartsmineraler er betydelig hardere enn det går an å få et stål. Derfor er en i vanlig forstand skjærende bearbeiding oftest utelukket. Når en borrer eller deler opp en bergart må prosessen baseres på en knusing. Denne består i at stålet i kontakt med mineralkorn deformeres elastisk og plastisk med følgende spenningsutjevning, mens mineralkornene som ikke har den samme evne til deformasjon, får lokale spenninger som overskrider dens skjærfasthet og således deles opp. I tillegg til denne mekanisme får man vanligvis en grovoppdeling langs sprekker og svakhetssoner i et mineral eller en bergart, men denne form for oppdeling skal vi ikke komme nærmere inn på fordi slitasjen på stålet er avhengig av hva som skjer i kontaktflaten mellom stål og mineralkorn.

Slitasjen på stålet foregår på forskjellige måter:

1. Ved at stålet knuses lokalt og at materialpartikler faller ut.
2. Ved en lokal deformasjon som er så stor at materialets fasthet overskrides.

Det fremgår av disse mekanismer at stålet bør være så hardt som mulig for å motstå deformasjon. Samtidig bør det være så seigt som mulig for å unngå at det knuses. Kombinasjonen høy seighet og høy hardhet er imidlertid vanskelig å forene og problemet med et hensiktsmessig materialvalg er derfor ofte et avveiningsproblem. Eksempler for valg av foringsmateriale i malemøller vil klarlegge denne problemstilling.

Tidligere ble foringsplatene så å si utelukkende laget av austenittisk manganstål. Dette stål som i leveringstilstanden er ganske bløtt med en Brinellhardhet på ca. 220, har en meget utpreget tendens til å herde ved kalddeforma-

sjon og kan etter denne oppnå hardheter på ca. 550 Brinell. Det er bare det ytterste skikt som blir deformert og på denne måte fåes en foringsplate som ytterst er meget hard og slitesterk, men hvor det ytterste lag er bakket opp av et bløtt og seigt underlag. På én måte kan vi derfor si at det austenittiske manganstål kan gi den gode egenskapskombinasjon fordi det under bruk er å oppfatte som et compoundmateriale. Nå er det imidlertid så at forholdene i en malemølle sjelden gir en tilstrekkelig kald-deformasjon til at manganstålets hardhetsmuligheter blir realisert. Dessuten er det ofte ikke behov for manganstålets store seighet i udeformert tilstand.

Derfor vil man kunne forvente et bedre resultat når man velger et hardere materiale og heller renonserer på kravet til stor seighet. I den senere tid er det utviklet en rekke slike materialer som i praksis har vist seg ofte å være det austenittiske manganstål overlegent.

I taball I er det gitt en oversikt over de viktigste materialer som anvendes for foringsplater i malemøller.

Materialtype	Hardhet HB	Seighet	Hovedanvendelse
Austenittisk Mn-stål	220	Stor	Slagaktig sterkt påkjente detaljer.
Kromstål	400-450	Noenlunde	Ved knusing av sprø materialer, f.eks. koks.
Ni-hard	600	Liten	Generell anvendelse.
Kromlegering	600	Liten	Generell anvendelse, sementmøller.

I tabell 2 er den kjemiske sammensetning angitt

Materialtype	C	Mn	Cr	Ni	Mo
Austenitt. Mn-stål	1.2 %	12.5 %	0 - 2 %	-	0 - 2 %
Kromstål	0.8 %	-	2 - 5 %	-	0.4 %
Ni-hard	3.0 %	-	2.0 %	4.2 %	0.3 %
Kromlegering	2.8 %	0.6 %	28.- %		

Vanligvis er det nødvendig med seigere foringsmateriale jo hardere og større malekulene er.

Spesielt når det gjelder en mølleforing kan forøvrig slitasjeproblemet søkes løst på en helt annen måte. Man kan nemlig spørre om det ikke finnes et materiale til foringer som er slik st en egentlig maling ikke finner sted i kontaktflaten med foringen. I dette tilfelle må man åpenbart ha et materiale som er meget elastisk og uten evne til kald-deformasjon. Vi kjenner ikke metalliske materialer som har disse egenskaper, men vi finner dem hos gummi og visse plaster. Det er da også en velkjent sak at gummiforinger kan hevde seg bra såsant påkjenningene er moderate d.v.s. når det anvendes f.eks. malelegemer med en diameter på 50 mm. eller mindre. I dette tilfelle er altså det alt vesentlige av malearbeidet overført til malelegemene alene og med relativt sett større slitasje på dem.

Eksemplene ovenfor viser hvordan man kan oppnå et totalt sett bedre økonomisk resultat ved en bedre avveining av kravene til seighet og hardhet samtidig som metallurgene har kommet frem med mere hensiktsmessige materialer.

I praksis skiller man ofte mellom slagslitasje og slipende slitasje. Med slagslitasje forståes den slitasje man får når relativbevegelsen mellom det som skal knuses og det slitasjemotstandsdyktige materiale er hurtig, hvor flatetrykket er stort og hvor relativbevegelsen i hovedsaken er loddrett på kontaktflatene. Med slipende slitasje forståes en slitasje hvor relativbevegelsen stort sett er langs kontaktflaten, mens flatetrykk og hastigheter kan være høyst varierende. Det er egentlig ingen prinsippiell forskjell på disse to former for slitasje, men i praksis kan det være hensiktsmessig å ha denne inndeling da en slagslitasje fordrer et relativt seigt materiale, mens den slipende slitasje best motståes av det hardest mulige materiale.

Der hvor det er en utpreget slagslitasje som f.eks. i en kjeftetygger hevder derfor det austenittiske manganstål seg meget godt.

Typisk slipende slitasje får man på utstyr som håndterer løse, finkornede masser slik som f.eks. jord, sand og grus. Da man med slikt utstyr ikke tar sikte på noen knusing, er det klart at f.eks. gummibelegg må være det rette hvis man av andre årsaker kan benytte et slikt. Må man av styrkemessige grunner ha et metallisk materiale er det bedre jo hardere det er. Naturligvis kan man heller ikke i dette tilfelle velge det hardest mulige materiale fordi andre forhold som pris og f.eks. sveisbarhet vil også spille en rolle.

Ved slipende slitasje er som nevnt relativbevegelse langs kontaktflatene. Det betyr at hvis det er hårde kammer som står opp, kan det være bløtere partier mellom kammene uten at slitasjemotstandsevnen betydelig nedsettes. Det er en velkjent sak at man kan redusere den slipende slitasje ved å hardsveise et vaffelmønster på f.eks. foringsplatene i en styrtrenne. Metallurgene har lenge gjort seg nytte av et lignende prinsipp, men da i mikroskopisk skala. En rekke av de mest slitesterke stål er således bygget opp av harde, men sprøe metallkarbider som er utfelt i en noenlunde seig stålmatriks. Endel av de slitesterke stål som inneholder betydelige mengder av komplekskarbider av krom, wolfram og vanadium, er for kostbare til å finne annet enn sporadisk anvendelse i utstyr innen bergverks- og anleggsvirksomheten. Derimot finner man utstrakt anvendelse av stål med kromkarbider alene eller enkelte ganger som komplekskarbider av krom med noe molybden.

Prinsippet med meget slitesterke karbider i en bløtere matriks er imidlertid i høy grad nyttiggjort i hardsveisebelegg, men først og fremst i forbindelse med det såkalte hardmetall.

Ser man bort fra hardmetallets anvendelse til sponfraskillende verktøy i verkstedene, har hardmetallet bare funnet anvendelse i forbindelse med bor for fjellboring. Til gjengjeld har innføringen av hardmetall fullstendig forandret driftsmulighetene ved fjellboring.

Det hardmetall som anvendes som tips i fjellbor består av

wolframkarbid bundet i en matriks av koboltmetall. De enkelte karbidkorn har en utstrekning av 3 til 4 tusendelsmillimeter og mindre.

Tabell 3 gir en oversikt over aktuelle hardmetall kvaliteter for fjellboring:

	WC	CO	Anmerkning
1	92.0	8.0	Mest slitesterk - for slitesterke, men sprøe bergarter.
2	90.0	10.0	Seig.
3	90.0	10.0	Som ovenfor, men med gjennomsnittlig finere karbidkorn. Mere slitesterk.

Hardmetallet er et sintret produkt, d.v.s. at komponentene - wolframkarbid og kobolt - i form av finfordelt pulver varmes opp så meget at koboltpulveret fukter karbidkornene og derved binder dem sammen til et hele. Hardmetallet er derfor et "naturhardt" materiale. Dets egenskaper er ikke avhengig av en etterfølgende varmebehandling eller kalddeformasjon.

Når det gjelder slipende slitasje er hardmetallet det mest slitasjemotstandsdyktige materiale man i praksis kjenner, som har fått sin anvendelse innen bergverks- og anleggsvirksomheten. Nå arbeider fjellbor under forhold som man i stor grad vil betrakte som slagaktig. At hardmetallet til tross for sin moderate eller lave seighet likevel kan benyttes, kommer av at det alltid er tale om relativt små biter som er bakket opp av et betydelig seigere materiale. Knusing av hardmetall forekommer likevel ved fjellboring. Årsaken er da vanligvis feil eller svikt i loddefuge eller stålunderlag.

Plastisk deformasjon

I forbindelse med det austenittiske manganstål ble det nevnt at dets gode egenskaper hadde sammenheng med evnen til utpreget hardhetsøkning ved kalddeformasjon. Det vil si at man må tillate en viss plastisk deformasjon av materialet.

I noen tilfeller spiller det liten rolle om materialet deformeres såsant deformasjonen ikke er utpreget, men vanligvis medfører en deformasjon betydelige ulemper i forbindelse med utbuling og tilpasning. Kjente eksempler på dette har man for foringer i konknusere og malemøller.

Det er de seige og relativt myke stål som er særlig utsatt for plastisk deformasjon. Tendensen kan motvirkes ved å sette til legeringselementer som dels styrker materialet og dels tillater en varmebehandling til større hardhet.

Enkelte typer av austenittisk manganstål inneholder ca. 2 % krom. Disse typer har spesielt funnet anvendelse hvor de slagaktige påkjenninger nok er tilstede, men ikke i utpreget grad f.eks. til plater i kjeftetyggere når disse knuser relativt bløte bergarter eller mineraler.

Elastisk deformasjon

Som kjent er stålets elastisitetsmodul nær uavhengig av dets legeringsinnhold. Det betyr at de forskjellige ståltyper deformeres elastisk like meget for samme påkjenning. En annen sak er at de forskjellige ståls evne til å deformeres innen det elastiske område er meget stor. Det vil med andre ord si at de forskjellige ståls elastisitetsgrense er meget varierende. Hvis stålet ikke inneholder indre spenninger f.eks. fra herding eller kaldretting, vil elastisitetsgrensen være nær proporsjonal med stålets hardhet. Ønsker man derfor et materiale med stor evne til å "fjære" må man velge et stål med relativ høy hardhet - eller hva som er bedre å angi - høy flytegrense. Slike stål har vært anvendt i lang tid. Det best kjente er vel det vanlige fjærstål som inneholder ca. 0.5 % C og ca. 1.7 % Si, og som etter seigherding til vanlig brukshardhet har en flytegrense på ca. 87 % av strekkfastheten. I den senere tid er det markedsført en rekke nye ståltyper med høyt flytegrenseforhold, d.v.s. høy flytegrense i forhold til strekkfastheten. Disse tilfredsstiller mange flere krav enn dem man stilte til de eldre typer f.eks. kravet til god sveisbarhet og til øket korrosjonsmotstandsevne. Nettopp på grunn av disse egenskaper har stålene funnet økende anvendelse til høyt

påkjente konstruksjoner hvor spesielt vekt er et problem f.eks. til transportutstyr.

Metallurgisk sett er stålene kjennetegnet ved et lavt karboninnhold, (Vanligvis under 0.2 % for å sikre sveisbarheten) og ellers ved mindre innlegering av mange legeringsbestanddeler som mangan, krom, nikkel og flere.

Utmatning (deformasjonsløse brudd)

En meget stor del av alvorlige brudd på kritiske detaljer er såkalte deformasjonsløse brudd. Det vil si at bruddene ser ut som om de har skjedd i et fullstendig sprøtt materiale og derfor uten synlig kontraksjon eller forlengelse. Tar man etterpå en prøve fra et slikt materiale og foretar f.eks. en vanlig strekkprøve, vil man ofte finne at materialet ved denne prøve hva seighet angår er fullstendig normalt. Man kan derfor ikke uten videre fastslå at når deformasjonsløse brudd inntrer, er det fordi materialet mangler duktilitet. Riktignok er det så at jo mere duktilt et materiale er jo mindre er tendensen til at deformasjonsløse brudd skal forekomme, men det viser seg at omstendighetene omkring slike brudd er kompliserte. Særlig i forbindelse med de mange skipshavarier hvor skipene rett og slett brast i to, ble denne saken nøye undersøkt. Det viste seg at det foruten rent metallurgiske spørsmål var spesielt 3 faktorer som var av betydning:

1. Temperaturen.
2. Indre spenninger i materialet.
3. Kjerver, sår og lignende i overflaten.

Man hadde lenge kjent til at et ferrittisk stål hadde avtagende duktilitet med synkende temperatur, men man fant forsåvidt overraskende at en rekke almindelig anvendte bløte stål hadde et omslag fra å være seigt til å bli sprøtt i temperaturområdet 0 - 20 ^{o} C når påkjenningene var slagaktige og spesielt når det var kjerver tilstede og når de indre spenninger var fleraksede. Denne siste tilstand er ganske vanlig i forbindelse med sveising og derfor finner man ofte deformasjonsløse brudd i sveisede konstruksjoner.

Metallurgene kjente til botemidler mot dette. Rent konstruk-

tivt ble det anbefalt å unngå flerakset spenningsforhold f.eks. ved spenningsgløding av sveisede konstruksjoner, eller hvor dette ikke lot seg gjøre - i det minste å sørge for at flere sveisestrenger ikke krysset hverandre.

Materialmessig ble det lagt større vekt på å fremstille rene stål d.v.s. stål med minst mulig innhold av ikke-metalliske forurensninger. Dessuten ble det lagt vekt på å få frem finkornede stål.

En rekke av de bløte- og lavlegerte stål som idag markedsføres for høyt påkjente konstruksjoner er av denne type.

Den kanskje mest kjente type av deformasjonsløse brudd innen bergverks- og anleggsvirksomheten er utmatningsbruddet.

Det arter seg på den måte at det først oppstår en liten sprekk (såvidt man vet bestandig i eller meget nær overflaten) som så gradvis utvides. Etter en tid - det kan være spørsmål om minutter, men også timer - er sprekken blitt så stor at det resterende materiale svikter på vanlig vis som et deformasjonsløst brudd.

Et utmatningsbrudd har derfor et typisk utseende. Med sentrum i den opprinnelige sprekk ser man consentriske forplantningssoner. Disse er ofte blanke fordi de adskilte metallflater har stuket hverandre. Utenfor disse soner finner man så det deformasjonsløse brudd med en krystallisk bruddstruktur.

Utmatningsbrudd har vært studert i lang tid. En av de første som studerte slike var Wøhler. Han fant at hvis et stål ble utsatt for vekslende påkjenninger ut over en viss størrelse, var det vanlig at man fikk brudd. Ved lavere påkjenninger, derimot, var det en klar sammenheng mellom antall lastvekslinger og påkjenningene før brudd inntraff. Ved vekslende påkjenninger hvor den maksimale spenning var lavere enn ca. 50 % av strekkfastheten, fikk han i alminnelighet ikke brudd.

Sammenhengen ble stilt opp i den vel kjente Wøhler-kurve.

Innen bergverks- og anleggsvirksomheten er utmatningsbrudd særlig sjenerende i forbindelse med borutstyr. Det er en kjent sak at svært mange bor og annet borutstyr svikter av denne årsak lenge før det ellers er utslitt. Man skulle kanskje tro at det er en forholdsvis enkel sak å rette på dette, enten ved å lage et stål med tilstrekkelig høy utmatningsfasthet eller ved å foreskrive slike arbeidsbetingelser at de spenninger som fremkaller bruddene blir redusert. Generelt sett er det nok langs disse veier man må søke en løsning, men problemet kompliseres i høy grad av de vekslende forhold som hersker i forbindelse med fjellboring og ikke minst det økonomiske krav om en hurtig inndrift.

Utmatningsbruddet i et fjellbor er på tvers av stangen. Selv om bøye- og vridningspåkjenninger forekommer, er det altså strekkspenningene langs stangen som er dem som utløser bruddet. For å forstå at det kan oppstå strekkspenninger, må man kjenne litt til hvordan slagimpulsen fra bormaskinens stempel overføres gjennom borstangen til bergarten som derved blir knust. Når stemplet slår an mot borstangen, får denne en fremadskridende bevegelse avpasset bormaskinens slagtakt, men i tillegg vil den ytterste ende av nakken bli komprimert. Denne kompresjon forplanter seg langs stangen som en trykkbølge med den meget anseelige hastighet av 5000 m. pr. sek. Når trykkbølgen når kroneenden vil den tilhørende energi dels forbrukes til å knuse bergarten og dels vil den reflekteres. Er nå borret i kontakt med bergarten, vil den reflekterte bølge i det vesentlige også være en trykkbølge, men er det ikke kontakt, får man en strekkbølge. Tilsvarende forhold gjør seg gjeldende når den reflekterte bølge når nakkeenden. Man må være oppmerksom på at disse bølger forplanter seg 5 - 6 ganger frem og tilbake i stangen mellom hvert slag av stemplet i bormaskinen. At man på denne måte får strekkspenninger i borstangen er forklaringen på at man meget lett kan få utmatningsbrudd ved å bore i "løse luften".

Rent prinsipielt gir dette følgende indikasjoner:

1. Metallurgen bør søke å utvikle et materiale med tilstrekkelig indre dempning slik at sjokkbølgenes amplitude avtar.
2. Bormaskinoperatøren bør passe på at matningstrykket er slik avpasset at boret i størst mulig utstrekning ligger an mot bergarten. Særlig kritisk er forholdene ved ansetting.

Man vil også forstå at borkronens geometri spiller en rolle. I en lettboret bergart vil f.eks. et spisst skjær kunne yte for liten motstand, slik at man ved refleksjon får en høy spenning i form av strekk.

Det er nevnt tidligere at et ståls utmatningsfasthet er høyere jo høyere dets strekkfasthet er. Dette er imidlertid en sannhet med mange modifikasjoner, blandt annet fordi et stål med høy fasthet har liten spenningsutjevnende evne. Det kreves altså også en viss plastisitet imellom de enkelte krystalitter i materialet. Dette medfører at utmatningsproblemet ikke løses ved å velge et tilstrekkelig fast stål. En av de veier man har å gå, er som tidligere omtalt å lage et "rent stål". En annen vei er å søke et stål med stor evne til plastisk deformasjon. I virkeligheten er dette samme sak som å forlange en relativt høy dempningsevne, men i praksis går det også ut på å velge et materiale med relativt lavt flytegrenseforhold. Det vil si at flytegrensen er lav i forhold til strekkfastheten. Man har lenge kjent til at en sådan "ekstra" duktilitet har vært gunstig for gjenstander som er utsatt for utmatning uten å være klar over hvorfor det var så.

Som tidligere nevnt, er det strekkspenningene som er farlige i forbindelse med utmatning og da spenningene normalt er størst ved en overflate, vil enhver reduksjon av strekkspenningene der være gunstig. Dette kan oppnås ved at man på forhånd sørger for at detaljene i overflaten har trykkspenninger. De mest alminnelige måter å oppnå dette på, er ved settherding eller ved stuking (shot peening). Begge prosesser anvendes f.eks. til bor og utstyr i fjellboring.

De alminneligst anvendte stålkvaliteter til gjenstander utsatt for høye utmatningsspenninger fremgår av tabell 4.

C	Ni	Cr	Mo	Anvendelse
0.9 %	-	1.0 %	0.2 %	Vanlig fjellbor med meiselskjær.
0.25 %	3.25 %	1.0 %	0.25 %	Stenger og utstyr beregnet for seigherding.
0.30 %	3.25 %	1.0 %	0.25 %	Alm. anvendt for seigherding.
0.30 %	2.85 %	1.2 %	0.25 %	Stenger for settherding.
0.10 %	4.25 %	1.1 %	0.25 %	Alm. anvendt for settherding.

Korrosjon

Innen bergverks- og anleggsvirksomheten er slitasje og brekkasje den overveiende årsak til at utstyr må fornyes. Selv om korrosjonen er betydelig fordi mange flater holdes "blankskurt", maskeres den av vanligvis langt alvorligere problemer. Kjent er likevel at korrosjonen kan føre til betydelige ulemper under særlig korrosive forhold som f.eks. i gruber hvor man har sulfidiske malmer eller ved anlegg hvor utstyret kommer i kontakt med sjøvann.

Mindre kjent er det kanskje at korrosjon i kombinasjon med strekkspenninger i et materiale fører til brudd ved langt lavere belastninger enn normalt. Særlig ille er det når belastningen er av typen utmatning. I disse tilfeller har vi fenomener som er kjent henholdsvis som spenningskorrosjon og utmatningskorrosjon. Tidligere er Wøhlerkurven omtalt. Hvis tilsvarende prøver utføres under korrosive forhold, er det ikke mulig å fastlegge noen utmatningsfasthet innen et påkjenningsområde som er aktuelt. Dette betyr da at er det korrosjon tilstede, får man brudd etter et visst antall lastveksler, uansett påkjenninenes størrelse.

Den som har boret med et vanlig fjellbor i sjøvann, vil ha oppdaget at borret etter kort tid får en masse tverrgående sprekker og at borrets levetid er sterkt nedsatt i forhold til hva det ellers pleier å yte.

Selv om en rekke av de vanlig anvendte stålkvaliteter har forhøyet korrosjonsfasthet i forhold til ulegert stål, er det korrosive angrep ofte så kraftig at det ikke er prakti-

kabelt å eliminere korrosjonen ved å legere stålet tilsvarende høyt. Man har derfor søkt andre utveier, nemlig overflatebeskyttelse eller som tilfellet er for fjellbor ved å forsyne spylehullet med en rustfri stålforing.

BORSTÅL - FORBRUKERPROBLEMER

av

Sivilingeniør Leif M. Blix

Ingeniør Thor Furuholmen A/S.

BORSTÅL - FORBRUKERPROBLEMER

I dette korte foredrag vil jeg forsøke å gi noen momenter til belysning av de faktorer som jeg mener har betydning for borstålets anstrengelse og levetid.

Fra forbrukersynspunkt er naturlig stålets kostende pr. boret meter, forbrukerproblem nr. 1.

De krefter som stålet utsettes for under borarbeidet stammer vesentlig fra longitudinale støtbølger, delvis også fra transversale bøyesvingninger. De statiske krefter må betraktes som små i sammenligning.

De stadig økende krav til hurtig boring, har ført til bruk av kraftigere maskiner med derav følgende større anstrengelse av borstålet. Om stålet på sin side kan sies å ha fulgt opp de større krav til styrke og levetid, er et åpent spørsmål.

For oversiktens skyld nevner jeg noen av de anskuelser som har ført frem til vår viden på dette felt i dag.

Bor-energien som stangen mottar fra maskinen skjer som kjent gjennom kraftige støt av meget kort varighet ($2\text{-}8.10^{-4}$ s.).

Sammenhengen mellom støthastighet (v), støtets forplantningshastighet (c), og den relative lengdeendring (ε) (Strain, Dehnung) ved det elastiske støt mellom sylindriske legemer ble formulert av Thomas Young [1) 4)] allerede år 1807 ved ligningen:

$$v = c \cdot \varepsilon \qquad (1)$$

$$\varepsilon = \frac{v}{c} \qquad (2)$$

uten at masser eller flateforhold ved støtet er nærmere angitt.

Innføres Young's elastisitetsmodul (E) fåes materialspenningen.

$$\sigma = \varepsilon E = E \frac{v}{c} \qquad (3)$$

Som man ser viser ligningen proporsjonalitet mellom støthastighet og materialanstrengelse.

F. Neumann [5)] kommer i sine- "Vorlesungen über die Theorie der Elastizität" (1885) frem til at materialanstrengelsen er

$$\sigma = \frac{1}{2} E \frac{v}{c} \qquad (4)$$

altså det halve av Young's tall.

H. Herz [6)] har behandlet problemet etter andre, mer statiske synspunkter enn Neumann. Jeg vil her bare anføre en ligning utledet av Pøschl [6b)], som bygger på Hertz's teori, og uttrykker spenningsstigningens hastighet som følger:

$$\frac{d\sigma}{dt} = K.v.^{\frac{3}{2}} \left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_{max}}\right) \qquad (5)$$

Sammenlignet med opptatte oscillogrammer viser disse at stigningen er raskere enn ligningen uttrykker (ifølge Krainer).

I Atlas Copco's tidsskrift ("Tryckluft" nr. 1 1961 har Tekn.dr. H. C. Fischer [7)] brukt samme størrelse på (σ) som ligning (4) ved forholdet $\frac{F_B}{F_G} = 1$ (F_B - borstang, F_G - stempel) (se lign. 8).
Energitransporten gjennom borstangen forutsettes her å foregå i gyldighetsområdet for Hooke's lov.

Av andre matematiske forfattere som har behandlet emnet må særskilt nevnes

B. SAINT - VENANT [2) 3) 4)] (1797 - 1886).

Han er som kjent blitt berømt for flere problemløsninger innen den høyere elastisitetsteori.

I senere arbeider (1883) går St. Venant i samarbeid med A. Flamant ut fra den kjente svingningsligning

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = c^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \qquad (6)$$

hvor den elastiske dilatasjon (u) er en funksjon av x og t

$$u = f(x \cdot t) \qquad (7)$$

Denne ligning ble oppstillet og løst av D'Alembert (1717-1783) for den "svingende streng", for plane bølger, og er senere tillempet på mange svingningsfenomener.

I en artikkel i "Maschinenbau und Wärmewirtschaft" behandler Dr. Ing. E. Kainer [8] emnet, og har gjennomført integrasjon av ligningen etter St. Venant og A. Flamant's intensjon.

Den relative lengde-endring (tøyning ε) har da fått formen:

$$\varepsilon = \frac{1}{1 + \frac{F_B}{F_G}} \cdot \frac{v}{c} \left(1 + e^{-\frac{2m_B}{m_G}} \right) \qquad (8)$$

hvor F_G m_G gjelder maskinstempel, og F_B m_B gjelder borstangen.

Ligning (8) har etter St. Venent & Flamant fått denne form, idet herrene går ut fra at tiden

$$\tau = \frac{\xi}{c} \qquad (9)$$

er så kort at romelementene som berøres vil anta støthastigheten (v), og amplitudene over tverrsnittet vil være like.

Som man ser har ligning (8) fått to tillegg i forhold til ligningen (3) og (4). Forholdet mellom deltakende masser og disses flateforhold er kommet med.

Ligningen er løst for en plan bølge, og uttrykker en jevn spenningsfordeling over tverrsnittet fig. 1.

Hvorvidt denne spenningsfordeling er den virkelige, derom er meningen delte. Dr. Ing. Krainer [8] har også behandlet problemet fra et annet synspunkt, det nemlig at den elastiske spenningstilstand ved støtet kan betraktes og beskrives som et elastisk potensial, og løses ved tensorligninger.

Uten å gå nærmere inn på løsningen ved denne teori vil jeg bare vise et par diagrammer (fig. 2a, 2b) fra Dr. Krainers artikkel hvor spenningsfordelingen er antydet, men ikke utregnet ved noe eksempel.

Det fremgår av fig. 2a og fig. 2b at denne løsning av spenningsproblemet fører til en langt annen spenningsfordeling enn den jevne.

Den høyeste spenning vil etter dette finnes i borstangens midte, og borbrudd må ventes å utgå fra spylehullet i stangen, hvis en ser bort fra ekstremt store bøyespenninger.

I et utgitt referat fra foredrag holdt av bergingeniør Curt Dahlin [9], over emnet: "Faktorer som påverkar borrens livslengd", er vist en fotokopi av et borbrudd utgått fra spylehullet. Det fremholdes av hr. Dahlin at bruddet skyldes korrosjonsskader i spylehullet, og at før man fikk bekjempet korrosjonen ved den såkalte SR-metode, kom 80 % av alle borbrudd fra denne type brudd. Bruddstedet var fortrinnsvis i myksonens begynnelse på nakkesiden, fig. 3.

Det samme store antall brudd, og samme bruddsted angir også: "Taschenbuch für Druckluftbetrieb", FMA-Pokorny [10] og D. S. Kemsley [11].

Ifølge "Taschenbuch ...." [10] oppstår "metallurgische Kerben" på grunn av varmebehandling og smining av bornakken. Kemsley [11] påviser en "spheroidized Zone" i overgang mellom herdet og uherdet, ca. 12 inch fra nakken.

Denne utskillelse av kuleformet cementit i ferritisk grunnmasse mener Kemsley [11] er årsaken til svakheten, og brudd på dette sted.

Jeg henviser her til fig. 4 som viser forholdet mellom tøyning (sammentrykkning) (ε) og støtbølgens forplantningshastighet (c)

Ved herdet og uherdet stål vil denne hastighet være forskjellig. Det vil skje en hastighetstransformasjon i dette

overgangsområdet, og (ε) vil vokse med avtakende fasthet. Støtbølgen vil dessuten spaltes opp i overgangssonen.

Disse forhold i tillegg til de foran nevnte gjør selvsagt denne del av borstangen særlig utsatt for brudd. Støtbølgens intensitet er også størst nærmest slagflaten.

Den viktigste årsak til brudd, nemlig den maksimale spenning, er ikke nærmere fiksert ved ovenstående betraktning.

Dr. Ing. F. K. Arndt mener i sin doktoravhandling å godtgjøre at spenningsfordelingen i stangen er jevn, og avviser forsåvidt Dr. Krainers påstand, og potensialteorien. Synspunkter i moderne elastisitetsteori stemmer ikke med Dr. Arndt's på dette punkt. Jeg henviser til: M. Filonenko-Borodich [13] og Dr. Phil. A. Duschek og Dr. Techn. A. Hochrainer [14].

Spørsmålets besvarelse er etter min mening en viktig nøkkel til den dypere forståelse av de maksimale krefter som er virksomme i borstangen, og kan skaffe klarhet over en av årsakene til borbrudd.

Som vi har sett av ligningene (1), (4) differerer den beregnede materialspenning med 100 %. Utregnet etter maskindata for vanlige bormaskiner og ligning (8) vil materialspenningen ligge midt i mellom lign. (3) og (4) nemlig:

$$\sigma \simeq \frac{3}{4} \; E \; \frac{v}{c} \qquad (10)$$

Hvis en kan få bevist at maksimalspenningen er å finne rundt borkjernen (potensialteorien), og hvor meget høyere den er enn ytterflatens spenning, nærmer vi oss kanskje Young's 160 år gamle og enkle formel for maksimal støtspenning, nemlig

$$\sigma = E \frac{v}{c} \qquad (3)$$

I praksis vil opptaking av oscillogrammer være tidkrevende og kostbare. En vil derfor ha nytte av tilnærmet å kunne beregne de påkjenninger som en maskin- bor- kombinasjon ventes å gi under nærmere angitte forhold.

For tilnærmet å komme fram til den maksimale anstrengelse på borstangen ved et bestemt lufttrykk må en foruten de maskinelle data også kjenne verdien av de to kardinalstørrelser (v) og (c) i ligning (8).

Fra Lamé's likvektsligninger haes (c) for longitudinale bølger:

$$c^2 = \frac{\lambda + 2\mu}{\rho} \qquad (11)$$

For vanlig stål har disse konstanter følgende verdier:

$$\lambda = 11.2 = 10'' \text{ dyn/cm}^2)$$
$$\mu = 8.1 = 10'' \text{ " }) \quad \text{(H. Kolsky [5])}$$
$$\gamma = \frac{v}{g} = 7.8 \text{ " })$$

Støtets forplantningshastighet er som det sees av lign. (11) avhengig av elastisitetskonstanter og stangens tetthet (ρ). Stangens homogenitet vil derfor ha sterk innvirkning på støtbølgens forplantningshastighet (c), (se fig. 4.).

En borstang med herdesoner vil være utsatt for hastighetsendringer i energipulsene. Denne hastighetsendring, eller hastighetstransformasjon, går neppe for seg uten tap av energi (varmeutvikling). Fra vårt siktepunkt, nemlig bestemmelse av de maksimale spenninger, har disse hastighetsvariasjoner en viss betydning, idet der vil oppstå sekundære svingninger både av longitudinal og transversal karakter. Den primære bølge vil spaltes opp og delvis reflekteres ved hastighetsforandringer i pulsene, og spenningsbildet kompliseres i høy grad.

Forplantningshastigheten for elastisk longitudinale bølger vil utregnet for stål ligge omkring c = 5200 m/s, for transversale bølger c = 3000 m/s.

For å ha klart for seg hvor følsom hastigheten (c) er for forandringer i den relative lengdeendring kan elastisitetsmodul (E) oppfattes som funksjon av den specifike lengdeendring (ε).

$$E = E(\varepsilon) \qquad (12)$$

og

$$c = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \qquad (13)$$

kan en sette

$$\varepsilon = \varepsilon(c) \qquad (14)$$

Fig. 4, illustrerer ligning (14).

Hastigheten (c) er altså bestembar når stålets elastisitetskonstanter er kjent.

Den annen kardinalstørrelse i ligning (8), stemplets anslagshastighet (v), er vanskelig å finne nøyaktig.

Et forskerarbeide til bestemmelse av bevegelsesforholdene hos luftdrevne bormaskiner, er foretatt og utgitt i en artikkel av Prof. Dr. Ing. L. Engel og Dipl.ing. D. Schmidt, Clausthal. (16)

I avhandlingen er stemplets akselerasjonsligning stillet opp, trykkdifferenser er indikert, og bevegelsesligningen utregnet ved tabellarisk og grafisk integrasjon av ligning (15).

$$\int_{To}^{T} b_k \cdot dt = \frac{F}{m} \int_{To}^{T} \Delta p \cdot dt + g\,(T-To) + c \qquad (15)$$

Resultatet er gjengitt i fig. 5 og fig. 6. Hvorvidt dette veitidsdiagram (fig. 5) er representativt for alle typer bormaskiner er usikkert, men man får en tilnærmet riktig verdi.

Til sammenligning vil jeg referere en formel fra P & V (MINING & ENGINEERING) LTD. ved R. J. Clemmow, B.Sc. (eng.)(14) til beregning av stemplets anslagshastighet. Formelen lyder:

$$v = \left(\frac{P.A.S.g}{6W}\right)^{\frac{1}{2}} \text{ ft/s.} \qquad (16)$$

Her betegner:

P = middeltrykk i lbs/in^2
A = effektivt stempelareal i (in^2)
S = slaglengde i inch.
W = stempelvekt i lbs.
g = tyngdens akselerasjon

Forfatteren sier at middeltrykket (P) i formelen er

approximativt 60 % av arbeidstrykket ved maskinen, altså bare en viss tilnærmelse, selv om det heter at "This expression is true ....." for to forskjellige maskintyper.

Jeg vil her vise en sammenligning av beregnede verdier for (v) etter de to bestemmelsesmåter.

Betraktes diagram fig. 5 sees at (v) kan finnes som $(\frac{\Delta s}{\Delta T})$ hvor hastigheten for de siste 10 % av slaget er nokså nær konstant.
Forlenges tangenten fra endepunkt til begynnelsespunkt for slaget får man:

$$tga = \frac{\nabla s}{\nabla T} \approx \frac{s}{0.25T} \qquad (17)$$

Tiden (T) er kjent fra maskinens slagtall og en får:

$$T = \frac{60}{n} \qquad (18)$$

For en bestemt maskin kjennes også slaglengden (s). En får med dette følgende enkle uttrykk for (v)

$$v = \frac{s}{0.25 \times \frac{60}{n}} = \frac{s.n}{15} \quad . \quad m/s \qquad (19)$$

når (s) uttrykkes i m.

Regner en ut hastigheten (v) etter lign. (19) for en maskin med slaglengde (s) = 3 1/4 " og n = 1300 slag/min. fåes:

$$v = 7.15 \ m/s$$

mens formel (16) for de samme verdier gir

$$v = 6.85 \ m/s.$$

Som tidligere, regner en i lign. 16 med middeltrykk aproximativt:

$$P \approx 0.6 \ po, \text{ her } 0.6 \times 80 = \underline{48 \ lbs/in^2}$$

Ved $\underline{50 \ lbs/in^2}$ gir de to beregningsmåter like store hastigheter.

Den ene beregningsmåte kan i praksis være like riktig som den annen. Jeg velger lign. 19, som er lettere å bruke.

Med størrelsene (c) og (v) kjent, kan den rene støtspenning beregnes.

En borstang utsettes også for bøyespenninger som kan bli betydelige. Etter Dr. Fisher's [7] målinger ved Oscillogrammer er konstatert spenninger opp til 50 % av støtspenningene.

Av andre krefter som kan gjøre seg gjeldende og komme i tillegg til de foran nevnte, er reflekterte overlagrede svingninger fra foregående stempelslag.

Disse svingninger kan ifølge målinger foretatt av Dr. Krainer, gi amplituder på opp til 30 % A_o.

Stående svingninger kan også forekomme.

For å få et begrep om hvor store de nevnte anstrengelser kan bli sammenlagt, kan vi summere:

1.) Primær sentrisk slagspenning
2.) Bøyespenninger
3.) Overlagrede reflekterte svingningsspenninger

Dette gir i ugunstigste tilfelle:

$$\Sigma\varepsilon = 1.0\varepsilon\ , + 0.5\varepsilon\ , + 0.3\varepsilon\ , = 1.8\varepsilon\ ,$$
$$\varepsilon_{/} = 0.7 - 0.8\ \frac{v}{c} \quad \text{(St. Venant)}$$
$$\varepsilon \simeq 1.4\ \frac{v}{c} \qquad (20)$$

Med denne ε -verdi vil en få følgende spenninger ved hastighetene:

v	= 8 m/s	σ	$\simeq$ 4500	kp/cm^2
v	= 10 m/s	σ	$\simeq$ 5600	"
v	= 12 m/s	σ	$\simeq$ 6800	"

En av disse bi-spenninger 2), 3) vil oftest være virksomme under boring. Da det er den maksimale anstrengelse vi er ute etter, bør en regne med foran nevnte oppstilling.

For de største stempelhastigheter ser vi st den resulterende spenning nærmer seg elastisitetsgrensen faretruende.

Fra et stålverk fikk jeg nedenstående fasthetstall:
Alm. 6.k borstål:

σ_B = 135 kp/mm^2
σ_F = 120 kp/mm^2
δ = 8 - 10 %
ε_F = 0.2 %

For skjøtestenger:

σ_B = 120 kp/mm^2
σ_F = 105 kp/mm^2
δ = 8 - 10 %
ε_F = 0.2 %

Elastisitetsgrensen er ikke oppgitt. Den ligger lavere enn flytegrensen og er definert ved blivende tøyning ε = 0.002 %, hvis en elastisitetsgrense for slagbelastning i det hele kan defineres ?

Borstålet må ansees for å være lite homogent, og det er anisotropt.

Inhomogeniteter representerer svakhetspunkter, det samme gjør de gitterfeil som finnes i krystallittene. Ifølge: Schmid u. Boas (13), må en anslagsvis regne med: " en gitterfeil pr. 10.000 korrekt innebygde atomer ".

Fra dette synspunkt må en anse stålets målbare elastisitetsgrense for å være en slags middelverdi ved slagbelastning.

Hvor svake de svakeste steder er i forhold til den målte E-grense vet en lite om, men at nedbrytningen av stålkonstrukturen skjer ut fra disse svakhetspunkter må ansees sannsynlig.

Det er kjent at borstål før utmatting tåler ca. $N = 10^6$ lastveksler (pulser), mens man i maskinbygning ellers regner med $N \geq 10^7$ lastveksler.

Dette gap på $N = 9.10^6$ lastveksler er så stort at det synes både ønskelig og fristende å forsøke å fremskaffe et stål som tåler adskillig mer enn de nåværende kvaliteter. F.eks. $N \geq 3\text{-}6.10^6$ lastveksler.

Til motvirkning av den etter min mening for raske ødeleggelse av stålet kan følgende tre måter antydes:

1) Øke stålets arbeidsevne
2) Øke borstangtverrsnittet
3) Senke slaghastigheten (v)

Ad. 1.

Hvis stålverkene kan fremskaffe et mere arbeidsdyktig stål til en brukbar pris er det den ønskbart beste løsning. Med spenninger som kryper oppover mot E-grensen etterhvert som bormaskinene blir mer fullkomne, må en anta at stålet delvis arbeider i det plastiske området, med derav følgende raske ødeleggelse.

Ad. 2.

Økning av bortverrsnittet er ikke noen god løsning. Det gir tyngre og dyrere bor og bruken blir mere arbeidskrevende.

Ad. 3.

Slaghastigheten (v), er den dominerende faktor i boranstrengelsen (8). Hastigheten kan imidlertid ikke settes ned uten å miste slagenergi ($\frac{1}{2}$ m v^2). Å kompensere tapet ved større stempelmasse, gir tyngre og dyrere maskiner, altså heller ingen god løsning.

Ifølge Tekn. Dr. Fisher: " er trettheten i borstålet i det vesentlige uavhengig av energimengden som passerer, men betinget av den maksimale spenning (stress), som viktigste faktor ".

Det kan i denne forbindelse være av interesse å se litt på boranstrengelsen i forhold til arbeidstrykket.

Fra ligning (19) kjennes (v) innen vanlige arbeidsgrenser. Hastigheten er hovedfaktor for boranstrengelsen og er uttrykt ved slagtallet (n), og slaglengden (s) i ligningen:

$$v = \frac{s.n}{15} \qquad (19)$$

Slagtallet er tilnærmet lineært avhengig av arbeidstrykket (p) ved en proporsjonalitets faktor (k). Denne er etter fabrikkmeddelelser funnet å være (se fig. 7),

$$125 < k < 150 \text{ slag/min/at.}$$

i arbeidsområdet.

Ved fallende trykk er boranstrengelsen uinteressant, derimot har boreytelsen stor interesse. Den vil falle sterkt ved fallende trykk.

Det utførte arbeide kan uttrykkes som funksjon av (p) med ligningen, som jeg har kalt en "tommeregel", da den ikke gjør krav på matematisk eksakthet

$$A = C.p^3 \qquad (21)$$

hvor (c) er en konstant avhengig av maskinkonstruksjon og omregningskonstanter.

Som en pekepinn på hvor hurtig en forandring av arbeidstrykket virker på borytelsen kan en spørre hvor langt arbeidstrykket får falle før borytelsen er halvert ?

De to arbeidsytelser A_1 og A_2 blir:

$$A_1 = C_1 \; p_1^3$$

$$A_2 = C_2 \; p_2^3$$

Ved $A_2 = \frac{1}{2}A_1$ og for samme maskin $C_1 = C_2$ fåes:

$$p_2 = \sqrt[3]{\tfrac{1}{2}}\; p_1^3 \qquad (22)$$

Ved $p_1 = 7$ at. får man $p_2 = 5.6$ at.

Altså gir en reduksjon av trykket med 20 % et tap i arbeide på 50 %.

Økes derimot arbeidstrykket, øker selvsagt arbeidsytelsen etter foran viste lign. (21), men samtidig øker stålanstrengelsen. Etter ligning (19) vil en få en hastighetsforandring (Δv):

$$\Delta v = \frac{k \cdot s}{15}$$

og en spenningsøkning ($\Delta \sigma$):

$$\Delta \sigma = 1.4 \; E \; \frac{\Delta v}{c} \qquad (23)$$

Utregnet gir dette

$$\Delta \sigma = 5.65 \times s \times 10^3 \; kp/cm^2/at.$$

En bormaskin med slaglengde 92 mm vil få en økning i boranstrengelsen

$$\Delta \sigma = 520 \; kp/cm^2/at.$$

Denne maskin som er oppgitt å yte 2000 slag/min. ved 7 at, vil ved dette trykk gi en maksimalspenning

$$\sigma = 1.4\ E\ \frac{2000 \cdot s}{15 \cdot c} \approx 7000\ kp/cm^2$$

Ved 8 at vil (σ) bli:

$$\underline{\sigma\ max = 7500\ kp/cm^2},$$

og den resulterende spenning må en anta er temmelig farlig, for ikke å si, ødeleggende for stålet i dette tilfelle.

Det kan i denne forbindelse være nyttig å nevne det tidligere siterte foredrag av bergsingenjør Curt Dahlin[9] s.5., hvor det henvises til et forsøk i en norsk gruve med en Atlas Copco maskin BBD41. Ved 7 kp/cm^2 ble boret 369 m, og ved 8.5 kp/cm^2 bare 141 m. før nakkebrudd.

Dette viser klart at en bør kalkulere gevinst og tap før arbeidstrykket forhøyes vesentlig.

Hvis de foran beregnede spenninger bare viser seg å være randspenninger eller middelspenninger, er det selvsagt av stor viktighet å få bestemt den maksimale spenning (iflg. potensialteorien). Dette må gjøres ved eksperiment, måling av samtlige spenninger utvendig, og i spylehullet, ved hjelp av strekklapper og oscillogrammer.

Kjenner man på denne måte de opptredende maksimale krefter kan en velge anstrengelsesgraden og regne seg til hva som lønner seg alternativt.

Grovhulls borstenger (1 1/4 " Ø) har i dag en vanlig gjennomsnitts brukstid av

500 - 1000 bormeter

avhengig av arbeidsforhold.
Ca. 2/3 av stengene slites ut i gjengepartiet og ca. 1/3 får tretthetsbrudd (i gjengepartiet).

Regner man med en gjennomsnittlig borsynk av 70 cm/min fåes følgende bortider:

$$T_1 = \frac{500}{0.7} \approx 700\ min$$

$$T_2 = \frac{1000}{0.7} \approx 1400\ min$$

Ved et slagtall hos maskinene n = 1800 sl/min gir dette antall slagpulser:

$$1{,}25.10^6 < N < 2{,}5.10^6$$

For sekskant 7/8 " stål ligger brukstiden omkring 100 - 200 bormeter. Med borsynk 30 cm. og slagtall 2000 /min gir dette

$$0.7 \cdot 10^6 < N < 1.3.10^6 \text{ slagpulser.}$$

Konklusjon på denne betraktning må bli at ønskemålet er å få et stål hvor brukstiden er hevet til min.

$$3.10^6 < N < 6.10^6 \text{ slagpulser}$$

Hvorvidt dette ønske er realistisk og mulig, overlater jeg til metallurger og stålverk å avgjøre.

LITTERATURHENVISNINGER:

1) Theodore von Karmen and Pol Duwez,
Journal of applied physies, Vol. 21. okt. 1950.

2) De Saint-Venant, B.
Journal de Mathematiques, 2 XII 1867.

3) De Saint-Venant, B. Comptes Rendus 66
1868 --. 650 - 653.

4) De Saint-Venant, B. et Flamant, A
Comptes Rendus 1883 16 et 23 Juillet.

5) Neumann, F.
Vorlesunger über die Theorie der Elastizität,
Leipzig 1885.

6a) Hertz, H. Journal für Mathematik B d. 92.

6b) Pøschl, Th., Zeitschrift für Physik Bd. 46 1927.

7) Fischer, H. C., Tekn. Dr., Atlas Copco,
Tryckluft nr. 1 1961.

8) Krainer, E. Dr.Ing. " Mechanische Beauspruchung von
Hohlborstangen beim schlagenden Bohren ".
Forschlungsanstalt Gebr. Bøhler & Co. A.G.

" Maschinenbau und Wärmewirtschaft ", Wien
Heft. 11 1954.

9) Dahlin, Curt, Bergsingenjør, Sandvikens Jernverks A.B.
" Faktorer som påverkar borrens livslängd "1961.

10) FMA - Pokorny, Taschenbuch für Druckluftbetrieb 8. oppl.

11) Kemsley, D. S. " The failure of steel rock drill rods
by fatique ".
Proceedings Austr. - IMM (INC) M$^{o}_{-}$ 175 1955.

12) Arndt, F. K. Dr.Ing. Dissertation Bergakademie
Clausthal 1959.

13) Filonenko - Borodich, " Theory of elasticity " Dover
books 1. oppl. 1958.

14) Duschek, Adalberth Dr. Phil u. Hochrainer, August
Dr. Techn.

" Grundzüge der Tenscrrechnung in analystischer
Darstellung " §§ 43. n. 44
BD. III - 1955, Elastizitätstheorie I & II ".

15) Kolsky, H. " Stress waves in Solids ", Dover Books.

16) Engel, L. Prof. Dr.Ing. u. Schmidt, D.Dipl.Ing.
" Die Bestimmung der Bewegungsverhältnisse
von Abbauhämmeren aus der Druckindizierung ".
Bergbau - Wissensvhaft 4 - 1957.

17) Clemmow, R. J. B.Sc p & V (Mining & Engineering LTD).

18) Schmied, E.u. Boas, W " Kristallplastizität " Berlin
1935.

1) $\varepsilon = \frac{v}{c}$ $\quad \underline{\sigma = E\frac{v}{c}}$ TH. YOUNG (1807)

2) $\varepsilon = \frac{1}{2}\frac{v}{c}$ $\quad \underline{\sigma = \frac{1}{2}E\frac{v}{c}}$ F. NEUMANN (1885)

3) $\varepsilon = \frac{1}{1+\frac{F_B}{F_G}}\frac{v}{c}\left(1+e^{\frac{2mB}{mG}}\right)$ ST. VENANT-KRAINER (1883-1954)

$$\underline{\sigma \approx \frac{3}{4}E\frac{v}{c}}$$

STØTHASTIGHET $v = \frac{sn}{15}$; $v' = \frac{s.n}{15,4}$

„TOMMEREGEL" $A = C \cdot p^3$

$$B_2 = B_1 \cdot \frac{p_2^3}{p_1^3} = 50 \cdot \frac{7}{6}^3 = 79\,cm/min.$$

$$p_2 = p_1 \sqrt[3]{\frac{1}{2}} \approx 0{,}8\,p_1 \qquad A_2 = \frac{1}{2}A_1 \;,\; C_2 \approx C_1$$

BORSYNK-KURVER

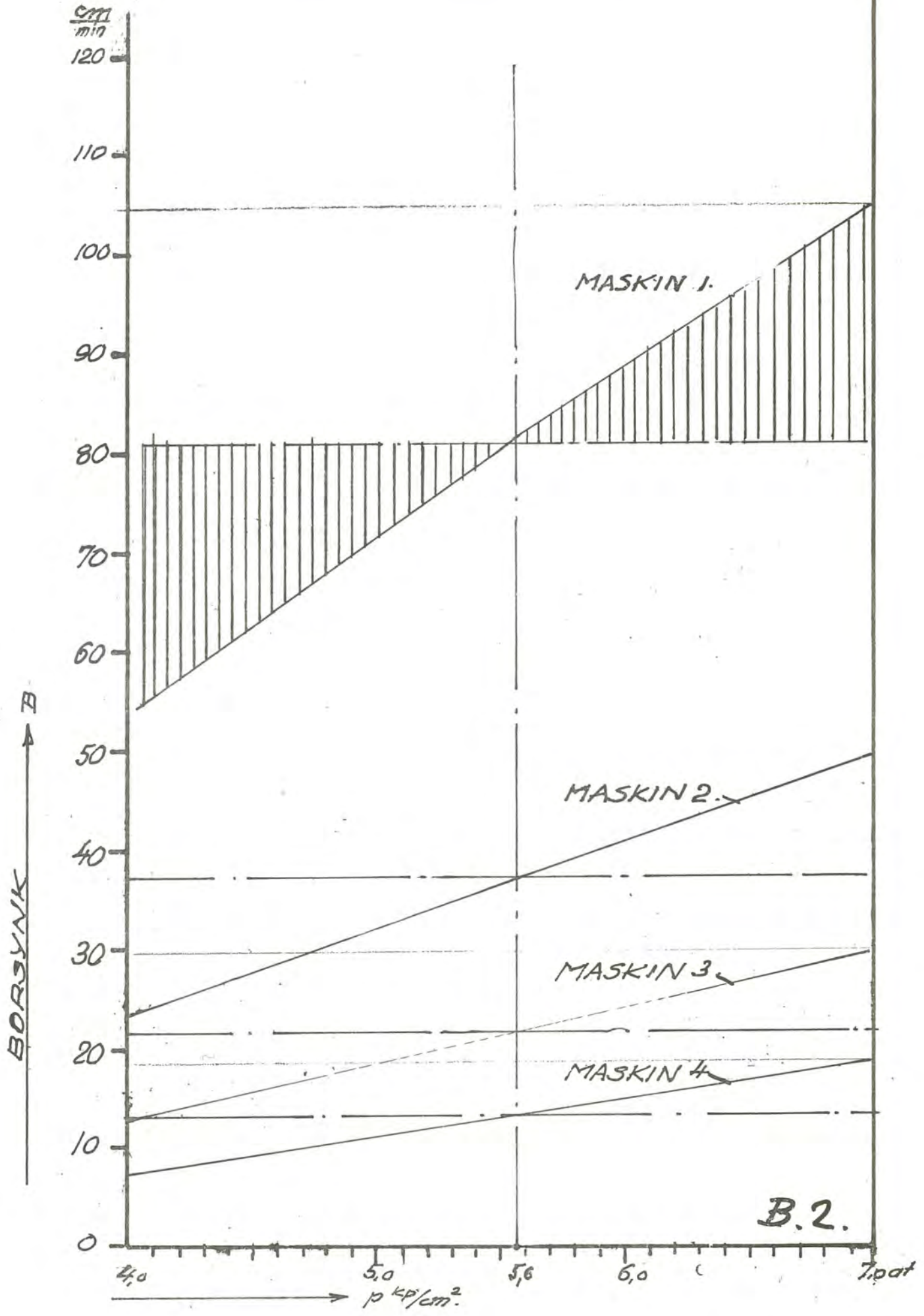


FIG. 1.

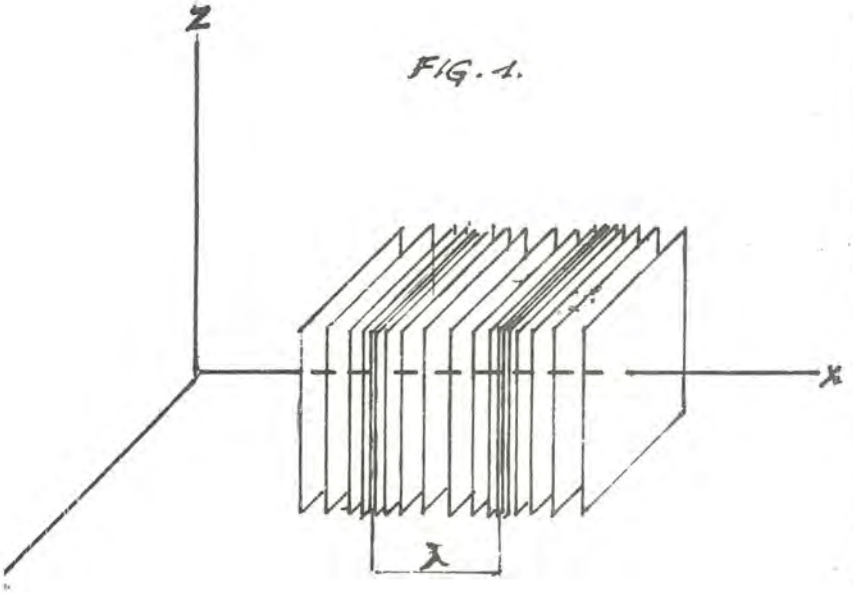
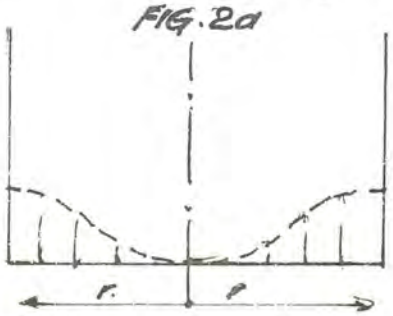
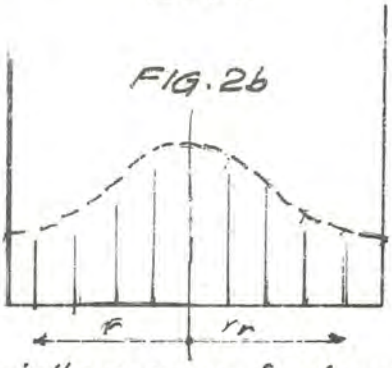


FIG. 2a



Radialkompon. av forskyvnings-vektor

FIG. 2b



Aksialkompon. av forskyvnings-vektor

Etter Dr. Ing. E. Krainer [8]

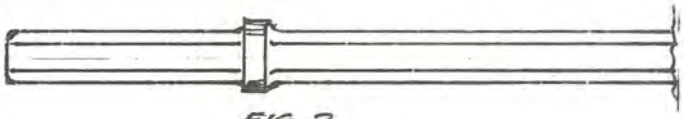
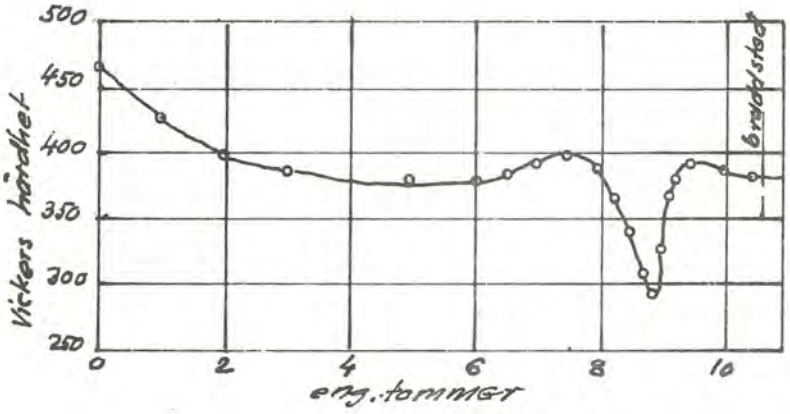


FIG. 3



Etter D.S. Kemsley [1]

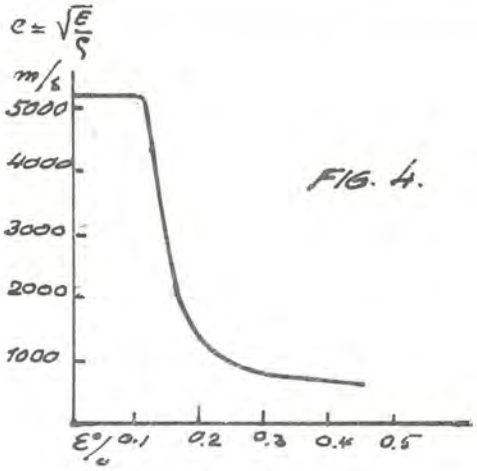


FIG. 4.

Etter Dr. Ing. E. Krainer [8]

FIG 5

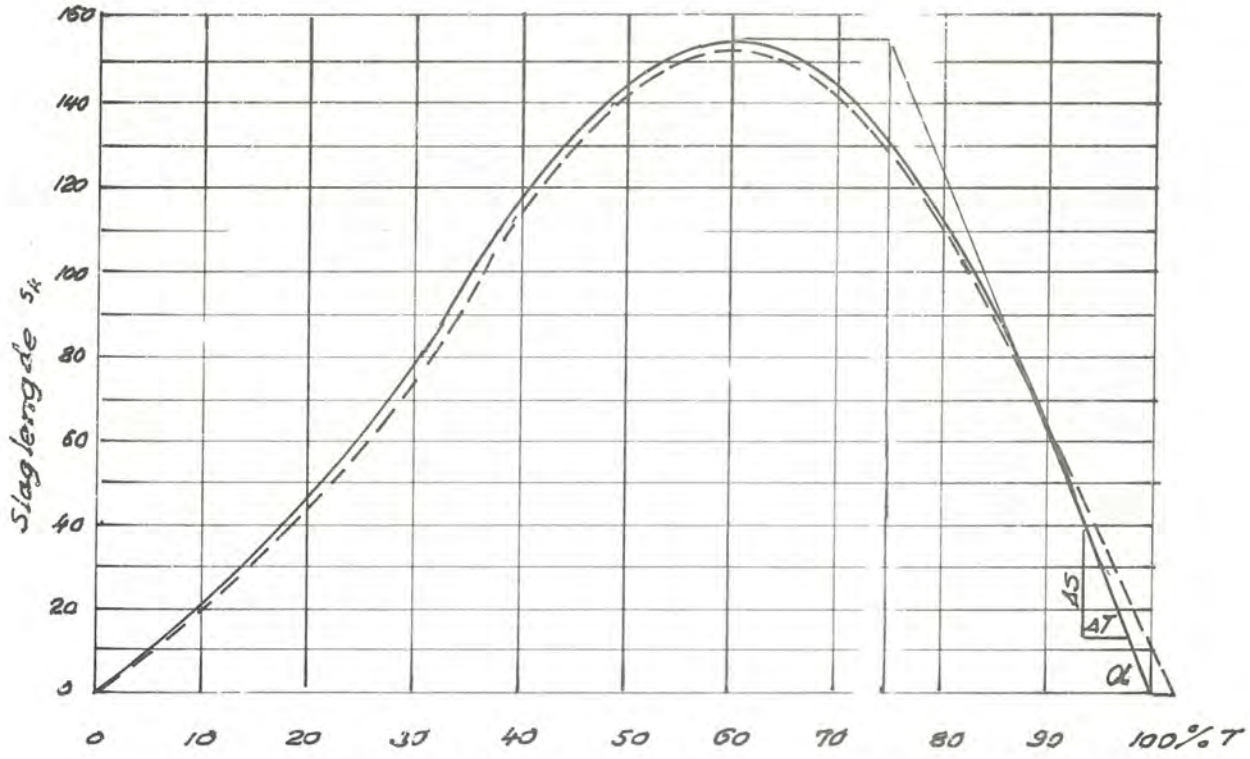
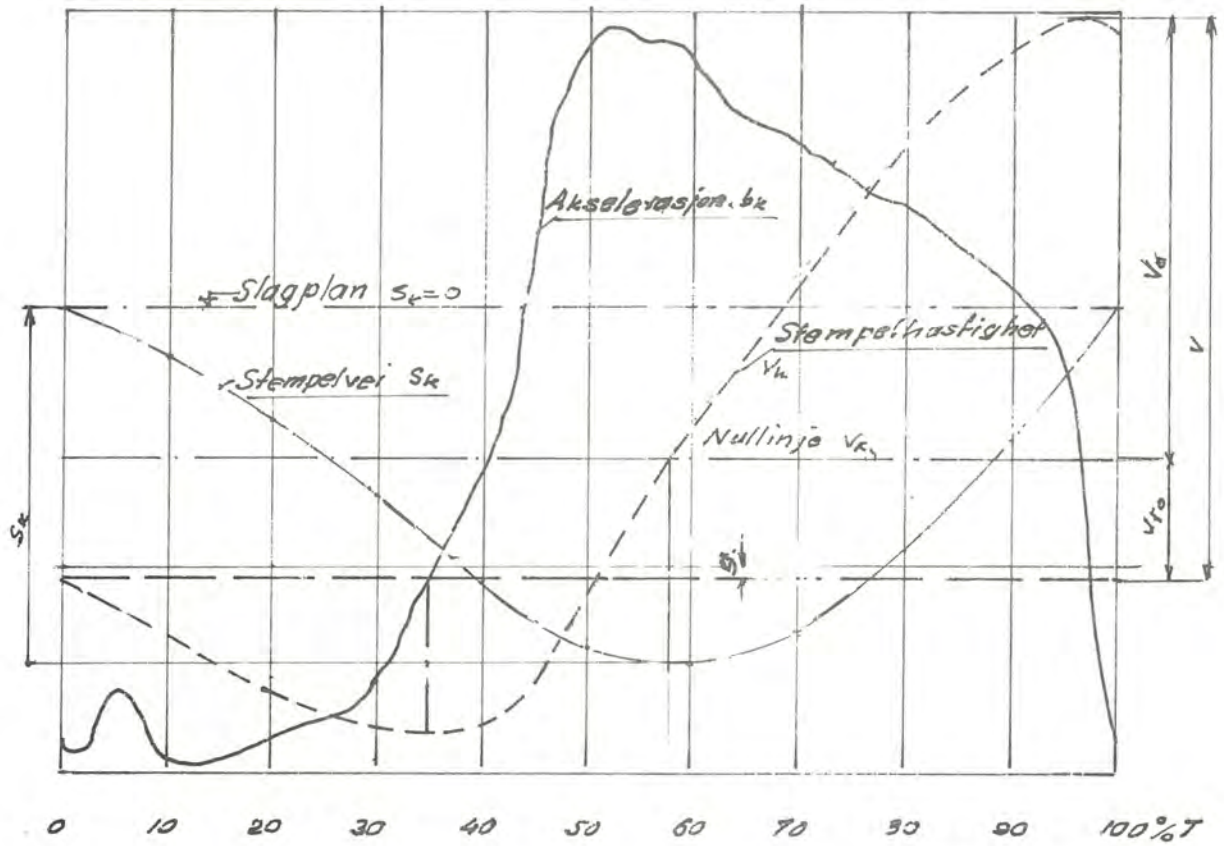
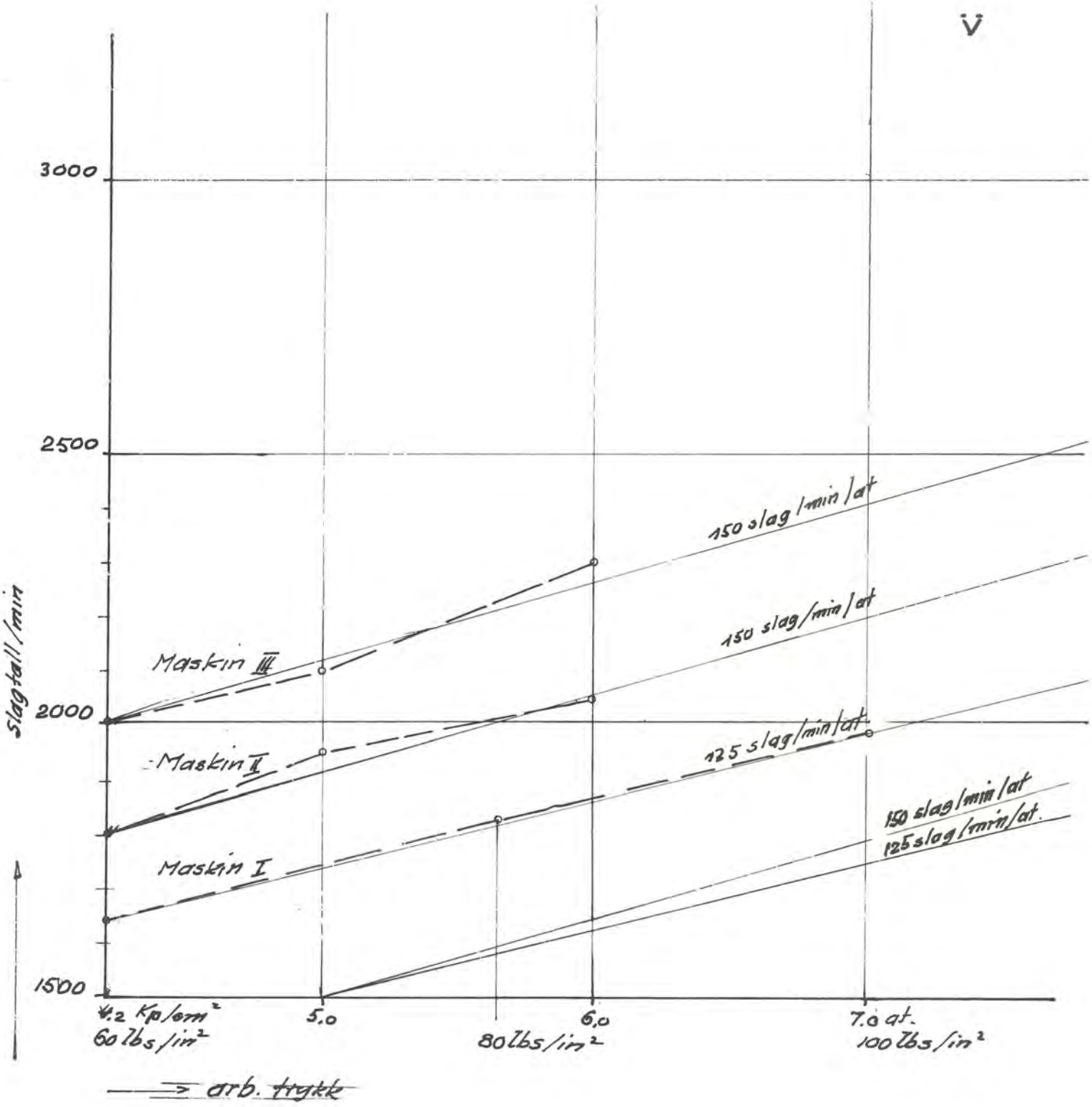


FIG 6.



Kurver etter prof. dr.ing L. Engel (16)



Slagtall-variasjon
ved
trykk-endring

NYE TYPER BORSTENGER

av

Sivilingeniør Jan Drake
Astrup & Aubert A/S

NYE TYPER BORSTENGER

Vårt, d.v.s. kundens ønske når det gjelder borstål, lar seg meget lett definere. Vi vil ha et billig stål med stor slitestyrke og stor utmattingsholdfasthet, eller sagt med andre ord, vi vil ha en billig bormeter.

Heldigvis er det ganske mange som føler seg kallet til å innfri vårt ønske, og til å prøve lykken i de knallharde norske fjell. Fabrikantenes motto synes å være: " Hva de andre kan lage, må vi kunne lage bedre " ; og da det viser seg at dette av og til stemmer, blir resultatet at bormeterprisen sakte, men sikkert synker til glede for både kunde og fabrikant, men aller mest til glede for byggherrene, som er de eneste av de impliserte som ikke gjør noe for at så skal skje.

Tittelen på innlegget er: " Nye typer borstenger ". Imidlertid tror jeg det kan være nyttig først å si litt generelt om de stenger vi er vant til å bruke, bl.a. fordi de nye typer i sin oppbygning ikke skiller seg vesentlig fra disse. Som nevnt skal stålet ha både stor utmattingsholdfasthet og stor slitestyrke, men da det viser seg at stålet har størst utmattingsholdfasthet når hårdheten er 42 - 43 RWC, og den ønskede slitestyrke krever en hårdhet på ca. 61 RWC, og hårdheten igjen er avhengig av kullstoffinnholdet i stålet, er man nødt til å øke kullstoffinnholdet over de partier som er utsatt for slitasje, d.v.s. først og fremst over gjengene, (fig. 1). Man må settherde. Denne metode består i at man benytter stål med relativt lavt kullstoffinnhold, 0.15 - 0.3 %. Før herdning blir dette oppkullet i gassovn eller bad, slik at man får et skikt på ca. 1 mm som har et kullstoffinnhold på ca. 1 %. I tillegg til den økede hårdhet får man også tilført trykkspenninger i stålet, og disse virker da som forspenning og er gunstige, idet det først og fremst er strekkspenninger som

er de farlige.

Vi kjenner også uttrykket fullkarboniserte stenger. Disse har gjennomgått eksakt samme prosess, men i daglig tale brukes betegnelsen " settherdete stenger " om stenger som er settherdet over gjengepartiet, mens fullkarboniserte stenger er settherdet over hele stangen, (fig. 2).

Poenget ved å fullkarbonisere er at hele stangen skal få et hardt ytre skikt som skal redusere sjansene for bruddanvisning ved slag o.l., og dessuten å skaffe den nevnte forspenning over hele stangen.

En viss forspenning får man også ved kuleblåsing. Metoden består i at stangen - i et dertil egnet kammer - blir bombardert med små kuler som har tilstrekkelig kraft til å gi stålet en kalddeformasjon som øker hårdheten, og altså, gir forspenning.

I tunneldrift ønsker man størst mulig maskineffekt og minst mulig hulldiameter. Til tross for at de mest alminnelige driftere, som GD123, IR475 og maskiner av samme størrelsesorden opprinnelig er laget for $1\frac{1}{2}$ " stål, er det 5/4 " som normalt anvendes. Det er ingen tvil om at stengene er mest utsatt ved maskinenden. En opptelling av et tilfeldig, stort parti stenger på Nes-anlegget viste at 95 % av stengene var gått ut, enten fordi gjengen ved maskinen var nedslitt, eller p.g.a. brudd i eller ved gjengepartiet, (fig. 3).

Som en konsekvens av dette har vi nå fått stenger med betegnelsen $1\frac{1}{2}$ " lett eller klubber. Dette er 5/4 " stenger som har $1\frac{1}{2}$ " nakkeende. De leveres både settherdete og fullkarboniserte, og de ser ut til å hå mye for seg. De prøver vi har kjørt på Sira-Kvina, og andre prøver, tyder på at man kan regne med betydelig større livslengder på disse stengene enn på vanlige 5/4 ". En god del av gevinsten spises riktignok opp av prisforskjellen, som er i størrelsesorden 30 %, men det ser allikevel ut til at det blir noe igjen. Dertil får vi større livslengder på nakker og hylser.

Fremdeles er det som regel nakkeenden som først må gi tapi men spredningen er større enn for 5/4 ".

En annen type stenger som har vunnet innpass på markedet er $1\frac{1}{2}$ " med neddreiet kroneende, slik at man kan bruke 48 mm og 51 m/m kroner. Resultatet for disse stengenes vedkommende synes å være langt mer avhengig av forholdene enn de tidligere nevnte.

I godt, fast fjell kan man oppnå meget gode resultater, mens det derimot er lite å hente hvis fjellet er oppsprukket og dårlig. Den siste påstand er bygget på erfaringer, bl.a. fra Fjone, hvor si i dårlig fjell hadde vesentlig mer fastboring med $1\frac{1}{2}$ " enn med 5/4 " stål. Det faktum at stengene er 60 % dyrere gjør jo heller ikke saken bedre.

Men, som sagt i godt fjell kan man ha et berettiget håp om et tilfredsstillende resultat. Det er også ting som tyder på at nakker og hylser står noe lenger enn for $1\frac{1}{2}$ " lett, og det kan tillegges at de fleste borene liker stengene fordi den større stivheten gjør dem bedre å sette an med.

Til pallboring ble det for en tid siden lansert det såkalte spiralbor, levert av et amerikansk firma, (fig. 4). Stålet har vært prøvet av mange her i landet, og til tross for enkelte svakheter, hvorav prisen er den mest fremtredende, har det gitt hyggelige omkostninger. Idéen med stålet er klar - når gjengepartiet i hylsen er utslitt eller ryker, kan stangen renkappes og brukes videre. Man skulle kunne tenke seg at gjengene på sin vandring rundt i hullet etter hvert må slites til det ubrukelige, men fullkarboniseringen gjør at dette ikke er noe problem. Det eneste er at stenger som har gått svært lenge kan få en del slitasje på gjengene på begge sider av hylsen, antagelig p.g.a. turbulens i den kaksblandete luftstrømmen.

Stengene er ikke så stive som vanlige $1\frac{1}{2}$ " stenger. Dette kan i enkelte tilfelle føre til at man må kjøre med redusert mating, og, siden vi er inne på svakheter, nøkkelgrep savnes, og dessuten er hylseforbruket forholdsvis høyt. For å hindre at hylsen skal vandre er den gjenget fra begge sider med de

to gjenger forskjøvet i forhold til hverandre, men dette systemet er nok noe svakt.

Som en konklusjon når det gjelder spiralboret, tror jeg det er riktig å si at fabrikken i sitt ønske om å lage stål som gir en lav bormeterpris har lykkes i dette, og spesielt hvis man får fjernet noen av de nevnte svakheter, står man overfor et godt produkt.

En konkurrent har vært inne på samme tanken, nemlig å bruke stengene videre etter at gjengen er utslitt. Det såkalte " tandemstålet " er utstyrt med dobbelt sett gjenger, forøvrig er det vanlig $1\frac{1}{2}$ " rundt stål. Denne type har i skrivende stund bare såvidt sett dagens lys, så det er for tidlig å uttale seg om kvaliteten.

Når man bruker kraftige bormaskiner med separat rotasjon, kan det oppstå store problemer med å løsne hylsen når man kjører med vanlige repgjenger. For å rette på dette forhold har man fremkommet med C17-gjengen. Dette er en gjengetype som har beholdt repgjengens runde symetriske form, men gjengetoppen er kappet for å gi den arbeidende flanken en brå avslutning. Gjengen har stor stigning og en liten flankevinkel, og har dessuten dobbelt inngang. Den har vist seg meget brukbar.

Mange ville vel ha lyst til å prøve en slik gjenge i tunneldrift. Det er ikke tvil om at særlig kronen kan være vanskelig å løsne mange ganger, og det skulle være interessant å vite hva det egentlig koster, det at man er nødt til å stå og hamre i løse luften for å få den løs. Det utsetter både stål og maskin for påkjenninger som er meget skadelige.

Men C17 kan iflg. fabrikanten ikke brukes i tunneldrift. Kronen vil løsne for lett. Kanskje en mellomting mellom C17 og den vanlige repgjengen kunne brukes ?

Jeg tror ikke det kan herske tvil om de nevnte typer borstenger er gode bidrag i bestrebelsene for en billigere bormeter. Imidlertid kan det være verdt å sitere en eksportsjef for et av de største stålverkene: "Det er akkurat

det samme hva vi gjør. Hvis de som skal bruke stålet ikke behandler det med fornuft,kan resultatet aldri bli bra ". Og dette stemmer godt med de erfaringer man har gjort etterhvert. Det er ganske utrolig hva man kan knipe inn ved å vise påpasselighet med alt som kan tenkes å ha noen betydning. Hva man alltid bør spørre seg om, er: " Er lufttrykket riktig, er matningen riktig, hva med gjengefettet, er guidene rette, blir det ekstra vibrasjoner p.g.a. slitte borstyringer, slitte sliteplater på maskinen, eller slark mellom bom og guide, og videre, står bukken stille, og ikke minst - finnes det slegge på stuff ? Hvis et unormalt høyt forbruk ikke kan tilskrives helt opplagte ting, som f.eks. fjellet eller uøvet mannskap, vil man som regel finne årsaken i ett eller flere av de nevnte punkter.

Når så stålet før eller senere havner på skraphaugen, er det et spørsmål om hva man skal gjøre med det. I vårt firma har vi gått inn for omgjenging. Etter hvert som haugen med utkjørt stål på Nes-anlegget inntok formidable dimensjoner fant vi ut at vi burde satse på å komme frem til en prosedyre for behandling av stålet som kunne gi oss mulighet for å gjenge om med god økonomi. I samarbeid med en bedrift har vi lykkes i dette, og i gjennomsnitt er idag bormeterprisen for omgjenget stål vesentlig lavere enn vi noen gang har prestert med nytt stål. Prosedyren som brukes er følgende:

Stålet kappes, glødes ut over gjengepartiet, rettes, gjenges, herdes, kuleblåses og rustbehandles.

Vi har fremdeles problemer med gjengepartiet. Med et kullstoffinnhold i stålet på 0.3 % er det mulig å få en hårdhet på ca. 50 RWC med vanlig induksjonsherdning. Men dette er jo for bløtt, vi skulle som nevnt helst ha ca. 61 RWC. Ikke desto mindre gir det god økonomi. Nå viser det seg imidlertid at en av fabrikkene som lager $1\frac{1}{2}$ " lett eller klubber, har gått ned med kullstoffinnholdet til 0.15 %. Dette er litt kjedelig, for med det kullstoffinnholdet får vi neppe noen brukbar gjenge uten å gå til andre herdemetoder, og da blir det jo et prisspørsmål. Det er klart at

lønnsomheten er avhengig av at vi kan anvende en billig prosedyre, idet det jo sier seg selv at stenger som har vært brukt, i større eller mindre grad har nærmet seg grensen for utmatting, og hvis det er oppstått mikroriss, kan ingen behandling rette opp det.

Vi mener det er riktig å regne med omgjenging som en realistisk måte å senke bormeterprisen på. Vi kan derfor ikke lenger bare ta hensyn til hva vi får ut av en ny stang, men vurdere dette sammen med mulighetene for omgjenging, og altså se på en gjennomsnittlig bormeterpris.

Vi mener det er viktig at fabrikkene er klar over dette. Kanskje vil vi da kunne fortsette å krabbe nedover prisstigen.

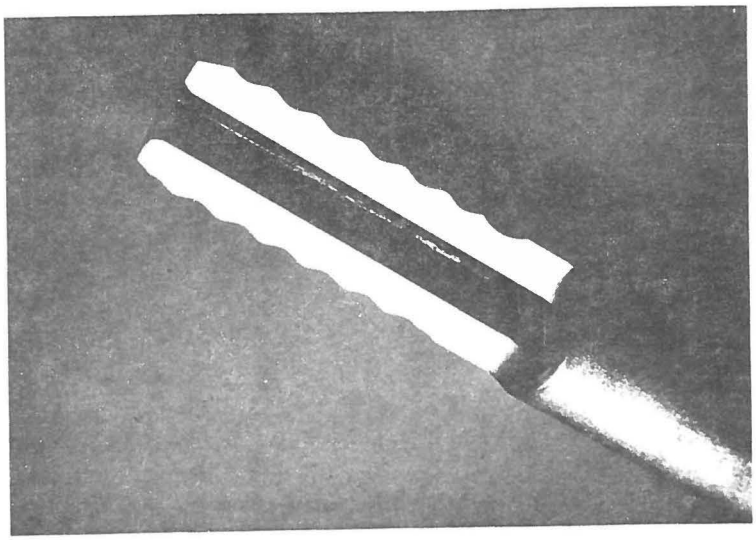


Fig. 1

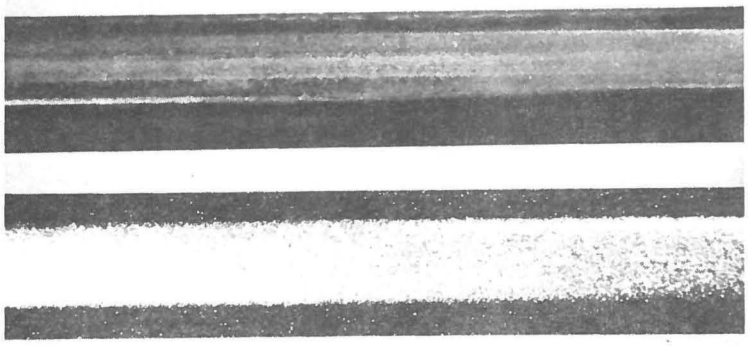


Fig. 2

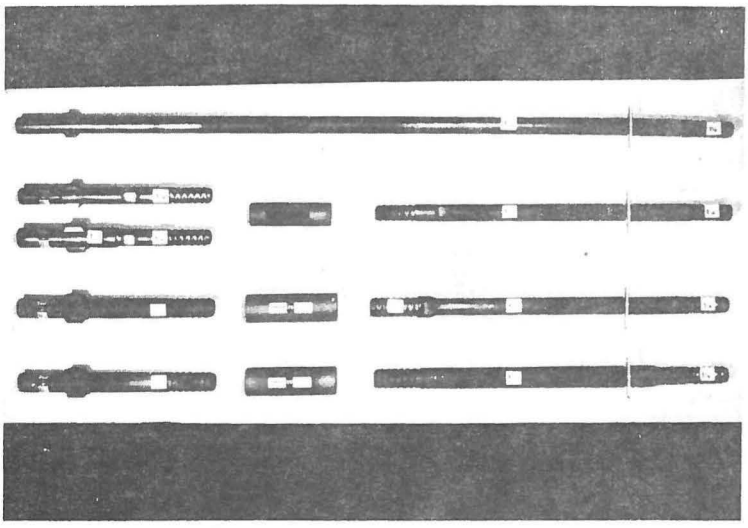


Fig. 3

Fig. 4

AVSENKNING AV SKRÅSJAKT MED CRYDERMAN

av

Bergingeniør Øystein Smemo
A/S Killingdal Grubeselskap

AVSENKNING AV SKRÅSJAKT MED CRYDERMAN LASTEMASKIN

Høsten 1965 ble det besluttet å sette igang driften ved Undals Verks gruve på Berkåk, etter at denne hadde ligget nede i 6 år. Gruven var undersøkt ned til 240 m nivå, mens sjakten var avsenket til 165 m nivå. Forekomsten, som består av svovelkis med kobberkis og sinkblende, faller ca. 47 °. Sentralsjakten følger fallet og dens totale lengde var 225 m (se fig. 1).

Brytningsplanen ble lagt opp slik at sjakten skulle drives i kis. Målsetningen var å komme igang med produksjon så snart som mulig, derfor måtte sjaktsenkningen innpasses i øvrige tilredningsarbeider og bryting. Det ble av den grunn bestemt at sjaktsenkningen skulle foregå på et skift pr. døgn.

Valg av utstyr for lasting

For lasting i skråsjakt finnes i dag følgende utstyr:

1. Frontlaster, 0 - 10 ° fall
2. Kastelastemaskin, 0 - 30 ° fall
3. Skraping over bukk, 0 - 60 ° fall
4. Cryderman lastemaskin, 0 - 90 ° fall

Cryderman-lasteren har vært brukt i flere norske gruver for vertikalsjakt med godt resultat. I skråsjakt har den derimot ikke vært forsøkt tidligere i Europa.

Med de forutsetninger som forelå for sjaktsenkningen på Undal var det innlysende at Cryderman hadde så mange fordeler framfor annet aktuelt utstyr at usikkerheten ved å kjøpe uprøvet utstyr ikke fikk avgjørende betydning.

Øvrig utstyr

For avsenkning og øvrig fordring ble montert en Wolff vekselstrøm gruveheis med følgende data:

Heisemotor	200	KW
Trommeldiameter	1.7	m
Trekkraft	5.25	tonn
Heisetau	23	m/m
Hastighet	2.5	m/sek

Heisen er automatisert for trykknappmanøvrering. Denne automatikk brukes også for sjaktsenkningen. Fra et stoppunkt i sjakten kan heisen manøvreres med hjelp av et tablå i lastemaskinen.

Boringen utføres med knematede maskiner. Alt nødvendig utstyr for boring og sprengning transporteres med en egen vogn, som på forhånd er gjort klar. Vognen henges bak skipen og kjøres ned til sjaktbunnen der det bare er nødvendig å kople luft- og vannslange til hovedinntakene på vognen.

Skipen, som det lastes i rommer 1.6 m^3 masse, d.v.s. 4 tonn last. Den er framtømmende. Det kan nevnes at den er foret med 60 m/m tykk slitegummi som etter 1.5 års bruk ser ut til å ha en betydelig levetid.

Fig. 2 viser Cryderman-lasteren montert for prøvelasting i en bakkeskråning. Den er trykkluftmanøvrert og består av en kurv og en lastearm med skuffe- og manøversylinder, fig. 3. Kurvens underside består av 2 langsgående U-bjelker som i sjakten glider på 4 " boks.

Lastearmen er teleskopisk og kan forlenges fra 5 m til 8.5 m. Den er i øverkant festet til kurven i et kryss-hode og ved hjelp av fire 10 " sylindre manøvreres nedre ende av armen med skuffen over hele sjakt-tverrsnittet. Den 2-delte skuffen på 200 liter åpnes og stenges med to 8 " luftsylindre. Selve armen har kvadratisk tverrsnitt slik at skuffen ikke kan vri seg rundt.

Under lasting spennes kurven fast mot hengveggen med to spennskruer. Manøvreringen skjer med hjelp av to spaker. Inne i kurven er montert en vinsj for transport av maskinen i sikkerhet ved skyting. Denne transport kan også skje ved hjelp av gruveheisen og to blokker festet på liggveggen.

Data:	Total vekt	:	4.0 tonn
	Kurv	:	1.2 x 1.2 x 4.0 m
	Lastearm	:	5.0 - 8.5 m
	Luftforbruk	:	16 m^3/time
	Skuffevolum	:	0.2 m^3
	Netto lastekap.	:	25 m^3/time

Sjaktsenkning

Fig. 4 viser sjakttverrsnittet med innredningsdetaljer. Sjaktprofilen er 2.5 x 3.8 m = 9.5 m^2. Sjakten er 1.0 m bredere enn nødvendig p.g.a. den plass lastemaskinen krever. Dette er av mindre betydning så lenge sjakten drives i kis.

To forskjellige salvetyper er forsøkt: benkesalve (fig. 5)og parallell- hullsalve med grovhull (fig. 6).

De beste resultater er oppnådd med grovhullssalvene og sjaktsenkningen er derfor basert på denne. For å få minst mulig arbeide med opprensk av subb før boring skytes også grovhullssalvene i to trinn, i det hullraden langs liggveggen bores og skytes for seg til slutt.

I kutten brukes brennit og millisekundtennere, og i strossehullene gummidynamitt og halvsekundtennere.

Her kan innskytes at kisen er finkornet og meget hard. Den krever mange bormeter og mye sprengstoff sammenlignet med de fleste andre kisforekomster.

Lastemaskinen nødvendiggjør skinner helt ned til sjaktbunnen. Under drivingen benyttes ferdigsveisede skinneelementer i 2.0 m lengde og en skyvelenke 2.5 m lang nærmest bunnen. For hver 6 m legges 18 kgs skinner som permanent spor. 5 " x 6 " boks med senteravstand brukes som sviller.

Effekter

Sjaktsenkningen utføres på 1 skift/døgn med 2 mann/skift. En 2.4 m grovhullssalve bores, sprenges og lastes på 2 skift. Inklusive nødvendig bygging og diversearbeide har effekten vært 0.35 m/mann-skift. Heiskjører er ikke med-

regnet ettersom heisen er automatisert. I realiteten krever sjaktsenkningen noe handkjøring av heisen. Det medgår ca. 1/2 mannskift for borsliping, klargjøring av borvogn og heisekjøring for hvert arbeidet skift i sjakten, og dette er inkludert i effekt- og kostnadstallene. Disse effekter er oppnådd ved 450 m's sjaktlengde (se tabell 1).

Arbeidsoperasjon	Timer/salve	m/skift	m/mann skift
Boring, sprengning	6		
Lasting, rensking	8		
Bygging	4		
Diverse	8		
Sum ekskl. bygging og div.	14	1.18	0.59
Sum inkl. " " "	26	0.92	0.35

Tabell 1. Sjaktsenkningseffekt for 2.4 m salve.

I sjakten er det enkel oppfordring. Under lastingen vil det derfor oppstå en god del ventetid mens skipen er oppe for tømming. En salve inneholder ca. 100 tonn, d.v.s. 28 skipfyllinger. Dette gir en laste-effekt på 12.5 tonn/time. Med dobbel oppfordring - Cryderman midt i sjakten og en skip på hver side vil lastetiden kunne reduseres betraktelig (se fig. 3).

Kostnader

Driftskostnaden ved nåværende sjaktlengde (450 m) er 1108 kr/sjaktm. inklusive avskrivning kr. 1.310 (se tabell 2).

	Kostnad kr/m		
Arbeidsoperasjon	Arbeidslønn	Materiell	Sum
Driving	320	303	623
Bygging	138	256	394
Diverse	40	20	60
Rep. lastemaskin	13	18	31
Driftskostnader	511	597	1108
Avskrivning lastemaskin 1)			202
Totale kostnader			1310

1) Innkjøpspris kr. 130.000. Avskrivningstid 4 år. 180 m/år. 6 % rente

Tabell 2. Kostnader.

I disse tallene inngår alle kostnader for driving, bygging, diversearbeide og innbygging av sjakten. Avskrivning av gruveheisen samt utstrossing av nivåpåhugg er ikke medregnet. Her kan nevnes at reparasjonskostnaden for lastemaskinen 31 kr/m tilsvarer 0.75 kr/tonn.

Kommentarer

Lasteren har vært i bruk snart 2 år, og det er drevet 175 m sjakt og 2200 m^3 påhugg som tilsvarer 225 m sjakt, tilsammen 400 m sjakt.

Følgende positive faktorer kan framholdes:

1. Enkel og robust konstruksjon
2. Hurtig å rigge opp for lasting
3. Skuffen trykkes inn i stenhaugen, og gir god fyllingsgrad
4. Muliggjør lasting fra nivåpåhugg og andre utstrossinger utenfor sjaktprofilen
5. Den gir lite etterrensk, muliggjør rensk av sjaktvegger.

Saker av negativ karakter er følgende:

1. Maskinen virker noe tung og svær for sitt formål
2. Detaljarbeide på utstyret er ikke helt bra
3. Forbindelses-slanger mellom manøverventiler og sylindre sitter trangt til
4. Ved avsenkning av mindre sjakt i gråfjell kan dette utstyret kreve større tverrsnitt enn nødvendig. Minste tverrsnitt er ca. 1.6 x 3.8 m. Høyden er noe avhengig av fallet.

For vår del kan vi si at prognosene har slått ut i positiv retning både når det gjelder effekter og kostnader. Vi anser derfor at Cryderman har vært et riktig valg når det gjelder lasteutstyr for sjaktsenkningen.

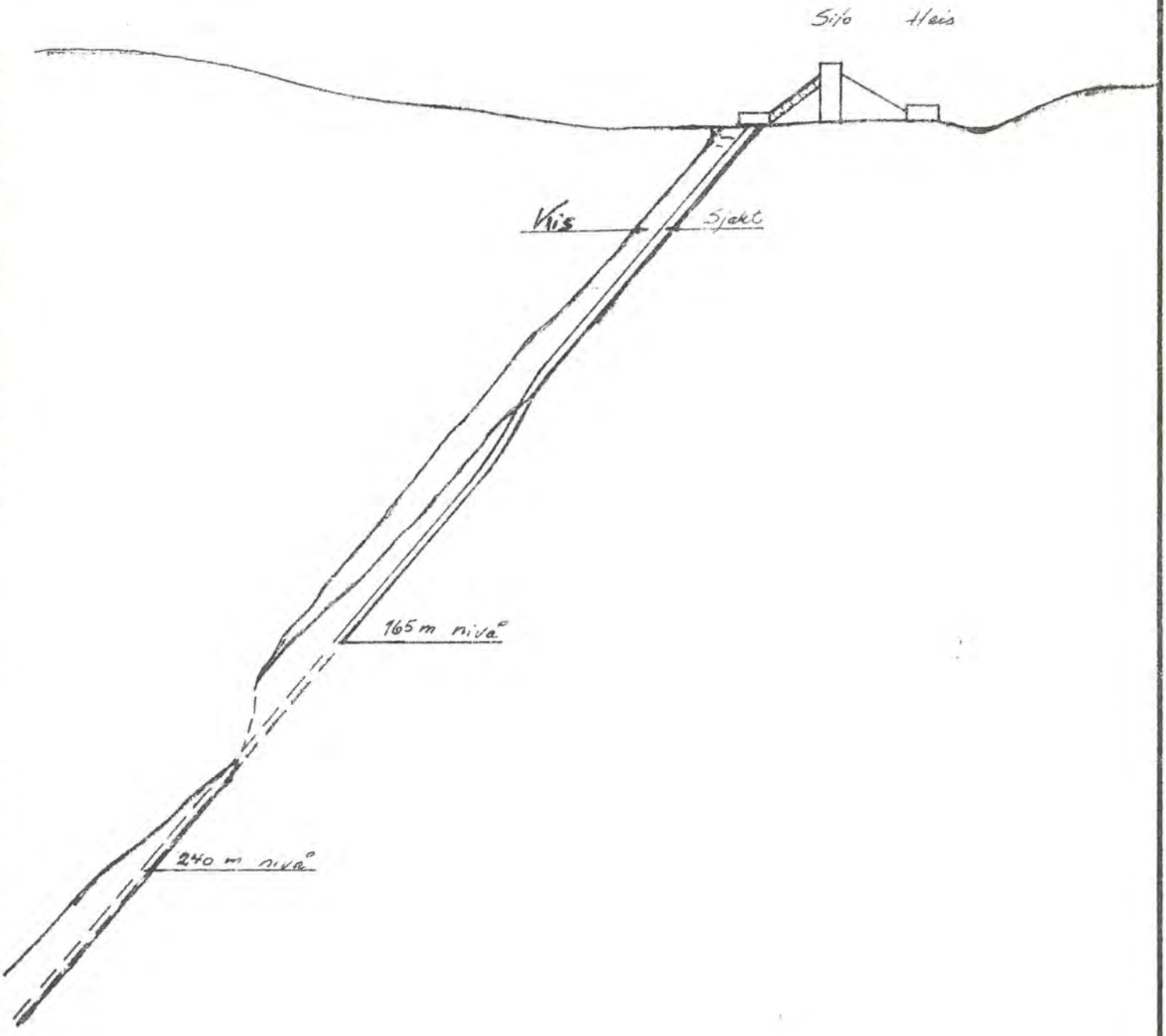


Fig 1

Profil gjennom sjakt	Målestokk 1:2000	Tegn. S	
		Trac. S	
		Kfr.	
	Erstatning for:		
A/S LINDÅLS VEXE			
	Erstattet av:		

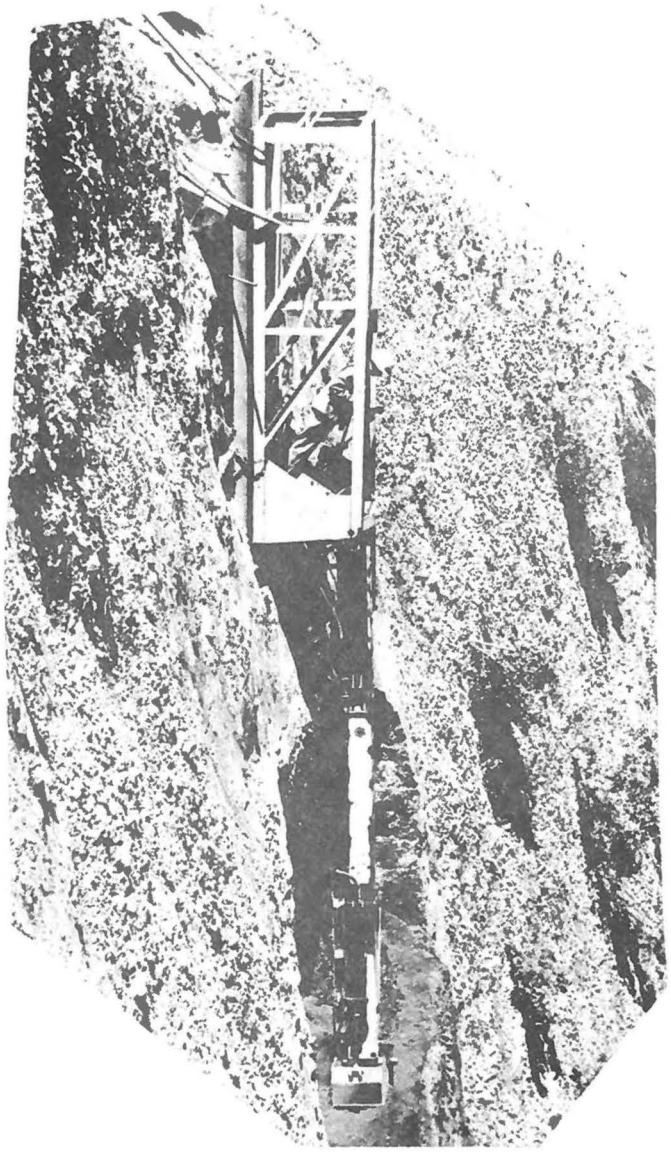


Fig. 2.

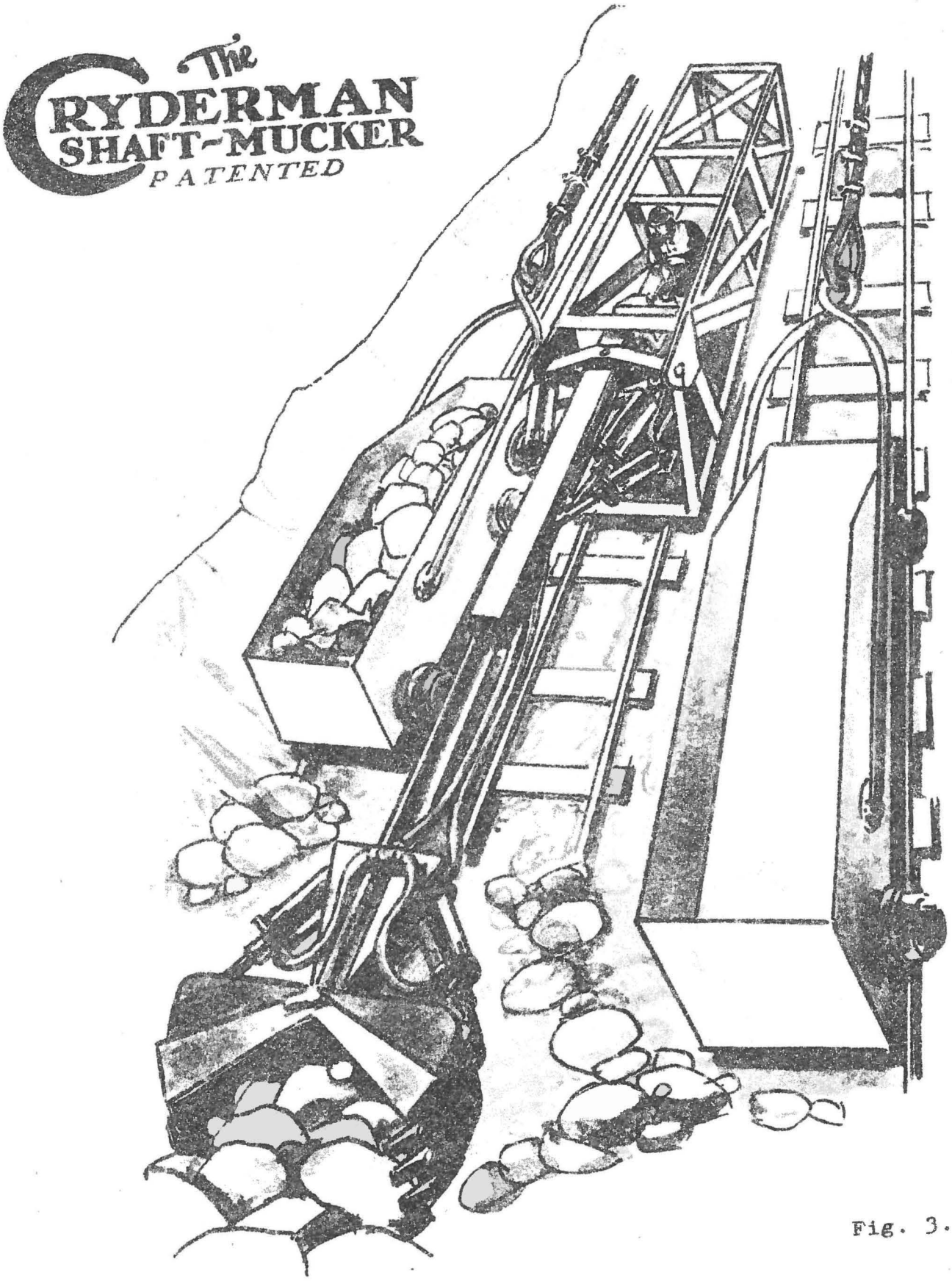


Fig. 3.

Ant	Gjenstand	Nr	Materiale	Anm
	Sviller 5"x 6"	1	Tre	4-4 : 1,0 m
	Slaner 4"x4"	2	"	
	Ventilasjonsrör 500 mm Ø	3	Plast, armert	NORE
	Trykkluft 4"	4	Stål	[illegible]
	Borrvatn	5	Plast	[illegible]
	Pumpevatn	6	Plast, stål	[illegible], [illegible] 2"
	Kabelplanke 1½"x 8"	7	Tre	
	Festebøyle	8		Tegn. nr. 255
	Festejern m/ bøyler	9		" " [illegible]
	Plugg	10	Tre	" " [illegible]
	Skytekabel	11		
	Skinner 18 kg/m	12		
	Stige (føring)	13	Tre	[illegible]

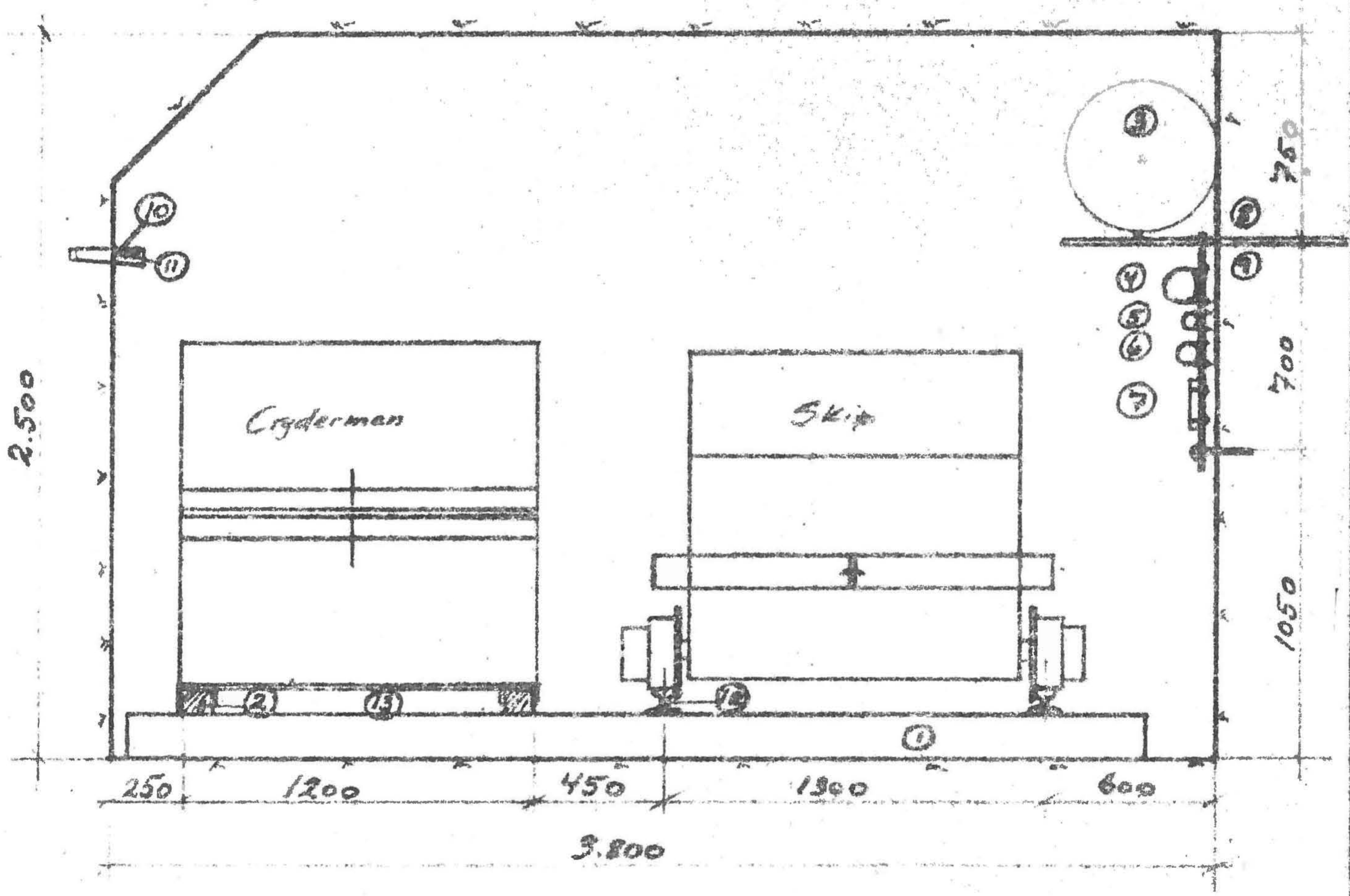
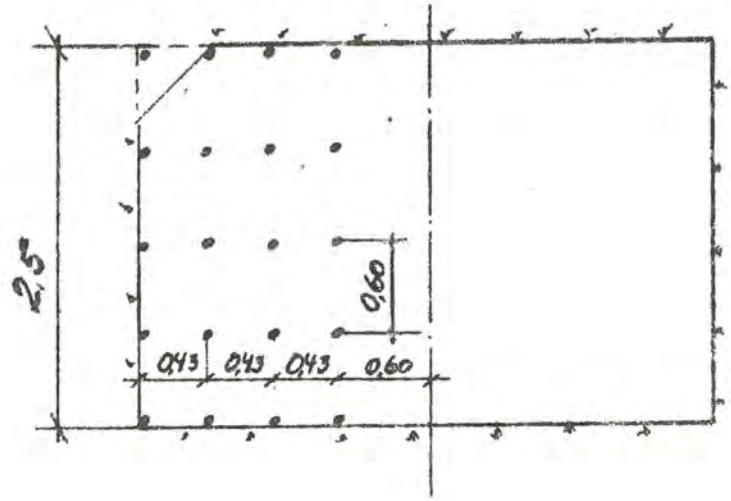


Fig 4.

Sjaktinndeling	Målestokk 1:25	Tegn. S	1.10.69
		Trac.	
		Kfr.	
	Erstatning for:		
A/S UNDALS VERK	313		
	Erstattet av:		



20 hull 40 bm
Borlengde : 2.0 m
Fandrift : 1,5 m ½ spill
0,75" ½ ---

5.6 bm/m³

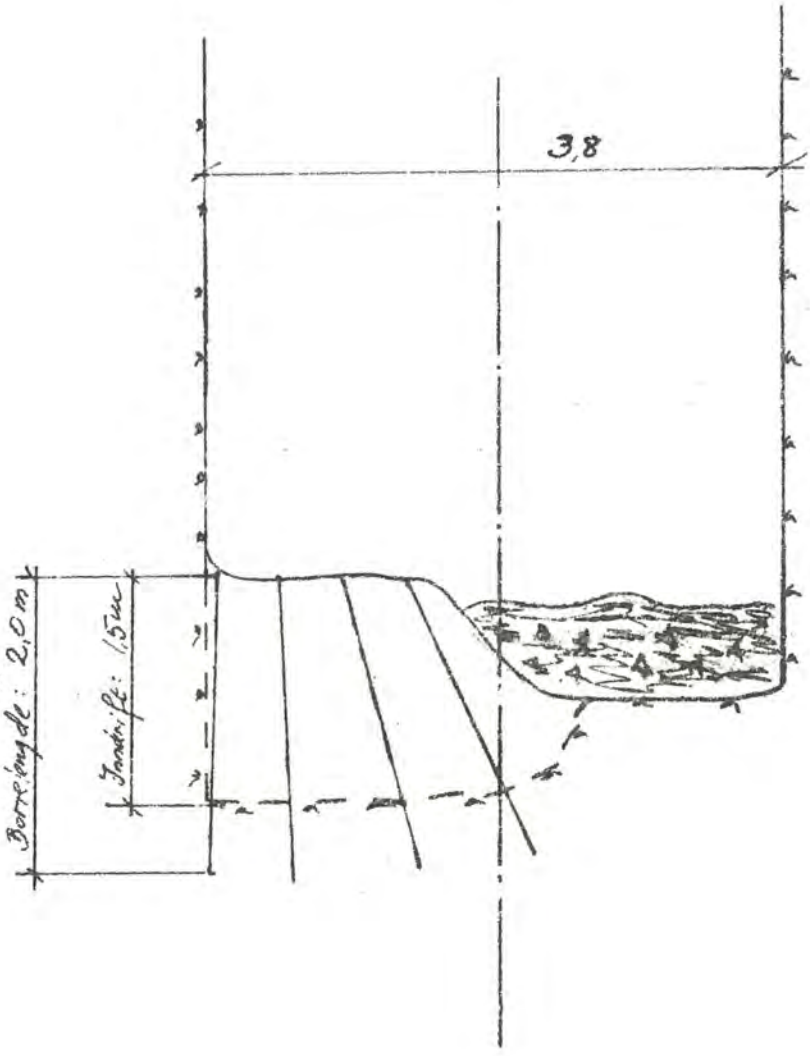
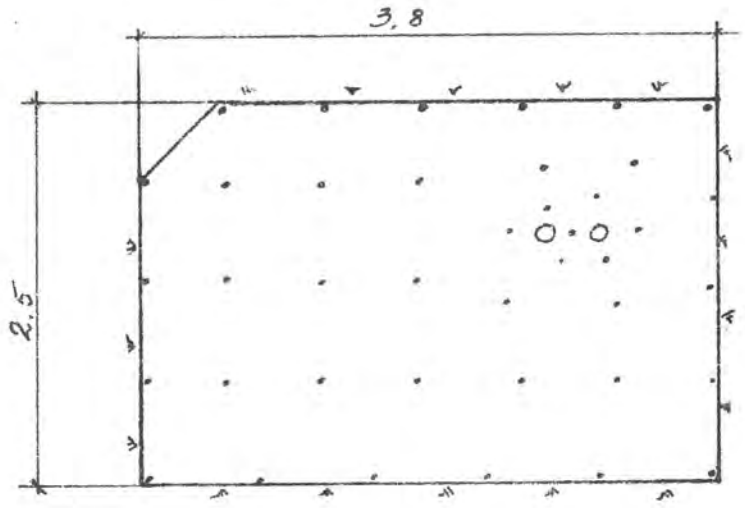


Fig 5.

Sjaktsenking Borrskjema, benkesalve	Målestokk 1:50	Tegn. J	1.10.67
		Trac. J	1.10.67
		Kfr.	
	Erstatning for:		
A/S UNDALS VERK	314 A		
	Erstattet av:		



40 + 2 hull : 101 bm

Borlengde : 2,4 m
Fandrift : 2,2 "
4,9 bm/m³

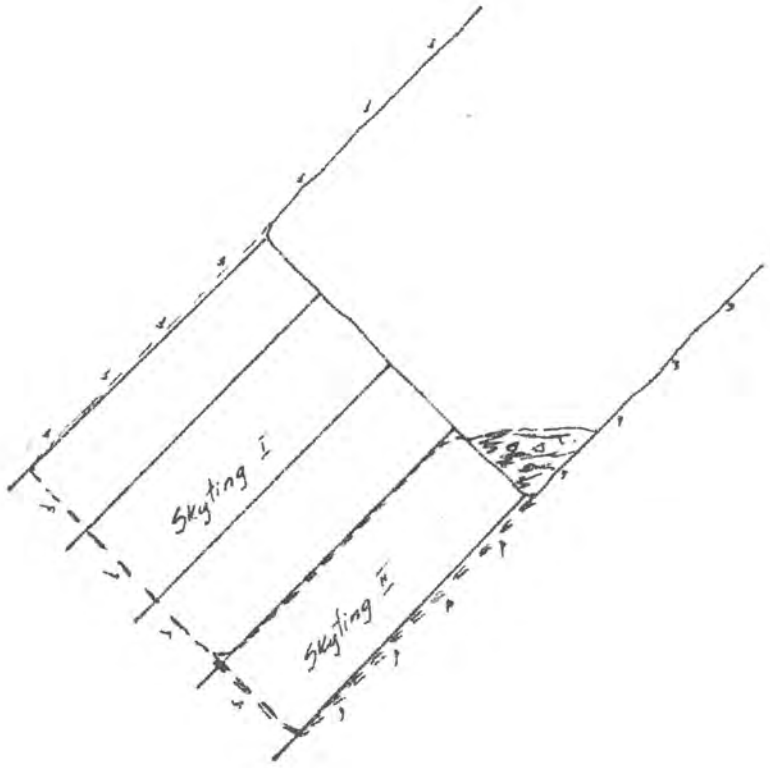


Fig 6.

Sjaktsenking Borskjema, parallellhullssalve	Målestokk 1:50	Tegn. S	1.10.67
		Trac. S	1.10.67
		Kfr.	
	Erstatning for:		
A/S UNDALS VERK	314 B		
	Erstattet av:		

AVSENKNING AV SKRÅSYNKER OG SKRÅSJAKTER

av

Bergingeniør Tor Christoffersen
A/S Sulitjelma Gruber

AVSENKNING AV SKRÅSYNKER OG SKRÅSJAKTER

Malmforekomstene i Sulitjelma ligger som linjaler med varierende fall fra 0 - 60°, gjennomsnitt 25 - 30°. For lete og oppfaringsarbeid drives skråsynker i malmen. profil B = 2.80, H = 2.40. For produksjon drives skråsjakter under malmen, profil B = 5.00, H = 2.60.

Fra 1887 til og med 1967 er det i Sulitjelma drevet 18.625 m synk og sjakt. Tidligere ble all synklasting utført manuelt. Dette var i og for seg ingen dårlig og ueffektiv metode. Spesialvogner og andre fikse innretninger gjorde at lasteeffekten ble ganske høy. De beste lasterne kunne holde en effekt på 6 m^3/mannskift.

Etterhvert som mekaniseringen innen grubesektoren vant frem, ble det vanskeligere og vanskeligere å skaffe habile synklastere, og man var tvunget til å finne nye, mer lettvinte metoder for lasting.

Gjennom årene er mange ting prøvet med mer eller mindre hell. Det kan her nevnes at Sulitjelma Gruber var en av de første som forsøkte seg med kastelastere for synklasting. Allerede i 1936 ble dette forsøkt med tvilsomt resultat.

Gjennom de forsøk som er gjort, er vi blitt stående ved skraping som det hittil beste. Jeg vil på ingen måte påstå at dette er noen idealløsning. Effektene er for lave, inndriftene for små, spesielt ved store fall, og vi arbeider med å finne frem til bedre metoder.

Vi kan skille mellom synker med fall under og over 35°. For den første gruppe $< 35°$ benytter vi to forskjellige metoder for skraping. I en av våre gruber avsenker vi for tiden en skråsynk med varierende fall mellom 10 og 30° som totalt skal få en lengde på 250 m. Hittil er avsenket ca. 200 m.

Ved hjelp av et 40 hk. el. skrapespill m.1200 mm skrapeskje m. tenner skrapes direkte på ligg i en lengde av opptil 100 m over en lasterampe direkte i vognsett på horisontalnivået. (Bilde 1 og 2) Når lengden overstiger 100 m plasseres et skrapespill av samme type i en nisje i synken og skrapingen foregår i to etapper. (Bilde 3) Begge skrapespillene elektro-pneumatisk fjernstyrt.

Arbeidsrytmen er at en minerer borer og lader 1.60 m salve på et skift og dette lastes og kjøres til fyllkasse av en mann på neste skift. Gjennomsnitt inndrift har ligget på ca. 28 m/mnd. Dette vil si en effekt på ca. 0.6 m/mannskift. Det er trolig at skrapelengder og effekt kunne økes ved innsats av større skrapespill og større skraper.

I en annen av våre gruber har vi nettopp avsluttet inndriften av en 600 m lang undersøkelses-synk med fall varierende mellom 20 og 38°. I denne synken har vi benyttet et selvkonstruert skrapelasteapparat som vi har døpt "Mulvarp". Apparatet er skinnebundet og består av lavett påmontert skrapebrett og skrapespill. (Bilde 4 og 5) Apparater fastspennes ved hjelp av kjettinger i skinnegangen. Avstanden til stuffen varierer mellom 5 og 25 m. For hver 20 m legges skinnegang og lasteapparatet etterflyttes. Dette er en operasjon som går meget raskt.

Synkvognen fires ved lasting ned under skrapebrettet. (Bilde 6) Etter at skrapen har fylt seg i stendungen, trekkes den opp et skråplan frem til en åpning over vognen hvor en utløsermekanisme får skrapen til å vrenge seg hvorved massen styrtes ned i vognen. (Bilde 7 og 8)

Denne metode går bra for fall opp til 35°, og det er mye som tyder på at "Mulvarpen" er bedre egnet enn direkte skraping på ligg når fallet ligger i område 25 - 35°.

Gjennomsnitt inndrift i den nevnte undersøkelsessynk har ligget på 32 m/mnd med et belegg på 2 mann/skift. Det vil si en effekt på ca. 0.3 m/mannskift.

Våre øvrige letesynker går med et fall på mellom 30 og 60°.

Det er under slike forhold man virkelig får problemer med skrapelasting. Skrapebrettet som skal bringe malmen opp over vognen, blir under slike forhold praktisk talt loddrett. Man får overhode ikke dannet noen "løype" for skrapeskjeen mellom stuff og skrapeapparat. All sten som skrapen mister på sin veg, går tilbake til stuffen.

Jeg skal ikke komme med noen effekttall fra vår skraping under slike forhold, men det er mye som taler for at en middels håndlaster ville oppnådd høyere effekter.

Da letearbeider mot dypet er avhengig av en hurtig inndrift av våre synker, er vi nødt til å søke bedre metoder spesielt for store fall.

Fig. 9 viser profilet av en typisk letesynk og hvordan vi har tenkt å arrangere lastingen. Vi vil altså sprenge en "brønn" i liggen av synken som synkvognen skal fires ned i. Et kort skrapebrett leder skrapen over vognen. Ved spesielt steile fall må utløsermekanisme for skrapen benyttes. Skrapespillet er tenkt plassert i en nisje i synkside og skrapelinen føres via blokker til skrapen. Hvor langt vi kan skrape før ny "brønn" må sprenges nærmere stuffen, kan vi ikke si noe sikkert om, men vi regner med ca. 50 m. Dette vil forøvrig passe med vår etasjeavstand og "brønnene" kan da fylles med berg fra etasjepåhuggene.

Vi har også tenkt på og vurdert mer avanserte metoder for synklasting. En tid var vi meget opptatt av Cryderman - Mucher og det var nære på at vi gikk til anskaffelse av en. Vi vurderte imidlertid saken slik at for å benytte en Cryderman - Mucher måtte vi øke synkbredden så meget at det vi vant i økt lasteeffekt ville vi tape i større mengde som måtte lastes ut og i økte problemer med hengen.

Alle som har erfart problemer med lasting i skråsynker med steile fall, går vel med uklare ideer og fantasier om en idealmaskin som på en genial og lettvint måte skal løse problemene. Slike fantasier har også jeg, men det blir bare så mye vanskeligere når ideene skal festes på tegnepapiret, men jeg får håpe at de engang dukker frem. Mens vi venter på dette, fortsetter vi skrapingen i Sulitjelma.

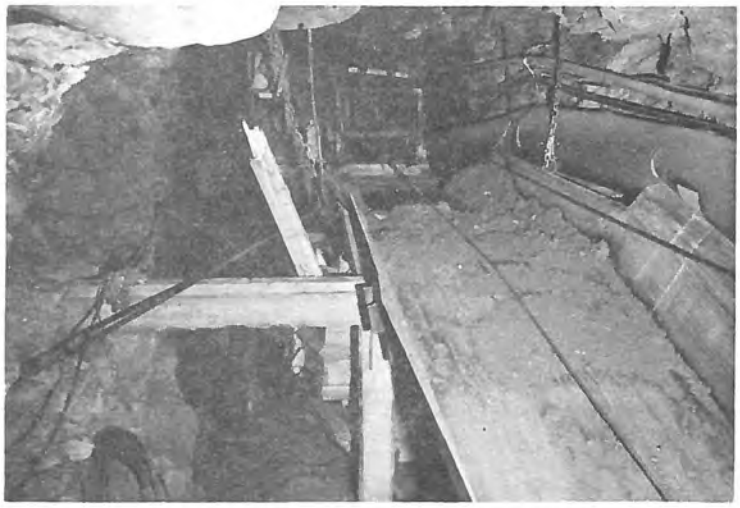


Fig. 1

Fig. 2

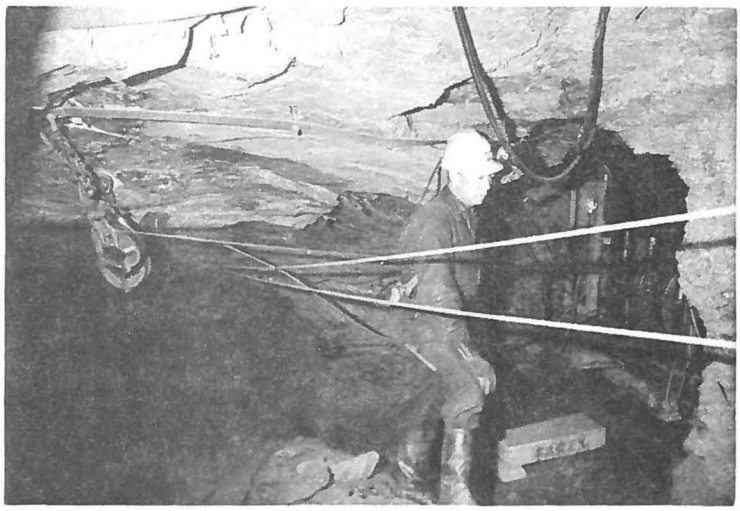


Fig. 3

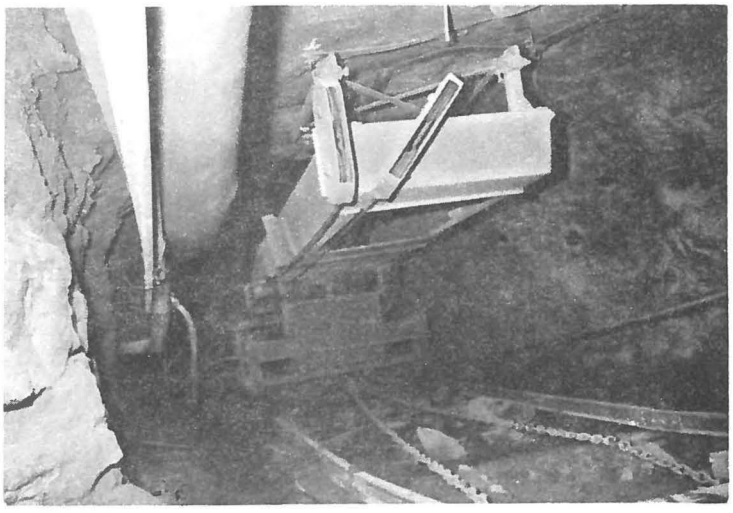


Fig. 4

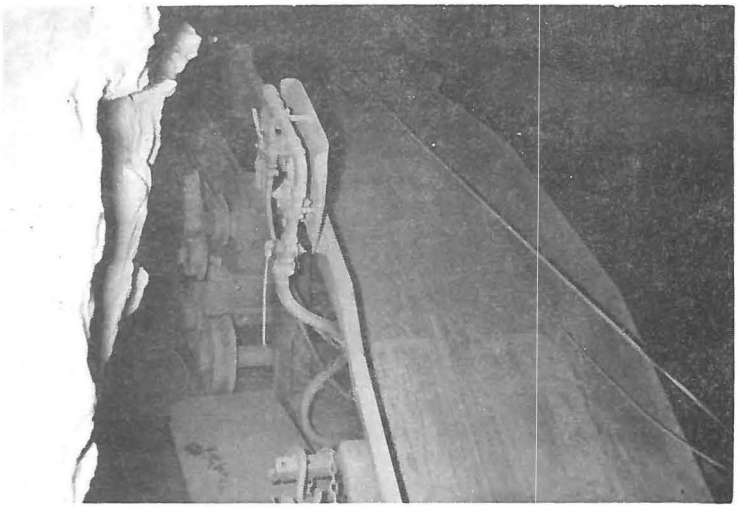


Fig. 5

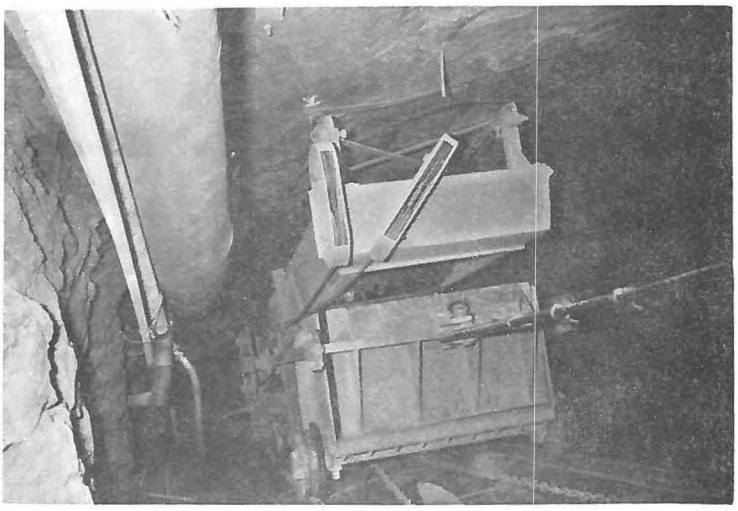


Fig. 6

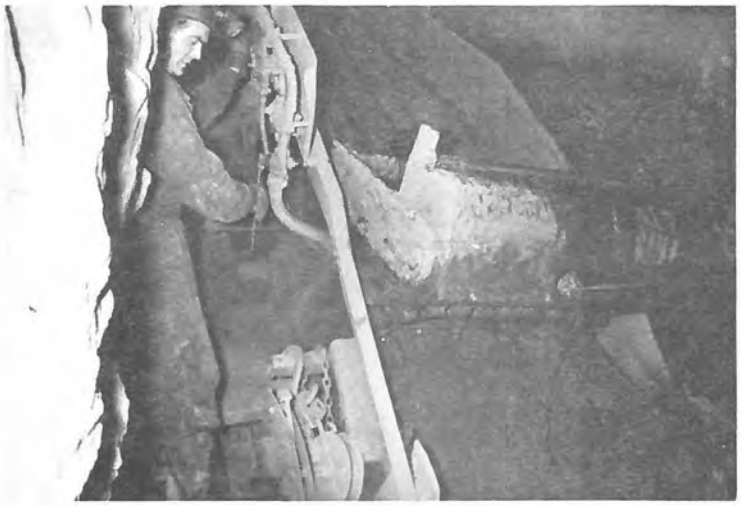


Fig. 7

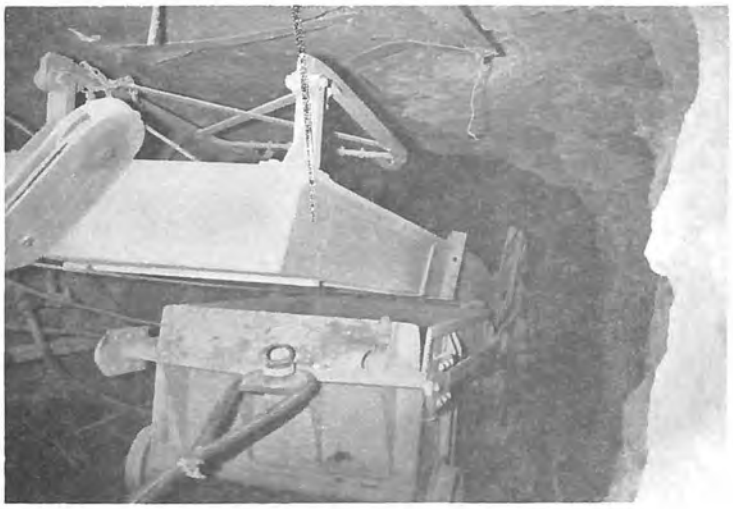


Fig. 8

Skrapelasting i skråsynker.
A/s Sulitjelma Gruber

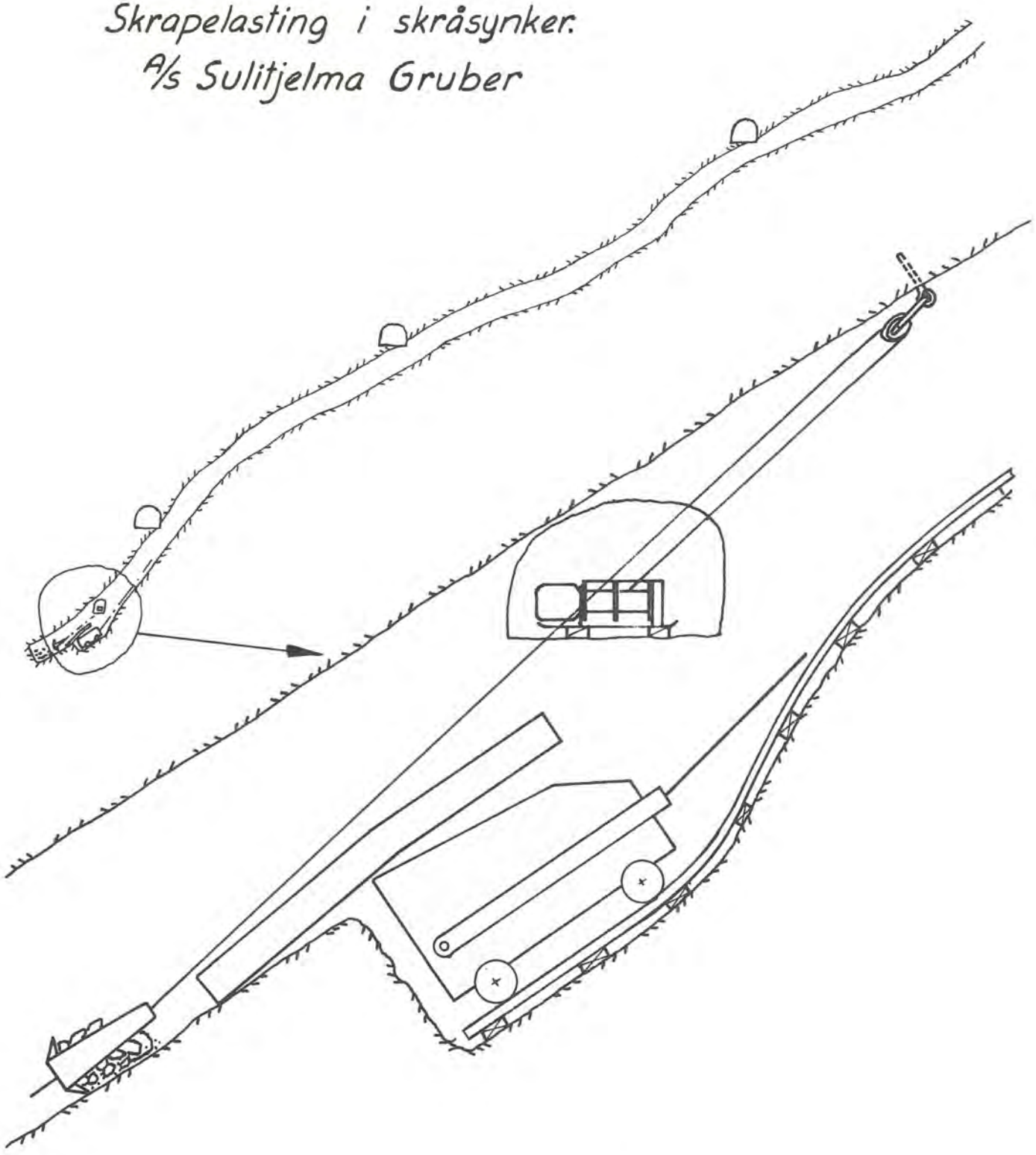


Fig. 9.

$7M^2$ TUNNELDRIFT

EN SAMMENLIKNING MELLOM BUNKERTOG-DRIFT I ØSTERRIKE OG KONVENSJONELL VAGGDRIFT VED VIK-ANLEGGENE

av

Sivilingeniør Oddmund Flønes

NVE Statskraftverkene

7 M^2 TUNNELDRIFT

En sammenligning mellom bunkertogdrift i Østerrike og konvensjonell vaggdrift ved Vik-anleggene

Innledning

I slutten av januar og først på februar i år hadde undertegnede gleden av å foreta en tur til Østerrike og Frankrike for å studere tunneldrift i små tverrsnitt. Siden det mest interessante en fikk se foregikk i Østerrike skal jeg i det flg. fortelle om opplegget fra en 7 m^2 tunnel der. Jeg skal også foreta en sammenligning med en 7 m^2 tunnel som er drevet med konvensjonelt utstyr i Statskraftverkenes regi ved Vik-anleggene.

Arbeidsstedet

Arbeidsstedet lå høyt til fjells (over 2.000 m.o.h.) og var ikke tilgjengelig pr. vei. Det siste stykket ca. 3.5 km. benyttet en taubanetransport. De første 2 km. av det veiløse stykket ble betjent av en gondolheis, bygd for turisttrafikk, og en eldre materialheis. De resterende 1.5 km. hadde entreprenøren bygd en kombinert person- og materialheis med max. 2.000 kg. last. Byggherre var ØBB (Østerreichische Bundesbahnen) og arbeidet var satt bort til et entreprenørfirma i Østerrike.

Tilriggінger

Tilriggingen utenfor tunnelen var stort sett den samme som hos oss. Enkelte ting skal jeg imidlertid nevne.

Brakkekapasiteten var langt større, men standarden var etter våre forhold heller dårlig.

Verksted- og lageropplegget var noe større, men vi har da som regel et sentralt verksted og lager som kan benyttes. Arbeidsstedets sprengstofflager var sprengt inn i fjell ca. 50 m. fra hovedtunnelens påhugg.

P.g.a. at det skulle støpes grøft og såle i tunnelen, samt påbygges eksisterende reguleringsdam i nærheten, hadde arbeidsstedet en svært stor og automatisert betongstasjon. Denne var da også beredskap for evt. utstøping i tunnelen.

Tunnel (bilag 1)

Tunnelen som ble drevet var en overføringstunnel med teoretisk tverrsnitt 7.1 m^2 og total lengde 6.300 m. Under besøket var det også driving på en 300 m. lang grentunnel frem til et bekkeinntak.

Bergarten ble betegnet som sentralgneis og max. overdekning var 700 m.

I hele hovedtunnelen skulle det støpes grøft og såle m/kabelkanal og perm. skinnegang. Tunnelen skulle også tjene som adkomst til en pumpestasjon i inntakssiden.

Under besøket var det drevet ca. 2.000 m. av hovedtunnelen og grentunnelen var nesten ferdig.

Utstøping i tunnelen hadde enda ikke vært nødvendig, men p.g.a. sprakfjell hadde en boltet hele den siste km. med ca. 7 bolter pr. m.

Utstyr - vedlikehold (bilag 2)

På bilag 2 er det viktigste utstyret som var i bruk, vist, både for tunnelen i Østerrike og den fra Vik-anleggene som det skal sammenlignes med. Bortsett fra bunkertoget er utstyret stort sett likt.

Med hensyn til vedlikeholdet av nøkkelutstyret så hadde en et fast opplegg. F.eks. ble bormaskinene tatt ut og overhalt etter max. 15 salver.

Bunkertoget ble etter 10 dagers drift satt inn på verkstedet for ettersyn og utskifting av slitte deler. D.v.s. på de 4 fridagene hvor det var stopp i tunneldriften (se pkt. Skiftordning).

Dessuten skulle en etter at ca. 3 km. tunnel var drevet stoppe tunneldriften og støpe sålen. I denne perioden skulle bunkertoget heloverhales.

Skiftordning - bemanning

Blandt annet p.g.a. arbeiderne som hadde lang vei heim, og av hensyn til vedlikeholdet av utstyret, ble det arbeidet kontinuerlig i 10 dager med påfølgende 4 dager fri. På fridagene var det 2 mann fra verkstedet igjen på arbeidsstedet for å passe dette, samt foreta rep. og vedlikehold av utstyret.

Akkordlaget arbeidet 8 t. skift uten matpause, mens resten av arbeiderne arbeidet 12 t. skift inkl. 1 t. matpause.

Den totale bemanning på arbeidsstedet mens det var drift på 2 stuffer, var 115 mann. Dette inkl. da 7 funksjonærer, 6 kjøkken- og brakkeperaonale, 10 taubane- og transportarbeidere samt 14 mann som arbeidet med rensk og støp av grøft i tunnelen. Med 8 t. skift på samtlige tilsvarer dette 140 - 150 mann totalt.

På bilag 3 er en normalisert bemanning vist for et arbeidssted med veiforbindelse og drift på en stuff. Videre er den tilsvarende bemanning fra Ygnisdal vist. Brakkepersonale, transportarbeidere og funksjonærer er her holdt utenfor.

I Østerrike var det 5 mann på stuff, hvorav 1 mann, basen, ikke hadde bormaskin, men var behjelpelig med påskråming, borskifting etc. Bemanningen er også mere spesialisert enn hos oss. Eks. egne lastemaskin- og bunkertogkjørere. Mannskapet i tunnelen besto vesentlig av ungt folk som tok slikt arbeide i 4 - 5 år for så å gå over til noe nytt.

Herunder skal også nevnes at det til stadighet var en skiftkontrollør (2 mann hver 12 t. skift) i tunnelen. Skiftkontrolløren organiserte særlig bakstuffarbeidet samt tok høyde og retning ved merking av ny salve.

Forøvrig virket hele opplegget velorganisert slik at ingen gikk ledig. Ikke så rent lite arbeide ble lagt ned i å ha det rent og ryddig i tunnelen.

Lønnssystem - priser

Stufflagene samt lastemaskin- og bunkertogkjørerne (3x8 = 24 mann) hadde en meterpris på 405 Ø sh. = 112.50 kr/m (kurs: 100 N.kr. = 360 Ø sh.). Disse kom da ut med en timefortjeneste på ca. 44 Ø sh. = 12.20 kr/t.

Bakstuffarbeidene var betalt med 70 % av akkordlagets timefortjeneste, d.v.s. ca. 8.30 kr/t.

Verkstedarbeiderne hadde en timelønn tilsvarende kr. 6.70.

Priser på forbruksvarer slik som sprengstoff og hardmetallbor lå i overkant av våre priser, mens maskinelt utstyr stort sett var billigere.

Tidsstudier

Selve arbeidsgangen skal jeg ikke gå nærmere inn på her. Den vil forøvrig fremgå av studieoppsettet som er med i kompendiet.

Jeg skal imidlertid få vise en sammenstilling av tidsstudiene sammenlignet med Ygnisdal-tunnelen (bilag 4).

De tidsbestemmende masser, bormeter og tfm^3, er tilnærmet like for de to tunnelene. Forskjellen i tid for boring, lading, skyting er ikke større enn ventet når en tar antall mann og bormaskiner i betraktning.

Det en særlig merker seg er vel forskjellen i lastetid. Årsakene ligger her i en noe større lastemaskin og bunkertoget. Med bunkertoget får en utnyttet lastemaskinens nettokapasitet i det rangeringstider faller bort.

TIDSSTUDIER.

	Enh.	Tauernmoos Østerrike	Ygnisdal Vik-anl.	Merkn.
Data.				
Teoretisk tv.snitt	m^2	7,1	6,9	
Boret salvelengde	m	2,2	2,4	
Brytning	"	2,03	2,3	
Masse pr. salve	tfm^3	14,4 1)	15,8 2)	1) 1 stk.57 mm hull
Antall borhull	stk.	47+1	34+3	2) 3 " 64 " "
Borm. pr. salve	bm.	110	106	
Borm. pr. tfm^3	bm/tfm^3	7,45	6,70	
Sprengstoff pr. salve	kg	65	50	
Sprengstoff pr. tfm^3	kg/tfm^3	4,51	3,17	
Ant. mann på stuff	mann	5	3	
Ant. bormask. på stuff	mask.	4	3	
Boring, lading, skyting				
Faste tapstider				
Innkjør. tilrigging	min.	8	17	
Nedrigg. utkj. skyting	"	5 = 13	6 = 23	
Proporsjonale tider				
Boring	"	51	59	
Lading	"	16 = 67	15 = 74	
Tilfeldige tapstider	"	= 2	4	
Sum tid boring	"	= 82	101	
Ventilasjonspause	"	0	= 16	
Lasting				
Faste tapstider				
Innkj. LM, tilrigg.	"	8	5	3) 20 min/gang 9 m skinnelenk for hver 4-5 salve
Samle røys	"	5	2	
Legg. skinnelenk	"	5 3)	7 4)	
Fremskyvn. omegask.	"	2	-	
Nedrigg. utkjøring	"	3 = 23	3 = 17	4) 10 min/gang 3,3 m skinnelenk for hver 1-2 salve
Proporsjonale tider				
Lasting	"	17	30	
Rangering	"	0 = 17	23 = 53	
Tilfeldige tapstider	"	= 3	= 10	
Sum tid lasting	"	= 43	= 80	
Div. tapstider				
Inn-ut v/skiftbytte	"	-	15	
Inn-ut v/matpause	"	-	5 = 20	
Sum tid pr. salve	min.	125	217	

Ventilasjonspause ble ikke registrert i Østerrike da en kjørte inn så snart salvene var skutt. Noe ventilasjonstid ligger det imidlertid i riggtidene for lasting som delvis foregikk utenfor røyken fra salvene (sugende ventilasjon).

Diverse tapstider er tapstider i forbindelse med matpause og skiftbytte. Dette forekom ikke i Østerrike da stufflaget arbeidet 8 t. skift uten matpause. Dessuten var det flytende drift med skiftbytte på stuff.

På Ygnisdal var driften rytmisk.

Inndrifter - timeforbruk (bilag 5)

Som ventet etter å ha sett studiene, ligger gjennomsnittsinndriftene i Østerrike 70 - 80 % over Ygnisdal.

Timeforbruket (manntimer pr. m. tunnel) ligger ca. 40 % høyere i Østerrike. Dette var vel forsåvidt også å vente etter å ha sett bemanningen. På den annen side skulle en tro at merinvesteringen i utstyr til en viss grad, skulle innspares på dette området, nemlig lønnssiden.

Sluttkommentar

Den vesentlige forskjell i driftsopplegget for de to tunnelene er altså:

1. Bemanningen.
2. Bunkertoget.

Bemanningen er, skulle jeg tro, ikke bare bestemt ut fra rent tekniske kriterier, den er sikkert også påvirket av lønnsnivå og arbeidsmarked forøvrig.

P.g.a. forskjellig lønnsnivå har lønnsutgiftene pr. m. tunnel samme størrelsesorden for de to tunnelene.

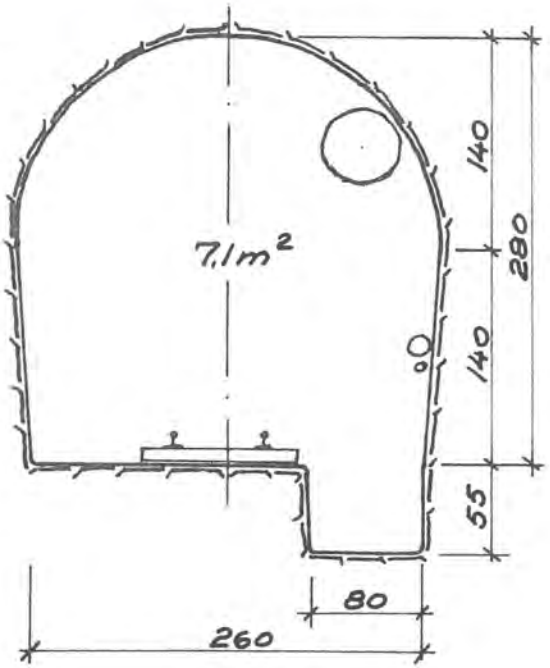
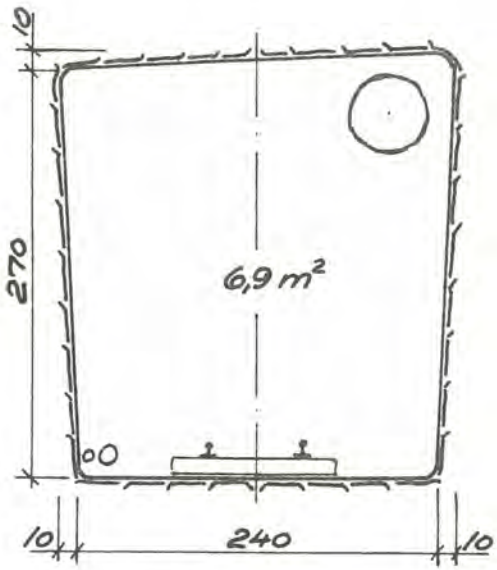
Bunkertoget har som alt annet utstyr sine fordeler og ulemper. Her skal det kort nevnes.

Fordeler: Hurtig lasting, lastemaskinens nettokap. utnyttes, d.v.s. større inndrifter. Redusert nisjebehov. Sikkerhetsmessig bedre enn vaggrangering.

Ulemper: Høy anskaffelsespris, reserve vil ikke kunne holdes. Høyt luftforbruk, ev. avhengig av elektrisk kraft ved på- og avlasting. Min. kurveradius = 25 m. v/transport og 250 m. v/på- og avlasting. Hittil vist seg ikke å virke tilfredsstillende i hardt fjell.

Etter de opplysninger en fikk vil kostnadene (kapital- og driftskostn. samt red. nisjekostn.) for bunkertoget i gunstigste fall ligge 6 - 7 kr/m^3 over de tilsvarende for vagger. Dette skulle en imidlertid kunne spare inn igjen ved lavere lønnsutgifter og hurtigere drift. Det burde være mulig selv med halvparten av den mannskapsstyrke en hadde i Østerrike, å oppnå inndrifter på ca. 100 m/uke.

TUNNELDATA.

	Tauernmoos, Østerrike.	Ygnisdal, Vik-anleggene.
Teoretisk tverrsnitt.		
Tot. tunnellengde	6.300 m	5.555 m
Tunnellengde v/studier	~2.000 m	~2.600 m
Boret salvelengde	2,20 m	2,40 m
Brytning	2,03 m	2,30 m
Masse pr. salve	14,4 tfm^3	15,8 tfm^3
Antall borhull pr. salve	47+1 stk.	34+3 stk.
Borm. pr. salve	110 bm	106 bm
Bergart	Sentralgneis	Fyllittskifer

Bilag 1.

OVERSIKT UTSTYR.

	TAUERNMOOS ØSTERRIKE	YGNISDAL VIK-ANLEGGENE
Bor.lad.skyt.		
Bormaskiner	Böhler CR 250	Atlas Copco BBC 22 W
Knematere	" C 12	" " BMT 50
Bor	Seco serie 11 l = 2,20 m	Coromant serie 11 l = 2,40 m
Krone for grovhull	" 57 mm	" 64 mm
Bortralle	Eget fabrikat	Eget fabrikat
Sprengstoff	Gelatine Donarite 25x350 mm	Dynamit/koronit 25x400 mm
Tennere	HU-halvsek.	HU-halvsek.
Lasting		
Lastemaskin	Salzgitter HL 400	Eimco 21
Rangering	-	Stikkspor, avst. 100 m
Utkjøring		
Lok	Zig 70, 9,5 t.	Menchelin/Diema DS40 6,6 t.
Bunkertog	BZ 35 volum 27,6 cm^3	
Vagger		12 stk. 2 m^3 Mühlhaüser
Skinnegang	18,3 kg/m l = 9 m	25 kg/m l = 10 m
Sporvidde	60 cm	61 cm
Sviller	Stålsviller	6" x 5" tresviller l = 120 cm
Sporforlengelse	Omegaskinner	Løslenk, skyvelenk
Pressluft		
Kompressorer	2 x Atlas Copco AT 3R 2 x " " DT 4	3x Atlas Copco DT 4
Pressluftledn.	6"	6"
Ventilasjon		
Vifter	2 x GAL 5 60/60	2 x 2PHM 70
Vent.ledning	50 cm blikkrør	50 cm Ventiflex
Vent.system	Sugende	Blåsende

MANNSKAPSOVERSIKT.

Kategori	TAUERNMOOS ØSTERRIKE				YGNISDAL VIK-ANLEGGENE		
	Mann pr. skift	Ant. skift 8 t.	12 t.	Sum mann	Mann pr. skift	Ant.skift 8 t.	Sum mann
Stuffmannskap	5	3		15	3	3	9
LM-kjører	1	3		3			
BZ-kjører	1	3		3			
Lok-kjører	1	3		3	1	3	3
Rensk og sikr.arb.	2		2	4			
Grøft og div. arb.	2		2	4	1	1	1
Skiftreparatører	1		2	2	1	3	3
Rør- og skinnelegging					2	1	2
Verkstedarb.	5		1	5			
Elektrikere	2		1	2	1	1	1
Bormask.rep., kompr.pass	1		1	1			
Div. utearb.	3		1	3			
Snekker	1		1	1			
Lagerbetjening	1		1	1			
Stuffreserve div. arb.					1	1	1
Sum tot.				47 [1]			20

1) Ved 8 t. skift tilsvarer dette 58 mann.

SAMMENDRAG TIDSSTUDIER.

	TAUERNMOOS ØSTERRIKE		YGNISDAL VIK-ANLEGGENE		DIFF.	
Boring, lading, skyting						
Faste tapstider	13 min.		23 min.		10 min.	
Proporsjonale tider	67 "		74 "		7 "	
Tilfeldige tapstider	2 "	= 82 min.	4 "	= 101 min.	2 "	= 19 min.
Ventilasjonspause		= 0 min.		= 16 min.		= 16 min.
Lasting						
Faste tapstider	23 min.		17 min.		÷ 6 min.	
Proporsjonale tider	17 "		53 "		36 "	
Tilfeldige tapstider	3 "	= 43 min.	10 "	= 80 min.	7 "	= 37 min.
Diverse tapstider		= 0 min.		= 20 min.		= 20 min.
Sum tid pr. salve		= 125 min.		= 217 min.		= 92 min.
Ydelser						
Netto borsynk	65,0 cm/min.		74,0 cm/min.			
Brutto borekap.	25,2 bm/mann tim.		35,9 bm/mann tim.			
Brutto borekap.	31,5 bm/mask. tim.		35,9 bm/mask. tim.			
Brutto ladekap.	49,0 kg/mann tim.		67,5 kg/mann tim.			
Netto lastekap.	50,8 tfm^3/tim.		31,6 tfm^3/tim.			
Brutto lastekap.	50,8 "		17,9 "			

INNDRIFT - TIMEFORBRUK

		TAUERNMOOS ØSTERRIKE 1 døgn = 24 arb.t.	YGNISDAL VIK-ANLEGGENE 1 døgn = 22,5 arb.t.
Statistikkgrunnlag:	m tunnel	1.200	5.000
Gj.sn. inndrift	m/døgn	21,5 (20,5)	11,6
Max. inndrift	m/døgn	24,2 (22,6)	-
	m/uke (16skift)		73,0 (13,7)[2]
Timeforbruk	mann t./m tunnel	19,0[3]	13,4[3]

Merkn. 1) Inndrift ved 22,5 arb.t. pr. døgn.

2) Gj.sn. døgninndrift over 1 uke.

3) Ekskl. brakkepersonale, transp.arb. og funksjonærer.

ERFARINGER VED SLURRYSPRENGNINGER

av

Sivilingeniør Finn Knutson
Norsk Sprængstofindustri A/S

ERFARINGER VED SLURRYSPRENGNINGER

1. Siden Norsk Sprængstofindustri A/S i 1962 tok opp produksjon av TNT-slurry med henblikk på vår store dagbruddskunde, A/S Sydvaranger, og dagbruddskunder forøvrig, har utviklingen gått relativt raskt. Denne utviklingen i retning av slurry, skyldes i første rekke den eksplosive forandring som har skjedd innen boreteknikken. Borhullsdiameteren er øket jevnt og sikkert fra borserie 11 via $2\frac{1}{2}$" - 4" til rotasjonsborhull fra 6 2/3" til 12 1/4" . I løpet av denne høsten er så bildet blitt fullkomment i og med den første airtruck, som dekker ingenmannslandet $4\frac{1}{2}$" - $5\frac{1}{2}$", er satt i arbeid av I/S Høyer-Furuholmen ved Sira-Kvina utbyggingen. Man behersker med andre ord alle tenkelige borhullsdiametere. Fra 4" og oppover synes slurry å utpeke seg som det teknisk-økonomisk og sikkerhetsmessig riktige sprengstoff.

   Hva er så slurry? Dette ikke-Ngl-holdige sprengstoff tør nå være kjent for de fleste, men for å friske på hukommelsen, anbefales det å lese berging. I. Dybdahl's "Orientering om slurry-sprengstoffer" ved fjellsprengningskonferansen 1967. Av de her nevnte slurrytyper, produserer i dag Norsk Sprængstofindustri A/S 25 % TNT-slurry og ved Titania A/S er Ireco Chemical's såkalte "pump truck system" innført.
   Norsk Sprængstofindustri A/S produserer og leverer her DBA-44 som bunnladning og DBA-35 som pipeladning.

   Når man kort skal orientere om våre erfaringer ved slurrysprengninger, må det naturlig deles i to grupper:
   TNT-slurry og Al-slurry.

2. TNT-slurry

   2.1 Fabrikkfremstilt og levert i polyetylenpølser.

   Denne slurry produseres ved vår fabrikk Gullaug Kje-

miske Fabrikker i Drammen og leveres i pakninger som vist på fig. 1. Det er først den tradisjonelle 25 kg's pakning i pappesker med 90 mm polyetylenpølser i lengder á 560 mm. Denne forpakningsmåte egner seg for forbrukere med 4" hull og relativt beskjeden salvestørrelse. For større forbrukere som A/S Sydvaranger, Rana Gruber og Titania A/S ble for ca. 3 år siden 1 tonns pallkasser med 140 mm polyetylenpølser - 20 kg. pr. pølse - markedsført. Til den nye store airtruck ved Sira-Kvina leveres nå også 1 tonns pallkasser med 90 mm, 25 % TNT-pølser - vekt pr. pølse ca. 8 kg.

Med så store ladeenheter blir ladearbeidet meget enkelt. For å oppnå størst mulig ladetetthet i den ønskede bunnladning, sprettes samtlige pølser med kniv umiddelbart før de slippes ned i borhullet. Man oppnår på denne måte en pakningsgrad på ca. 0.9. I bunnladningen plaseres også den nødvendige 360 gr's pentolitt-primer med detonerende lunte eller elektrisk tenner. Ønsker man ikke den store ladetetthet oppover i pipeladningen, slippes pølsene usprettet ned i hullet.

Ved bruk av 1 tonns pallkasser - som forøvrig er engangspakning - har man observert at to mann lett lader 1 tonn slurry på 12 - 15 min. selv ved spretting av samtlige pølser. Ved bruk av pallkassene, oppnår man også en langt mer renslig arbeidsplass. Dette gir seg selv idet hver pallkasse erstatter 40 stk. 25 kg's pakninger.

2.2 TNT-slurry - bulkpakket

De stadig voksende salvestørrelser hos våre store kunder tvang utviklingen over i retning av enda bedre effektivitet i ladearbeidet og større ladetetthet i bunnladningen. I løpet av 1967 ble derfor en rekke forsøk gjennomført med henblikk på bulkleveranser av vår TNT-slurry og pumping i borhullet. Pallkassene ble forsterket (fig. 2), utstyrt med spesialåpning for tømming i pumpe og som pumpe valgte man en vanlig monopumpe. Pumpen ble drevet med luftmotor. Som nødven-

dige slanger ble brannslanger benyttet (fig.3). Ved å bruke lastebil m/kran og forutsatt at hullene var primet på forhånd, krevde hele ladearbeidet følgende bemanning:

	1	sjåfør
	2	kassetømmere
	1	pumpekjører
	1	"slangetemmer" v/hullet
Tilsammen	5	mann

Under gunstige forhold ble 1 tonn pumpet på 4 min. Over et tidsrom av 2 skift, oppnådde man et gjennomsnitt på ca. 4 t. pr. time. Disse våre erfaringer skriver seg fra pumping av ca. 100 t. hos våre dagbruddskunder. Ved pumping av slurry oppnådde man ca. 10 % større ladetetthet enn ved snitting av pølser.

Så lenge temperaturen holdt seg på pluss-siden, syntes systemet å være brukbart, men så fort temperaturen falt under 0, oppsto store vanskeligheter. Slurryen ble naturlig nok for stiv for dette system. Denne forandring i konsistens skyldes slurryens vanninnhold på 10 - 15 % som ved temperaturer under 0 delvis fryser, og ved langvarig lagring i streng kulde, kan slurryen bli steinhard og overhodet ikke egnet for dette pumpesystem. Våre klimatiske forhold forhindrer dessverre bruk av systemet året rundt.

3. Al-slurry

Norsk Sprængstofindustri A/S har siden 1967 vært i kontakt med Ireco Chemicals, Salt Lake City, og i 1968 ble en samarbeidsavtale inngått mellom de to firma. Det første anlegg for distribusjon og produksjon er allerede bygget og satt i drift ved A/S Titania høsten 1968. Lignende anlegg skal bygges ved A/S Sydvaranger og Rana Gruber og er under planlegging.

Kort beskrivelse av Ireco-systemet

På forbrukerstedet bygges en lagerstasjon for de nødvendige komponenter og fremstilling av oppløsning. Ingen av kompo-

nentene er i seg selv et sprengstoff slik at systemet praktisk talt unngår alle restriksjoner med hensyn til transport, lagring, sikkerhetsavstander, inngjerdinger o.s.v. som ethvert konvensjonelt sprengstoff er underlagt. Man kan med andre ord uten vanskelighet oppbevare råstoffer for flere hundre tonn sprengstoff på forbrukerstedet. Jo større forbruket er, desto større fordeler. Til enhver lagerstasjon hører da en eller flere ambulerende "pumpetruck's". En pumpetruck kan best karaktiseres som en slurryfabrikk montert på et lastebilchassis. De eksisterende pumpetruck's har en kapasitet som varierer fra ca. 15 t. og ned til 1 t. ferdig produsert slurry levert i borhullet.

Pumpetrucken ved A/S Titania har en kapasitet på ca. $4\frac{1}{2}$ t. slurry ved hver fylling. De planlagte pumpetruck's hos våre to store kunder i nord vil få en kapasitet på 12 - 13 tonn.

I lagerstasjonen fylles pumpetrucken's tank med varm oppløsning samtidig som dens tre siloer fylles med henholdsvis prills og to sorter premix, én for bunnladningen og én for pipeladningen. I premix inngår Al og andre nødvendige tilsetningsstoffer.

Produksjonen igangsettes først når trucken er på plass på pallen og etterhvert som produksjonen pågår, pumpes produktet direkte i borhullet. I hvert hull leveres de ønskede mengder bunnladning og pipeladning kontinuerlig uten stopp. Ladning foregår ved hjelp av en slange som føres til bunns i hullet slik at etter hvert som slurry pumpes i hullet, presses eventuelt vann ut (fig. 4). Hullene er på forhånd primet med 360 grams pentolittprimer og detonerende lunte. I og med at oppløsningen holder ca. 30° i pumpeøyeblikket, er systemet uavhengig av ute-temperaturen.

Under forutsetning av at oppløsning er produsert og hullene primet, vil ladearbeidet med pumpetrucken kreve en truckoperatør med assistanse av en mann ved slangen. Vår slurrytruck ved A/S Titania vil under disse forhold ha en kapasitet på ca. 15 tonn ferdigladet pr. skift. Pumpekapasiteten ligger på fra 100 - 150 kg/min.

Dette slurrysystem basert på lokal produksjon er utviklet for store dagbrudd i De Forenede Stater. De synes foreløpig bare å ha sin økonomiske berettigelse for et lokalt forbruk på minimum 1.000 t. pr. år over en 3 - 4 års periode.

Konklusjon

Etter å ha markedsført fabrikkprodusert TNT-slurry i 6 år og i og med ervervelsen av et slurrysystem med lokal produksjon og pumping, mener vi å kunne konkludere med at begge metoder har sin berettigelse.

På grunn av vårt lands spesielle geografi med lange transportlinjer, vil det dog være teknisk-økonomisk riktig å forsyne mindre forbrukere med fabrikkprodusert slurry i dertil egnet emballasje.

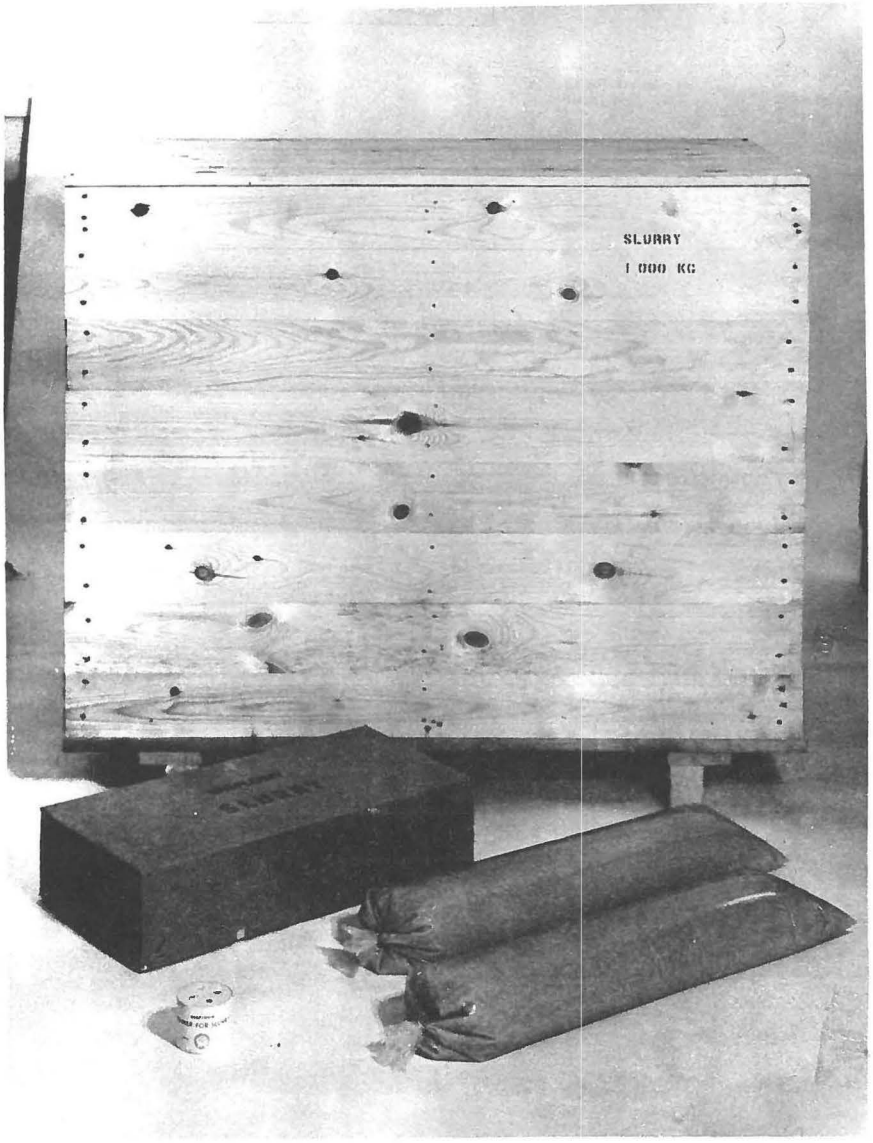


Fig. 1

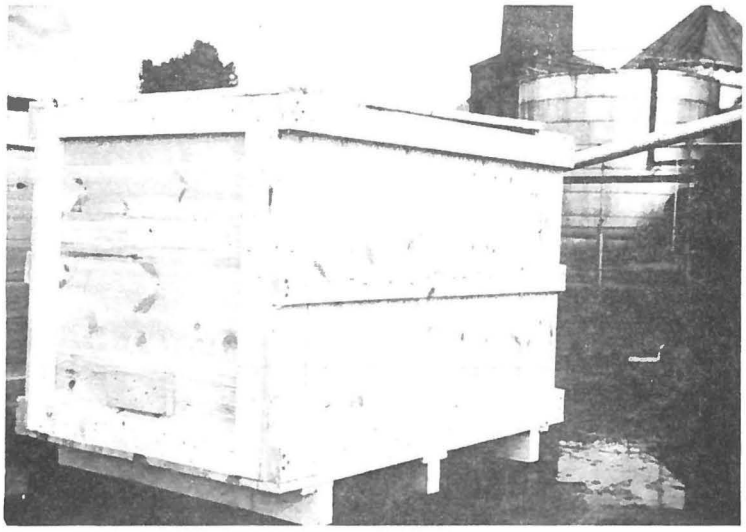


Fig. 2

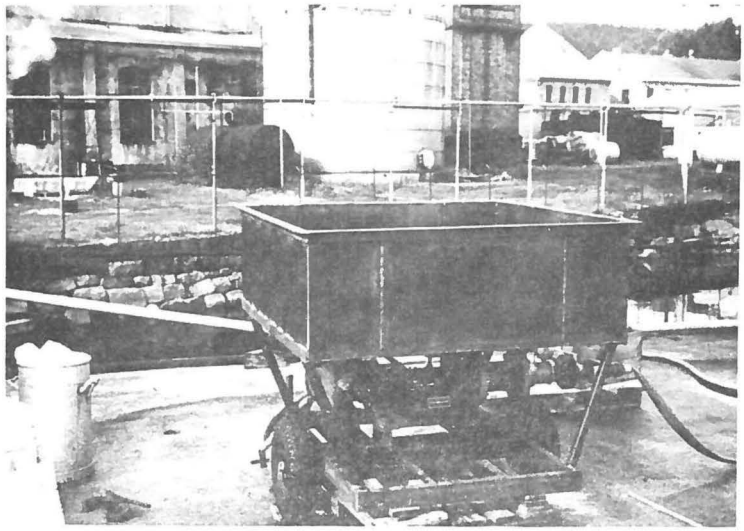


Fig. 3

Fig. 4

ERFARINGER FRA ROTASJONSBORING VED A/S SYDVARANGER

av

Sivilingeniør Kjell Gimse
A/S Sydvaranger

ERFARINGER FRA ROTASJONSBORING VED A/S SYDVARANGER

Sydvaranger besluttet sommeren 1964 å øke produksjonen. Samtidig ble det bestemt å forlenge dagbruddsdriften ved å bryte mere gråberg. Dagbruddsplanene forutsetter fortsatt bryting i 14 m. høye paller med gjensetting av 10 m. hyller langs veggene for annenhver pallhøyde. Normalt bordyp er ca. 16 m.

Separasjonsverket har i dag en kapasitet på ca. 2.4 mill. tonn slig pr. år, og det tilsvarer en årlig malmbryting på omkring 5 1/4 mill. tonn. For å komme ajour med gråbergbrytingen, må en i de nærmeste år opp i en gråbergproduksjon på mellom 10 og 11 mill. tonn. Dette vil gi en totalproduksjon fra dagbruddet på ca. 16 mill. tonn.

Før en går over til å behandle selve boringen, bør det nevnes litt om de bergartene som brytes. Disse kan deles i 4 grupper (fig. 1 og 2):

- Malm: Finkornet, kvartsbåndet magnetittmalm (taconite). Ca. 30 % Fe magn, ca. 50 % SiO_2. Trykkfasthet: omkr. 2.100 kg/cm^2.
- Liggberg: Dette kalles Bjørnevanngneis og er en kvartsittisk glimmergneis. Ca. 80 % SiO_2. Trykkfasthet: omkr. 1.600 kg/cm^2.
- Hengberg: Kvartshornblendegneis. Ca. 50 % SiO_2. Trykkfasthet: omkr. 1.350 kg/cm^2.
- Diabaser: Gabbroide gangbergarter. Trykkfasthet: omkr. 2.550 kg/cm^2.

Trykkfastheten er målt på diaborkjerner av Institutt for Gruvedrift, N.T.H. Denne er tatt med fordi den bør gi et visst begrep om borbarheten.

Av bergartene er malm og diabas tyngst å bore, og hengberget lettest. Men alle bergartene er selv etter norske forhold svært tungboret. Primærboringen har derfor alltid vært

et av våre store problemer, både effekt- og kostnadsmessig.

Helt frem til 1965 ble storparten av primærboringen utført med linbormaskiner for 9 " hull. Forsøk med forskjellige typer vognbormaskiner for hulldiameter fra 2 " til 5 " ga en høyere kostnad pr. m^3.

Forsøk med senkboring (down the hole) fra 1962 - 65 indikerte at denne bormetoden ville kunne være løsningen for våre harde bergarter, og fra sommeren 1965 har 7 stk. IR DM 3 - DHD 400 senkbormaskiner for 7 1/2 " hull vært i bruk i primærboringen.

Rotasjonsboringen ble til for få år siden stort sett brukt i relativt løse bergarter. Men i de senere år har denne bormetoden mer og mer fått et videre anvendelsesområde, og nå ser det ut til at den er på vei til å bli den mest anvendte metode i større dagbrudd. Denne utvikling skyldes i første rekke forbedring av borkronekvaliteten som har ført til at en har fått kraftige bormaskiner med stort matetrykk.

I 1965 ble det besluttet å kjøpe en rotasjonsbormaskin, Bucyrus Erie 60 R for 12 1/4 " hull. Laboratorieprøver på våre bergarter indikerte at vi burde kunne oppnå gunstig resultat i vårt hengberg. Det ble til og med antydet at vanlige stålkroner burde gi best resultat, men det har senere vist seg å være feil. Kroner med stålruller går ikke hos oss. De er defekte etter fra 2 til 10 m. Derimot har boring med hardmetallbesatte kroner gitt positive resultater i alle våre bergarter, og i dag har vi 3 stk. 60 R i drift. Disse ble henholdsvis tatt i bruk i juni 1965, mai 1968 og september 1968. Pr. 7/10 d.å. har vi tilsammen rotasjonsboret 114.850 m..

Bucyrus Erie 60 R

Figurene 3 og 4 viser maskinen under boring.
Maskinen veier ca. 90 tonn. Den er utstyrt med ekstra høyt tårn, totalhøyde 27 m., og den kan bore opptil 19.5 m. hull uten stangskifte. Stangdiameter er 10 3/4 ", borkronediameter er 12 1/4 ".

Maskinen har elektrisk drift, 3000 V. Det er Ward-Leonard koblinger for likestrømdrift av rotasjons-, heis- og kjøremotorer. Hydraulmotor besørger matingen via kjeder, tannhjul og tannstenger. Maks. matetrykk er ca. 50 tonn, og det kan bores med omdreiningshastighet opp til 80 RPM.

Maskinen er utstyrt med lavtrykkskompressor for luftspyling. Den har vifte for fjerning av borstøv fra toppen av borhullet. Maskinen har utstyr for vanninjeksering av spyleluften. Ved bruk av dette fuktes borstøvet, og en trenger ikke å bruke viften.

Bortårnet kan legges ned ved hjelp av to hydraulsylindre. Maskinen kan utstyres for boring av skråhull ned til 15 ^{o} fra vertikalen.

De to nyeste maskinene er noe forskjellige fra den gamle. Av forbedringer kan nevnes:

De er utstyrt med to rotasjonsmotorer mot en for den gamle. To motorer gir langt kraftigere rotasjon, og en kan kjøre med maks. omdreininger selv under vanskelige forhold.

De har større kapasitet på kompressoren. Dermed blir kjøling av borkronelagre og spyling av borhullet bedre.

De er utstyrt med tre jekker mot fire for den gamle. De tre jekkene er riktigere plassert slik at maskinen står støere under boring. Horisontalstillingen er også lettere.

De har overtrykkskabiner, og en unngår at borstøvet trenger inn.

De er utstyrt med fjernmanøvreringsorgan for flytting av maskinen. Hele maskinen sentralsmøres. Under normalt borarbeide betjenes maskinen av en mann.

60 R er en stor og tung maskin, og den har tyngdepunktet forholdsvis høyt når tårnet er oppe. Den stiller derfor ganske store krav til pallsålen. Men dersom sålen er noenlunde jevn, kan den kjøres med tårnet oppe i skråninger på 8 %.

Rotasjonsmaskinen er konstruksjonsmessig forholdsvis enkel, og den er lett å vedlikeholde. Vår eldste maskin har nå vært i bruk på treskifts drift i over tre år, og den har vist seg å være svært driftssikker. Selv temperaturer ned mot + 40 ^{o} C har ikke bydd på vanskeligheter under boring.

Før en går over til å behandle boreffekter og borkostnader, er det nødvendig å nevne litt om sprengningsresultatene, da disse er av avgjørende betydning for helhets vurderingen.

Sprengning av 12 1/4 " hull byr ikke på spesielle problemer. Vi har prøvd hullsetting fra 6.5 x 6.5 m til 7 x 8 m og funnet frem til at ca. 7 x 7 m gir god fragmentering. Med 2 meters underboring og bakbrekk gir dette 46 faste m^3 pr. bormeter. Sprengstofforbruket ligger da på ca. 1.3 kg/m^3 med ca. 75 % ANOL og resten TNT-slurry. Store hull krever stor spesifikk ladning dersom spregningsresultatet skal bli tilfredsstillende. Til tross for dette er ladeutgiftene hos oss mindre for 12 1/4 " enn for 7 1/2 " hull. Dette skyldes at vi har vann i en stor del av borhullene, og 12 1/4 " hull kan lett pumpes slik at slurryforbruket kan holdes lavt.

Effekter:

Skiftytelsen for 60 R varierer svært etter de forhold den borer under. Det kan nevnes at høyeste oppnådde skiftytelse er 145 m. Gjennomsnittseffekten for i år ligger derimot på 40.5 m. pr. 7.40 timers skift. Dette tilsvarer en årskapasitet pr. maskin på vel 5 mill. tonn.

Tabell 5 viser en oppstilling over oppnådde effekter for 60 R i de forskjellige bergarter. For sammenligningens skyld er det her benyttet brutto bortimer. Det vil si at all tid for heft i forbindelse med reparasjon, strømstans, utkjøring for skyting, flytting fra salve til salve og oppboring er tatt ut.

Effektene i malm og liggberg er omtrent like, mens en har ca. 16 % større effekt i det noe løsere hengberget.

Når det gjelder boring i diabas, har en foreløpig dårlig

grunnlag for å gi nøyaktige resultater. Men det kan opplyses at effektene er dårlig i forhold til de øvrige bergarter.

Skal en kunne vurdere 60 R's kapasitet, må en sammenligne med de resultatene som er oppnådd med andre bormaskiner under våre forhold. I tabell 5 er det derfor satt opp resultater for senkboring og vognboring med 3 " kroner. Her må nevnes at vi har akkordbetaling for de to siste bormetodene, mens borere på 60 R har fast timebetaling.

På grunnlag av resultatene i liggberg, er kapasitetene fra de forskjellige bormetoder grafisk fremstilt i fig. 6 og 7. Her er også tatt med tidligere resultater fra linboringen. Rotasjonsboring har en kapasitet som er helt overlegen i forhold til de øvrige bormetoder.
Årsaken til at differansen er mindre for m^3/time enn for liter utboret/time skyldes som tidligere nevnt at spesifikk ladning må økes med økt hulldiameter.

Kostnader:
Fig. 8 viser sammenlignende kostnader for de forskjellige bormetoder. Disse er for rotasjons- og senkboring oppsatt på grunnlag av gjennomsnittskostnadene i 1968 for boring i alle bergarter. Spesifikke kostnader for de forskjellige bergartene følges ikke.
Når det gjelser vognboring, er det i 1968 kun boret gråberg, og det er kostnadene der som er lagt til grunn.

Oppstillingen viser at driftskostnadene for rotasjonsboring ligger på omtrent halvparten av de for senkboring, som er den nest billigste bormetode. Legger en summen av borings- og sprengningskostnadene til grunn, vil forholdet bli noenlunde det samme.

Avskrivning er ikke tatt med i sammenligningen. Det er foreløpig svært vanskelig å vite hvilken avskrivningstid en kan regne med for de forskjellige maskiner. Men en kan allikevel på grunnlag av maskinpriser og effekter med ganske stor sikkerhet si at avskrivningen pr. m^3 produsert, blir lavere for rotasjonsboringen enn for de andre bormetodene.

Tabell 9 viser en prosentvis fordeling av kostnadene pr. bormeter for 60 R. En ser at borkroner utgjør hele 63 % av totalkostnadene. Kostnadene for rotasjonsboring er derfor svært avhengig av hvilke levetider en får på borkronene.

Vi har prøvd forskjellige typer borkroner og er foreløpig kommet frem til at vi oppnår beste resultat med Hughes HHJ og Security H 10 JM (fig. 10). Levetiden for disse er noenlunde lik, og gjennomsnittsresultatet i de forskjellige bergsrter er:

Malm:	350	bormeter
Liggberg:	470	"
Hengberg:	590	"
Diabas:	160	"

Gjennomsnittlig levetid for all boring er 420 bormeter. Levetiden i diabas er svært lav, og det er mulig at rotasjonsboring har vanskelig for å konkurrere med andre bormetoder i bergarter med så stor tryKKfasthet.

Borkronene kasseres delvis på grunn av defekte lager og delvis på grunn av utslitte / bortrevne hardmetallbiter. Stort sett ser det ut til at det er et noenlunde riktig forhold mellom levetider for de forskjellige komponentene som borkronen er bygd opp av.

Det er selvsagt ikke bare kronekvalitet og bergart som bestemmer levetiden. Andre faktorer kommer også inn, og fra våre erfaringer kan nevnes:

Variasjon av matetrykk og rotasjonshastighet har stor virkning på både borsynkning og borkronelevetid. Borkroneleverandørene har til dels hevdet at omdreiningshastigheten bør holdes rundt 30 - 40 RPM, da det skal gi best økonomi. Våre erfaringer viser at dette ikke er riktig for oss. Vi oppnår best borsynkning og kronelevetid med en omdreiningshastighet på 60 - 80 RPM.

Høyt matetrykk er helt avgjørende for god økonomi, og vi oppnår beste resultat ved å kjøre opp i mot maskinens maksimale ytelse. Det kan i denne forbindelse nevnes at vi har prøvd å bore skråhull med dårlig resultat. Årsaken er i

første rekke den at en måtte mate forsiktig for ellers ble hele maskinen skjøvet ut av stilling.

En kan si at vanlig borrutine hos oss er å holde seg mest mulig opp til det maksimale trykk og omdreiningshastighet som maskinen gir. Dersom forholdene er slik at rotasjonskraften blir for liten til å holde omdreiningstallet oppe, må matetrykket reduseres.

Vi har prøvd en kronetype med færre hardmetallbiter enn hva de vanlige har. Trykket pr. hardmetallbit skulle dermed bli større. Borsynkningen var god, men rullene holdt ikke.

Mellom borkrone og borstang må det brukes en stabilisator som har til oppgave å styre borgangen. Stabilisatoren bør ha en ytre diameter på 12 ", og det er svært viktig at den er stor nok, ellers blir påkjenningen på borkronen for stor. Tidligere brukte vi en stabilisator med påsveiste flattstål. Disse ble hurtig nedslitt, og en hadde dårlig styring etter kort tids boring. Stabilisatoren måtte tas inn til påleggssveising etter ca. 350 m.. I den senere tid har vi prøvd stabilisatorer med hardmetallbesatte styreruller (fig. 11). Disse gir svært god styring. Påkjenninen på borkronen blir gunstigere, maskinen går jevnere og vibrasjonen reduseres. Vi har brukt de nye stabilisatorene i for kort tid til at vi kan uttale oss med sikkerhet om hvilken betydning de vil ha på borøkonomien, men det ser svært lovende ut.

---

60 R maskinen produserer en god del støv, og selv om en har vifte som tar borkakset fra toppen av borhullet, sendes en stor støvmengde ut i atmosfæren. Det har vært et ønske å bli kvitt støvplagen ved at en setter vann til spyleluften slik at borstøvet bindes. Dette er prøvd med godt resultat når det gjelder å binde støvet, men vanntilsetningen viser seg å ha en uheldig virkning på borkronelevetiden. Det er sannsynlig at en får en slags slipepasta i bunnen av hullet, og denne gir stor slitasje på hardmetall, stålkropp og lager.

Konklusjon:
Rotasjonsboringen har gitt overraskende gode resultater her hos oss. Resultatet er så utslagsgivende at en allerede nå kan slå fast at det har vært en ubetinget suksess.

Andre dagbrudd her i landet har oppnådd positive resultater med mindre maskiner. Det burde derfor nå være riktig å vie rotasjonsboringen større oppmerksomhet når en vurderer bormetode for større fjellarbeider i dagen.

Tabell 5.

Effekter - 1967 og 1968

		Malm	Ligg-berg	Heng-berg	Sum
Rotasjonsboring 60 R 12 1/4 " hull	Bormeter:	28.646	13.932	28.633	75.524
	Brutto bortimer:	3.773	1.850	3.255	9.479
	M/time:	7.60	7.53	8.80	7.97
	Liter utboret/time:	578	573	670	606
	Faste m^3/borm.:	46	46	46	46
	Faste m^3/time:	350	346	405	366
Senkboring IR Drillmaster 7 1/2 " hull	Bormeter:	36.336	50.458	30.999	124.363
	Brutto bortimer:	11.374	14.753	8.263	36.386
	M/time:	3.20	3.42	3.75	3.42
	Liter utboret/time:	91	98	107	98
	Faste m^3/borm.:	25	25	25	25
	Faste m^3/time:	80	85	94	85
Vognboring IR D 475 - GD PR 123 3 " hull	Bormeter:		68.246		68.246
	Brutto bortimer:		9.982		9.982
	M/time:		6.83		6.83
	Liter utboret/time:		31		31
	Faste m^3/borm.:		5.5		5.5
	Faste m^3/time:		38		38

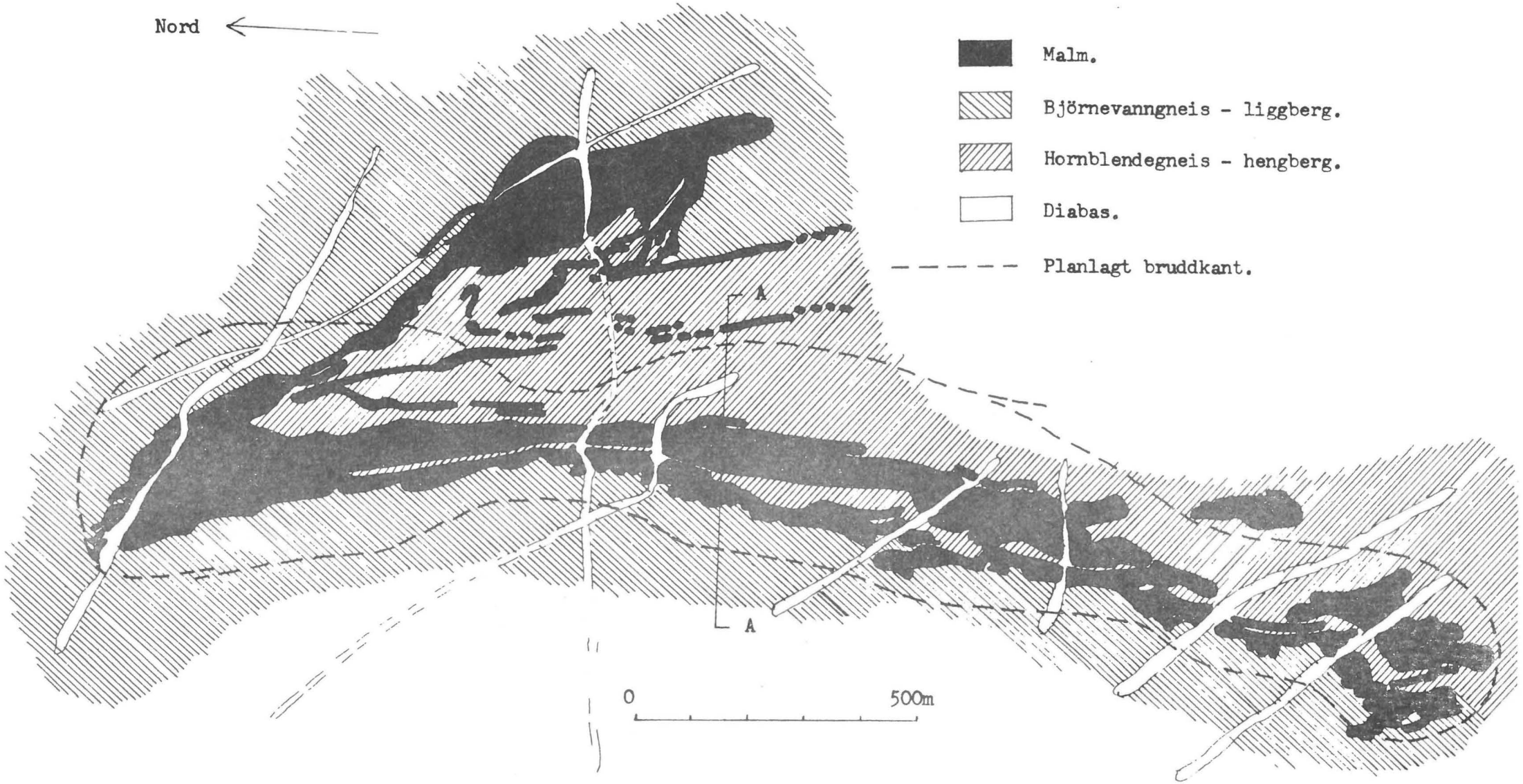
Tabell 9.

Kostnader 60 R

Borerlønn	9.5	%
Verksted	5.8	"
Borkroner	62.8	"
Borgang eks. kroner	10.8	%
Øvrig materiell	9.3	"
Smøring - service	1.8	"
	100.0	%

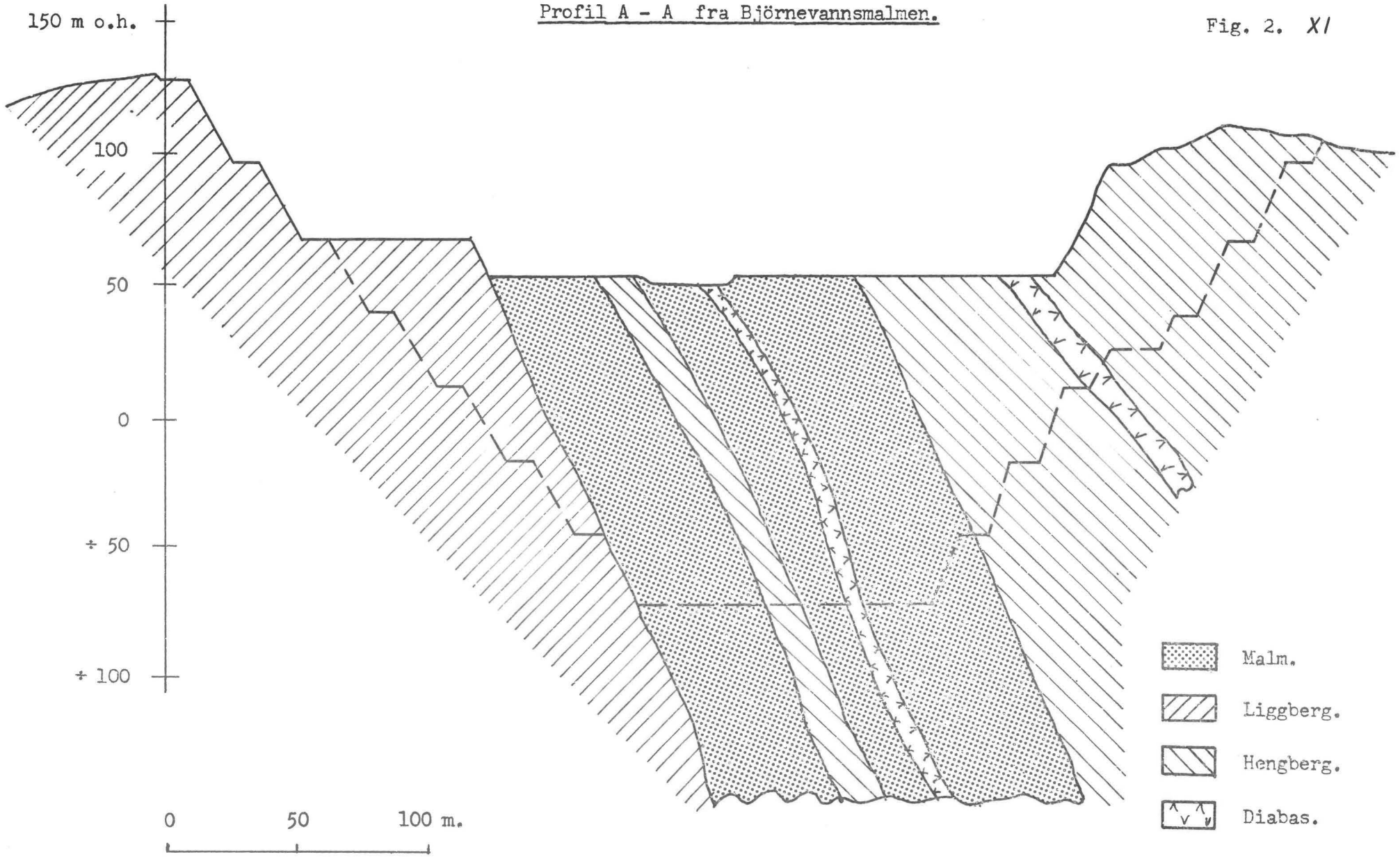
Fig. 1. XI

Kartskisse over Björnevannsmalmen.



Profil A - A fra Björnevannsmalmen.

Fig. 2. XI



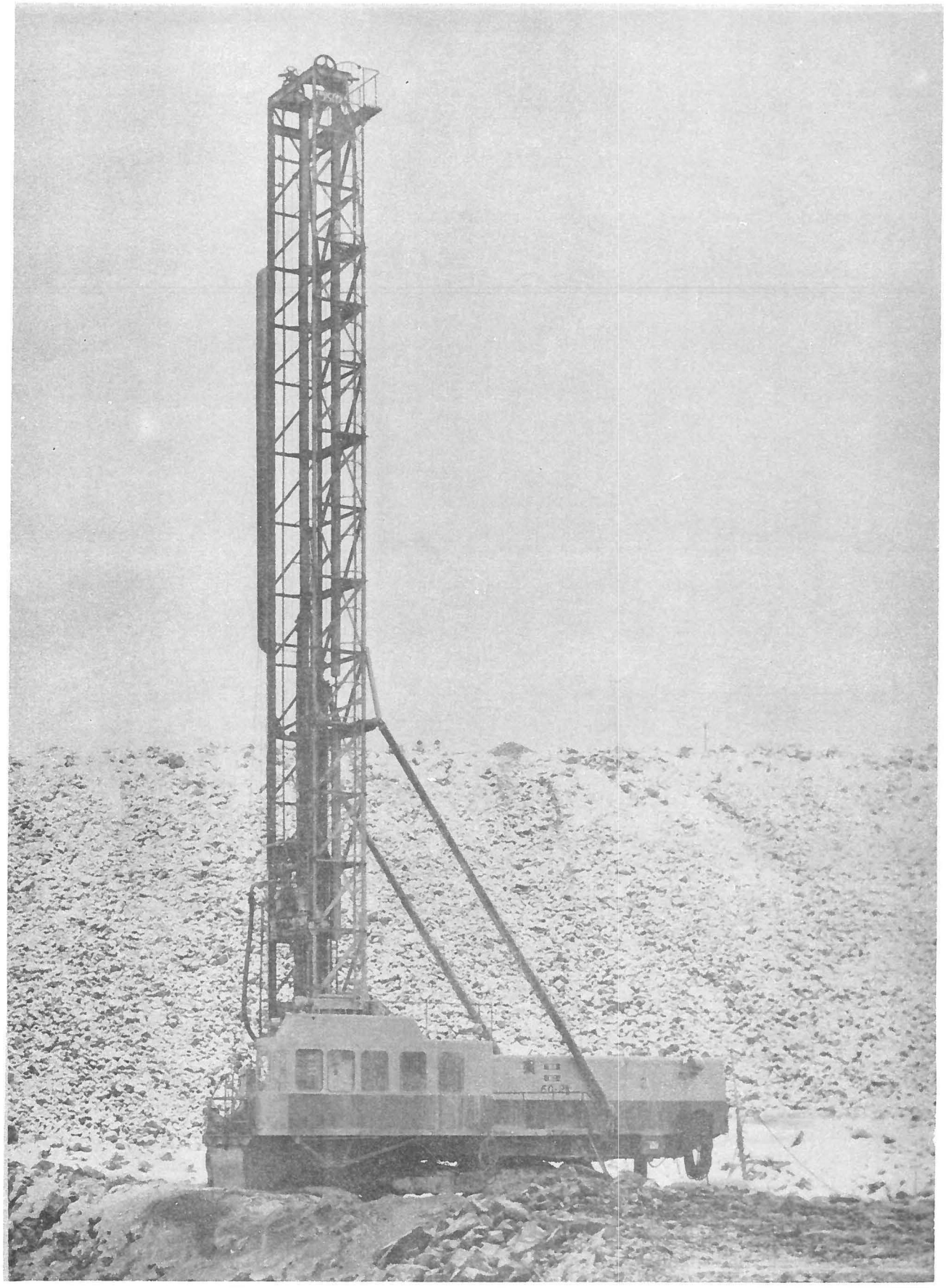


Fig. 3

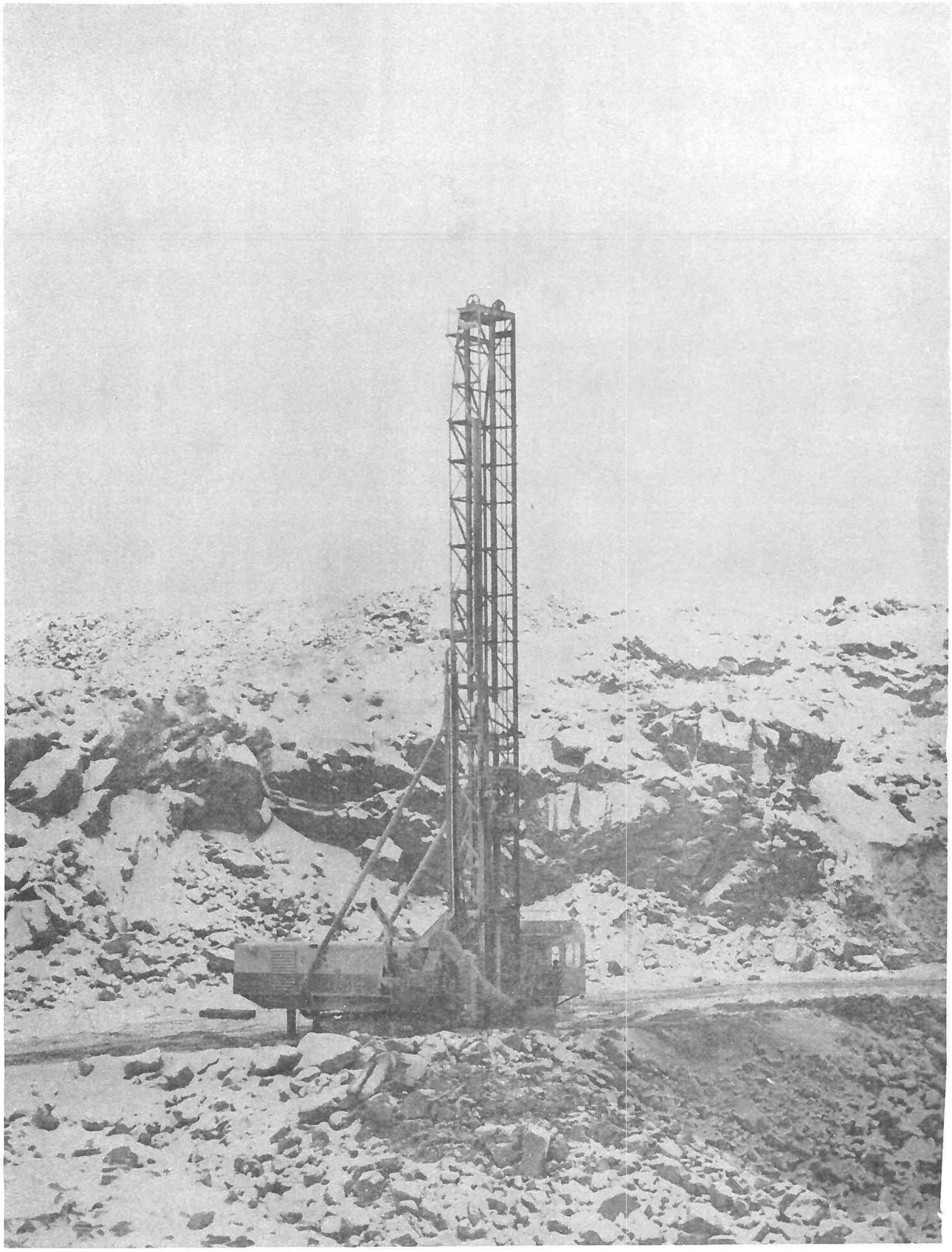


Fig. 4

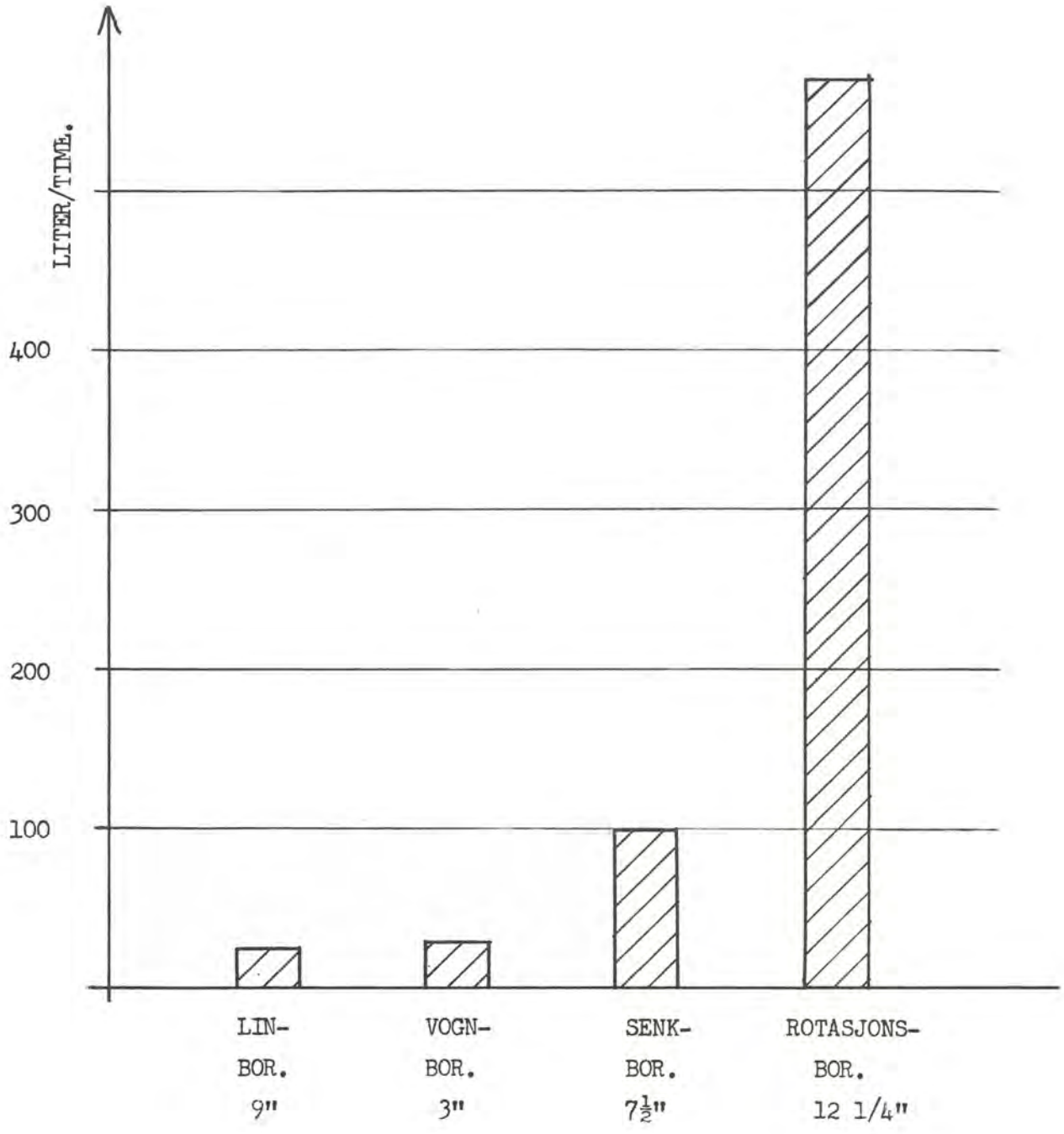
Tabell 5. XI

Effekter - 1967 og 1968.

		Malm	Liggberg	Hengberg	Sum
Rotasjonsboring 60 R 12 1/4" hull	Bormeter:	28.646	13.932	28.633	75.524
	Brutto bortimer:	3.773	1.850	3.255	9.479
	M/time:	7,60	7,53	8,80	7,97
	Liter utboret/time:	578	573	670	606
	Faste m3/borm.:	46	46	46	46
	Faste m3/time:	350	346	405	366
Senkboring IR Drillmaster 7 1/2" hull	Bormeter:	36.336	50.458	30.999	124.363
	Brutto bortimer:	11.374	14.753	8.263	36.386
	M/time:	3,20	3,42	3,75	3,42
	Liter utboret/time:	91	98	107	98
	Faste m3/borm.:	25	25	25	25
	Faste m3/time:	80	85	94	85
Vognboring IR D 475 - GD FR 123 3" hull	Bormeter:		68.246		68.246
	Brutto bortimer:		9.932		9.932
	M/time:		6,83		6,83
	Liter utboret/time:		31		31
	Faste m3/borm.:		5,5		5,5
	Faste m3/time:		38		38

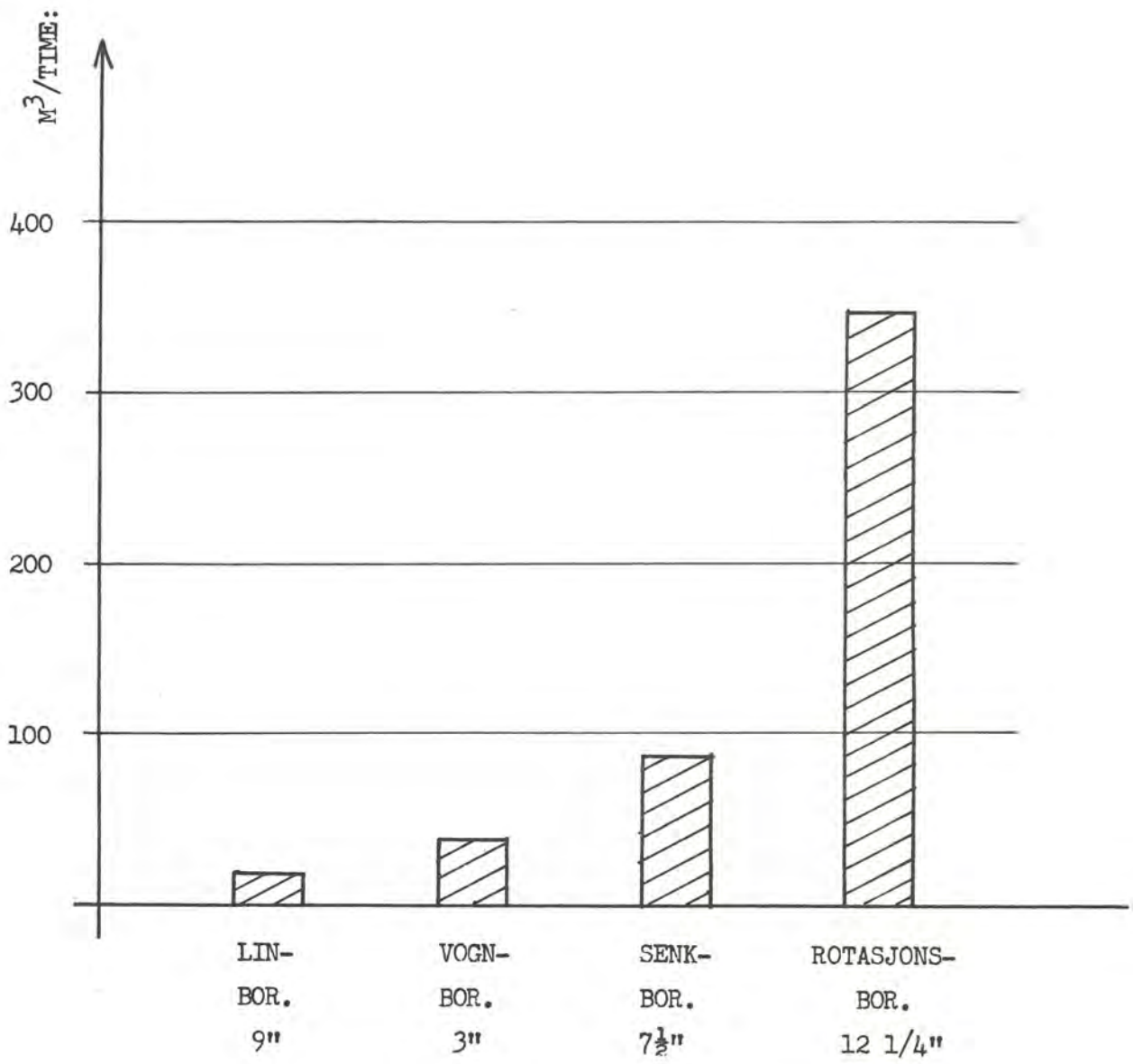
BORKAPASITET

LITER UTBORET PR. TIME.



PRODUKSJONSKAPASITET

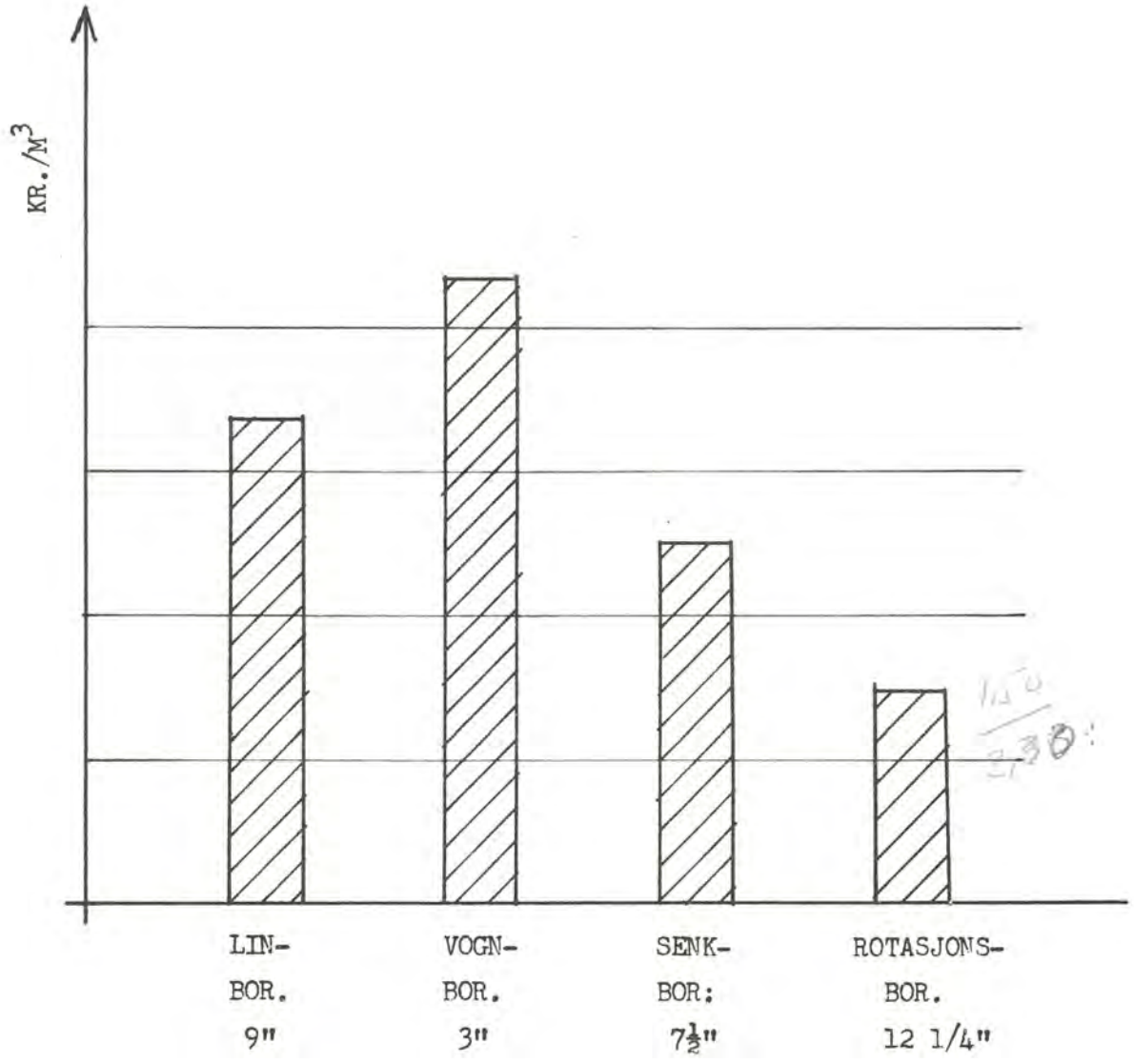
FASTE M^3 PR. TIME.



BORING.

DRIFTSKOSTNAD

KR. PR. FASTE M^3



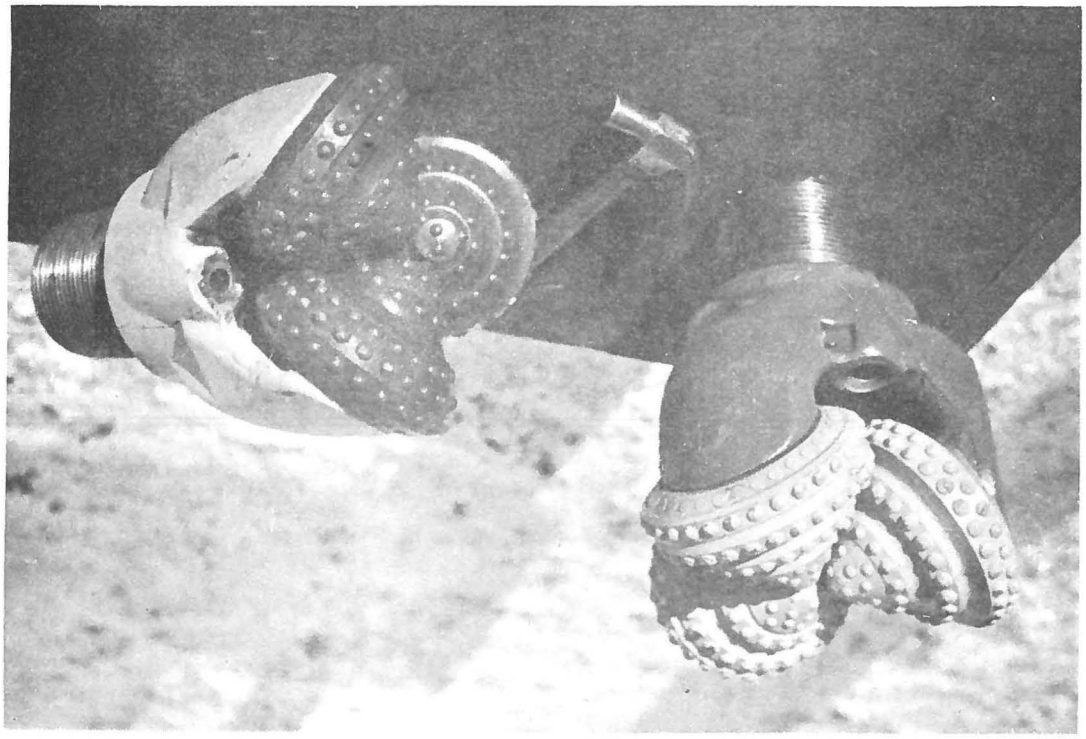


Fig. 10

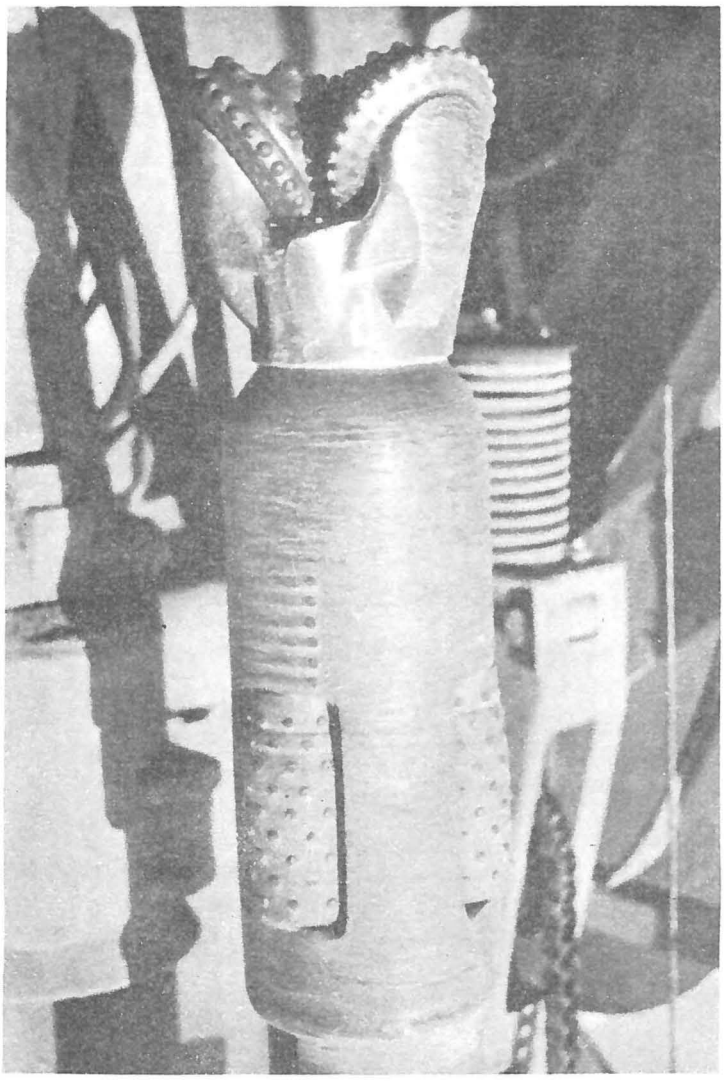


Fig. 11

ATMOSFÆREN I SMÅTUNNELER

av

Bergingeniør Kai Nielsen
Kontor for Fjellsprengningsteknikk

ATMOSFÆREN I SMÅTUNNELER

Med uttrykket "småtunneler" menes her tunneler med tverrsnitt opp til 10-12 m^2.
I lange tunneler med lite tverrsnitt vil det ofte være noe vanskelig å få inn nok friskluft p.g.a. den begrensete plass til ventilasjonsrør. Det er derfor av interesse å få fastlagt de faktorer som er utslagsgivende for ventilasjonsbehovet, slik at man kan beregne ventilasjonsanlegget mest mulig riktig allerede fra starten av.

Under driften vil de viktigste forurensningsårsaker være:

Støv fra boring.
Gasser og støv fra sprengningen av salven.
Støv fra lasting.
Eksosgasser ved eventuell bruk av diesellok.

Dette foredraget behandler hovedsakelig støvproblemene under boring og lasting. Foredraget er basert på undersøkelser i fire tunneler med tverrsnitt 6-10 m^2.

Måleopplegg for støvmåling

Undersøkelsene tok sikte på å finne ut hvor mye finstøv som blir dannet under boring og lasting. Denne spesifikke støvdannelsen kan uttrykkes i partikler/sek eller mg/sek.

Dersom man kjenner den spesifikke støvdannelsen for en arbeidsoperasjon, kan man ut fra finstøvets kvartsinnhold beregne den nødvendige fortynning. Dermed er ventilasjonsbehovet gitt. Den spesifikke støvdannelsen kan finnes på følgende måte :
Luftens innhold av finstøv måles et stykke utenfor ventilasjonsrørets ende. På det samme stedet måler man den luftmengden som går i ventilasjonsrøret. Denne luftmengden vil, sammen med luften fra arbeidsmaskinene, fortynne det dannete støvet til den konsentrasjon som blir målt.
Den spesifikke støvdannelsen er da :
Luftmengde (m^3/sek) x konsentrasjon (part. eller mg/m^3) = spesifikk støvdannelse (partikler eller mg/sek)

Målestedet trenger ikke være like ved det sted der støvet dannes. Dette skyldes at:
Den utgående luftstrøm i en liten tunnel er vanligvis sterkt turbulent. En kan derfor gå ut fra at støvet er jevnt fordelt over den midtre del av tunneltverrsnittet.
Da målestedet blir liggende et stykke bak stuff, kunne man kanskje vente at en del av finstøvet faller ut før det når frem til målestedet. Erfaringer fra gruver viser imidlertid at finstøvet holder seg svevende over lange avstander. Dette skyldes finstøvets lave fallhastighet kombinert med den turbulente luftstrømmingen.

Ved de undersøkelser som er foretatt, ble det brukt et filterinstrument med kontinuerlig luftgjennomstrømning og oppsamling av finstøv. Derved vil fluktasjonene i støv - konsentrasjonen utjevnes over måleperioden. En nærmere beskrivelse av instrumentet er gitt senere.
Luften som brukes til boremaskiner og lasteutstyr vil også fortynne støvet. Luftmengden fra maskineriet er beregnet ut fra oppgitt luftbehov. For lastemaskinene er dette oppgitt fornormal drift, mens for bormaskinene har man anslått utnyttelsesgraden i løpet av målerperioden.

Beskrivelse av anleggene

Målingene ble utført i fire tunneler, her kalt A,B,C og D, med tverrsnitt 6 - 10 m^2.

Anlegg A:
Denne tunnelen hadde et tverrsnitt på ca. 6m^2.
Bergarten på stedet var en tydelig båndet gneis.
Fjellet var endel sleppete, noe som ofte førte til fastboring.
Boringen foregikk med en rigg fra Atlas Copco med 3 maskiner, 2 stk. BBC 90 og 1 såkalt BBC 128 X. Den siste er en eksperimentmaskin som nærmest er en videreføring av BBC 34.
Man boret 26-27 2,40m hull med borgang 11. Dertil ble kutten boret med 2 stk. 2" hull.
Lastingen ble foretatt med en LM 56H kastelaster som lastet i en Hägglundvogn. Denne ble kjørt helt ut og tømt før lastingen fortsatte. Massen var godt fuktet under lastingen.

Anlegg B :

Tunnelen som hadde et tverrsnitt på 10 m^2, gikk i grønnstein. Fjellet var fint uten særlige slepper.
Borriggen var utstyrt med 3 stk. Gardner Denver PR 123 J.
Man boret 30 hull med 48 mm kroner pluss 2 stk. 3" grovhull i kutten. Borhullene var ca 3,10 m dype.
Lastingen ble foretatt med LM 250 kastelæster som lastet i 3 m^3 vagger. Under lastingen ble røysa godt spylt med vann.

Anlegg C.

Tunneltverrsnittet var på 7 m^2. Tunnelen gikk i noe grovkornet granitt uten særlige slepper.
For boringen ble benyttet en 2-boms Reiersdalsrigg med 2 stk. BBC 100 boremaskiner. Man brukte 3,20m borstenger med 36 mm meiselskjær. Det ble som vanlig boret 28-29 hull med ett 2½" grovhull.

Anlegg D :

Tunnelen var på ca 6 m^2 og gikk i vanlig gneis. Boringen gikk greit uten særlig krangel.
Til boringen ble benyttet 3 stk. håndholdte maskiner av type BBC 16. Man boret 2,20 m salver med 27-28 hull med borgang 11 pluss ett 2" grovhull i kutten.

Støvmåleinstrument

Til undersøkelsene ble det benyttet et filterinstrument av en helt ny type. Instrumentet har betegnelsen "Gravimetric Dust Sampler, Type 113 A." Det er av engelsk fabrikat. Instrumentet er utstyrt med en membranpumpe som suger luft gjennom et filter. Gjennomstrømningen er 2,5 liter pr. min. Før filteret passerer den støvholdige luften gjennom en såkalt horisontal elutriator hvor det grovere støver faller ut. En elutriator består av en del paralelle kanaler med bestemte mål i forhold til hastigheten på luften som går gjennom kanalene. Derved oppnåes strømningsforhold som gjør at det grovere støvet avsettes på bunnen av kanalene mens det fine støvet holder seg svevende og passerer gjennom kanalene. Deretter blir det filtrert ut.

En prinsippskisse av instrumentet er vist i fig. 1.
Ved den spesielle elutriator som er brukt på dette instrumentet, vil 50 % av støvet som slipper gjennom, være + 5 u, mens 100% er + 7u. Det er her snakk om sfæriske støvpartikler. Ved uregelmessig formete partikler vil kornfordelingen bli en annen.
Denne kornfordelingen har vist seg å gi en meget god tilnærmelse til fordelingen av det støv som finner vegen ut i lungealveolene hvor det kan føre til silikose.

Måleresultater

Ved anleggene A og B ble den spesifikke støvdannelsen målt både under boring og lasting. På anleggene C og D målte man bare støvdannelsen under boring, da man her brukte diesellok til rangering og transport. Eksosen fra diesellokene inneholder nemlig en del faste brennstoffrester som også vil bli samlet opp på filteret.
Resultatene fra undersøkelsene er vist i tabellene 1 og 2. Tabell 1 viser den spesifikke støvdannelsen under boring ved de fire anleggene. I tabell 2 er vist resultatene fra måling av den spesifikke støvdannelsen under lasting ved anleggene A og B.

Tabell 1.

		A	B	C	D
I	Målt volum, liter luft	293	151	207	145
	Spes. støvdannelse, mg/sek	9,7	1,7	5,0	8,2
II	Målt volum	300	120	68	174
	Spes. støvdannelse	8,5	2,0	3,9	5,7
III	Målt volum	289	200	184	86
	Spes. støvdannelse	4,6	1,1	6,6	6,3
IV	Målt volum	304	184	123	150
	Spes. støvdannelse	3,7	1,3	6,2	7,1
V	Målt volum	264			
	Spes. støvdannelse	8,1			
	Gjennomsnittlig støvd.	6,9	1,5	5,6	6,8

Tabell 2.

		A	B
I	Målt volum, liter luft	96	101
	Spes. støvdannelse, mg/sek.	7,0	4,9
II	Målt volum	75	130
	Spes. støvdannelse	4,0	5,7
III	Målt volum	72	110
	Spes. Støvdannelse	8,9	5,2
IV	Målt volum	76	108
	Spes. støvdannelse	6,1	4,9
V	Målt volum		98
	Spes. støvdannelse		6,0
	Gjennomsnittlig støvd.	6,5	5,4

Som man ser er det store variasjoner i den spesifikke støvdannelsen selv på samme arbeidssted.
Den gjennomsnittlige spesifikke støvdannelsen er beregnet, i det hver måling er gitt vekt etter den luftmengden som har gått gjennom filteret. Denne luftmengden er proposjonal med måleperiodens lengde.
Man ser at den gjennomsnittlige spesifikke støvdannelsen er av samme størrelsesorden både under boring og lasting. Det ses da bort fra boringen på anlegg B.
Hva årsakene kan være til denne lave spesifikke støvdannelsen vites ikke. En mulig grunn kan være at grønnsteinen kanskje er seigere en granitt og gneis, og derfor ikke knuses så fint opp som disse under boringen. En annen grunn kan være at man brukte krysskjær på anlegg B, mens det ble brukt meiselskjær på de andre anleggene.

Det kan syntes overraskende at det dannes like mye støv under boring og lasting. Man skal da ikke glemme at det her er tale om støvpartikler av størrelsesorden 5 u, og disse kan ikke ses med det blotte øye. Det støv man ser under lastingen, er for grovt til at det kan nå ut i lunge-alveolene.

Ventilasjonsbehov under boring og lasting

Terskelverdien for finstøvet i luften vil variere med kvartsinnholdet i støvet.
Ut fra mange års erfaringer har man i USA kommet fram til følgende formel for terskelverdien for kvartsholdig finstøv:(1)

$$\frac{8800}{\% \ Si\ O_2 + 5} \text{ partikler / cm}^3 \text{ luft.}$$

Denne formelen baserer seg på målinger med Midget Impinger
De innsamlete prøver skal videre behandles på en helt bestemt måte før støvkonsentrasjonen bestemmes ved telling i mikroskop. Ved måling med andre instrumenter kan man ikke uten videre anvende denne formelen.

Det er imidlertid gjort parallelle målinger både i laboratorium og ute i felten med Midget Impinger og Gravimetric Dust Sampler som ble anvendt ved de her omtalte undersøkelser (2).
Det ble funnet en meget god lineær sammenheng mellom måleresultatene for de to instrumenttypene. Formelen for terskelverdien for kvartsholdig støv målt med Gravimetric Dust Sampler blir etter disse forsøkende :

$$\frac{45}{\%\ Si\ O_2\ luft} \quad mg/m^3\ luft$$

Ut fra denne formelen og støvets kvartsinnhold, kan man så bestemme ventilasjonsbehovet ved forskjellige spesifikke støvdannelser. I figur 2 er vist ventilasjonsbehovet ved spesifikke støvdannelser på 5,6 og 7 mg/sek, i forhold til støvets innhold av fri kvarts. Det er da forutsatt at støvet ikke inneholder andre silikosefarlige komponenter.
De undersøkelser som er foretatt, tyder altså på at friskluftbehovet er betydelig, også ved arbeider som boring og lasting.

Evakuering av skytegasser

Etter spregningen vil skytegassene først bli stående som en 50-60 m lang gasspropp inne ved stuffen.
Forutsettes vanlig blåsende ventilasjon, vil den del av gasspropen som står innenfor ventilasjonsrørets munning bli noe fortynnet, samtidig som hele gasspropen skyves ut gjennom tunnelen. På grunn av fortynningen, kan gasspropen etter hvert strekke seg over 2-300 m lengde.
For at gasspropen skal føres noenlunde hel ut av tunnelen, kreves at friskluftmengden er forholdsvis stor, samtidig som ventilasjonsrørets ende ikke ikke er for langt fra stuffen. Ved de anleggene hvor man foretok undersøkelsene, var det sjelden at enden av ventilasjonsrøret var mærmere stuff enn ca. 25 m. men det forekom også at avstanden var opp til30-40 m. Dette hadde som følge at røykproppen ble fortynnet og fordelt over hele tunnellengden. Samtidig var røyken så og si ufortynnet inne ved stuffen der lastingen skulle foregå.

Skal det i det hele tatt komme friskluft frem til stuffen, må det ved en luftmengde på ca. 1 m^3/sek, ikke være større avstand mellom ventilasjonsrørets ende og stuffen enn ca. 12 - 15 m i en 6 m^2 tunnel med 40 - 50 cm ventilasjonsrør. Selv ved betydelig større luftmengder, må ikke avstanden frem til stuffen være over 20 m.

Dersom man forsøker å holde avstanden på 10 - 15 m og bruker de luftmengder som er antydet i figur 2, vil det neppe by på vanskeligheter å få utluftingstiden ned i ett kvarter eller mindre.

Ventilasjonsbehovet for dieselmotorer

For prosjektering av ventilasjonsanlegg har det vært vanlig å oppgi friskluftbehovet i m^3/hk min eller m^3/kg forbrukt brennstoff.

I nordsvenske gruver anvendes 2.5 m^3/hk min for vanlige 4-taktere. Det er da forutsatt at disse motorene er utstyrt med katalyttiske eksosrensere. Videre har man innført et kontrollsystem med røykmålinger av eksosen, som skal sikre at motorene til en hver tid er i utmerket stand (3).

En annen svensk regel angir friskluftbehovet til 1500 m^3/kg forbrukt brennstoff (4).

Noen tyske forskrifter fastsetter friskluftbehovet til henholdsvis 4 og 6 m^3/hk min.

I U.S.A. har man valgt å gå en annen veg når det gjelder å angi friskluftbehovet for dieselmotorer under jord. US Bureau of Mines lar dieselmotorer av forskjellige typer gjennomgå prøver i laboratorium. Motorene blir prøvet under forskjellige turtall og belastninger, samtidig som eksosens innhold av skadelige bestanddeler registreres. Ventilasjonsbehovet beregnes ut fra eksosanalysene, og det største beregnete ventilasjonsbehovet blir oppgitt som nødvendig friskluftmengde for den bestemte motorkonstruksjon som er testet. Det oppgitte friskluftbehovet er som sagt et maksimumbehov, og det er derfor mer enn stort nok for

vanlig drift.

USBM utsteder et sertifikat for hver enkelt motorkonstruksjon som er testet. I dette sertifikatet er så det maksimale friskluftbehovet oppgitt sammen med motorens vanlige spesifikasjoner. En kopi av sertifikatet følger så hver enkelt motor som selges. Det er en frivillig sak for motorfabrikantene om de vil la sine motorer gjennomgå disse testene.

Fra tid til annen utgir USBM en liste over de motorer som er testet. Denne listen inneholder også friskluftbehovene for hver enkelt motor sammen med prøvebetingelser som turtall, ytelse og brennstofforbruk. Den siste listen ble utgitt i februar 1968 (5). Det viser seg her at friskluftbehovet varierer sterkt fra motor til motor.

For 4-taktere varierer friskluftbehovet fra 2.40 - 5.11 m^3/hk min eller 675 - 1550 m^3/kg forbrukt brennstoff.

Turboladede firetaktere har et friskluftbehov på 3.00 - 5.79 m^3/hk min eller 885 - 1545 m^3/kg forbrukt brennstoff.

For vanlige 2-taktere er friskluftbehovet 4.67 - 7.55 m^3/hk min eller 1415 - 2380 m^3/kg forbrukt brennstoff.

En kan for de forskjellige motorene avsette punkter i et koordinatsystem med motorytelsen som abscisse og ventilasjonsbehovet som ordinat (6). Ved en enkel regresjonsregning kan man finne den beste rette linje gjennom punktskyen for hver enkelt motortype. De tre regresjonslinjene for vanlige 4-taktere, turboladete 4-taktere og vanlige 2-taktere er vist i figur 3. Det er en markant forskjell på de tre motortypene når det gjelder det beregnete friskluftbehovet.

Som man ser er det store variasjoner i friskluftbehovet for de forskjellige motorer. Prosjektering av ventilasjonsanlegg ved dieseldrift under jord blir derfor svært usikker, i det ventilasjonsbehovet er varierende.

Derfor bør man følge opp med kontroll av ventilasjonen etter

at anlegget har kommet i drift.

Sluttbemerkninger

De støvundersøkelsene som er foretatt, viser at friskluftbehovet under boring og lasting i småtunneler er større enn man kanskje skulle tro. Dette gjelder spesielt for boringen.

I kvartsholdige bergarter, f.eks. granitt og gneis, vil friskluftbehovet være 2 - 6 m^3/sek med en spesifikk støvdannelse på 6 mg/sek og maksimalt 40 % kvarts i finstøvet.

Ved bruk av diesellok under lasting og transport vil friskluftbehovet p.g.a. eksosen, være i størrelsesorden 2 - 300 m^3/min, d.v.s. 3.5 - 5 m^3/sek, ved bruk av passende stort 4-takts lok.

Disse luftmengdene er en del større enn de man vanligvis har i tunneler med små tverrsnitt. Ved så store luftmengder som det her er tale om, vil man imidlertid være sikret en hurtig og effektiv renblåsing av stuffen dersom enden av ventilasjonsrøret holdes ca. 15 m fra stuffen.

Det burde heller ikke by på særlige vanskeligheter å få disse luftmengdene inn i stuffen med bruk av 50-60 cm ventilasjonsrør som er skikkelig montert med gode skjøter.

Til slutt vil jeg gjerne få nevne at støvundersøkelsene ble foretatt med forskningsbidrag fra Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk, og jeg vil her gjerne få takke foreningen for denne støtten til gjennomføring av en interessant og forhåpentligvis praktisk nyttig forskningsoppgave.

Litteraturhenvisninger:

(1) " Liste over yrkeshygieniske grenseverdier." Yrkeshygienisk Institutt. Oslo 1967.

(2) Jacobson, M. og Tomb, T. F. " Relationship between Gravimetric Respirable Dust Concentration and Impinger Number Concentration ". Amer. Ind. Hyg. Assoc. J. Vol. 28, 1967.

(3) Jonsson, T. " Ventilation vid dieseldrift under jord ". LKAB. Dieseldagar i Malmberget 24-25.4 1967. Kompendium.

(4) Gerhardsson, G. " Blasting fumes and exhaust gases in mining ". Nordisk Hygienisk Tidsskrift. Band XLIV, 1/1963.

(5) Davis, R. F. " Mobile diesel-powered equipment for nongassy noncoal mines and tunnels approved by the Bureau of Mines, 1951 - 66 ". US Bureau of Mines IC 8363. Feb. 1968.

(6) Nielsen, K. " Om friskluftbehovet for dieselmotorer brukt under jord ". Kontor for Fjellsprengningsteknikk, 5.8.1968. Rapport.

1. Horisontal elutriator
2. Filter
3. Membranpumpe
4. Pumpemotor
5. Strömningsindikator
6. Utjevningskammer

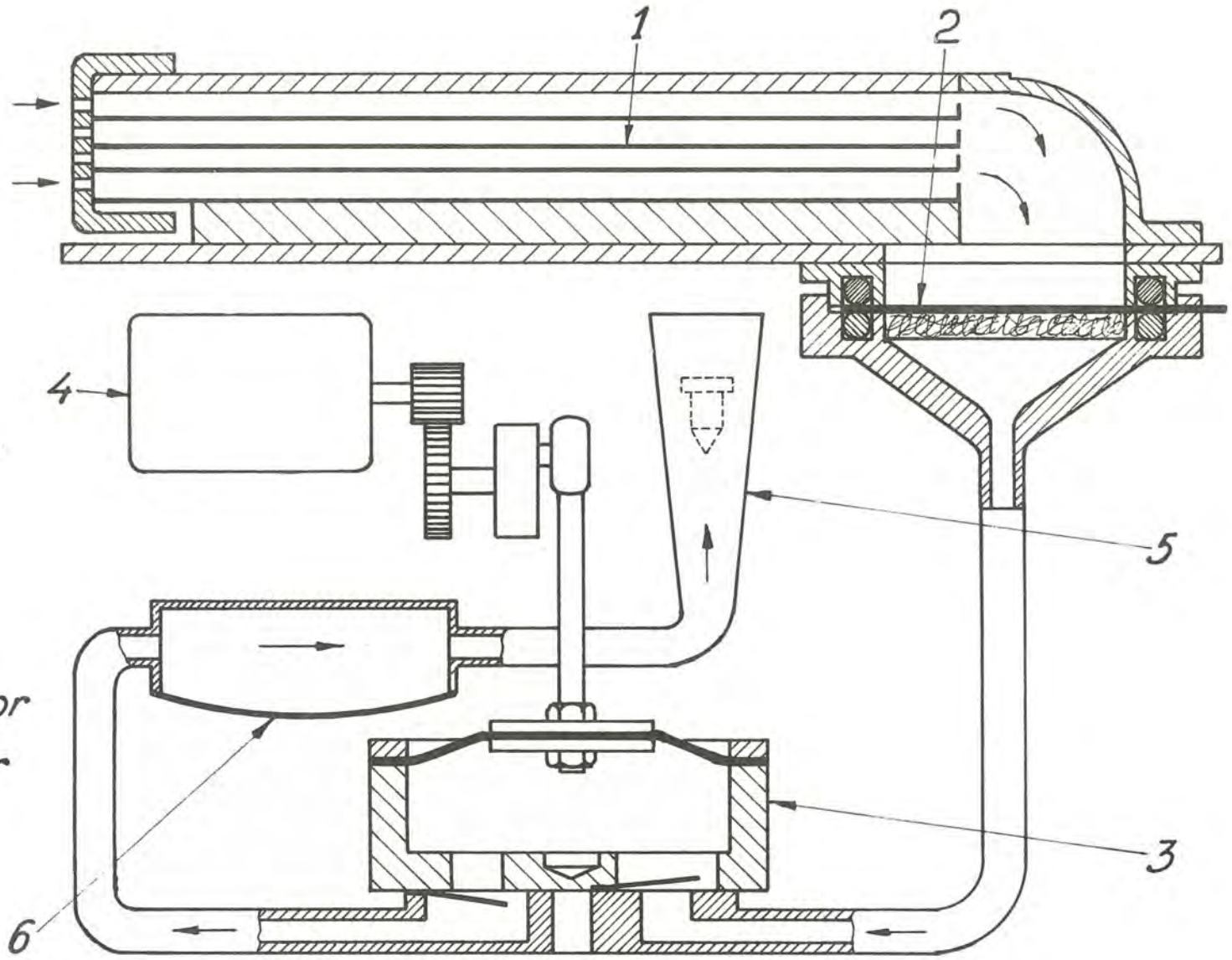


Fig. 1. Prinsippskisse for Gravimetric Dust Sampler.

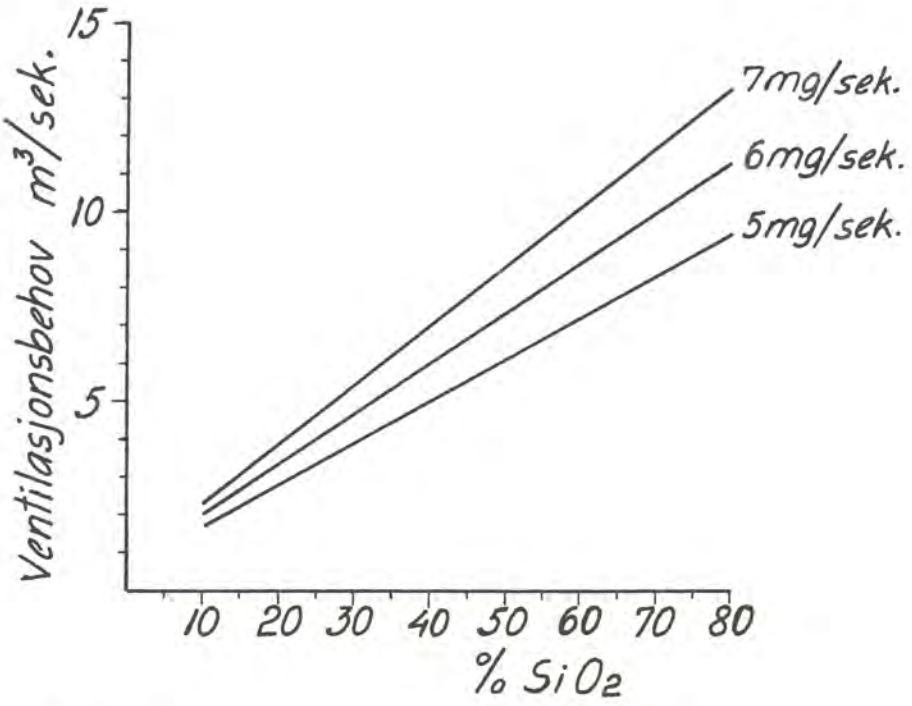

Ventilasjonsbehov m³/sek.
15
10
5
7mg/sek.
6mg/sek.
5mg/sek.
10 20 30 40 50 60 70 80
% SiO2

Fig. 2.

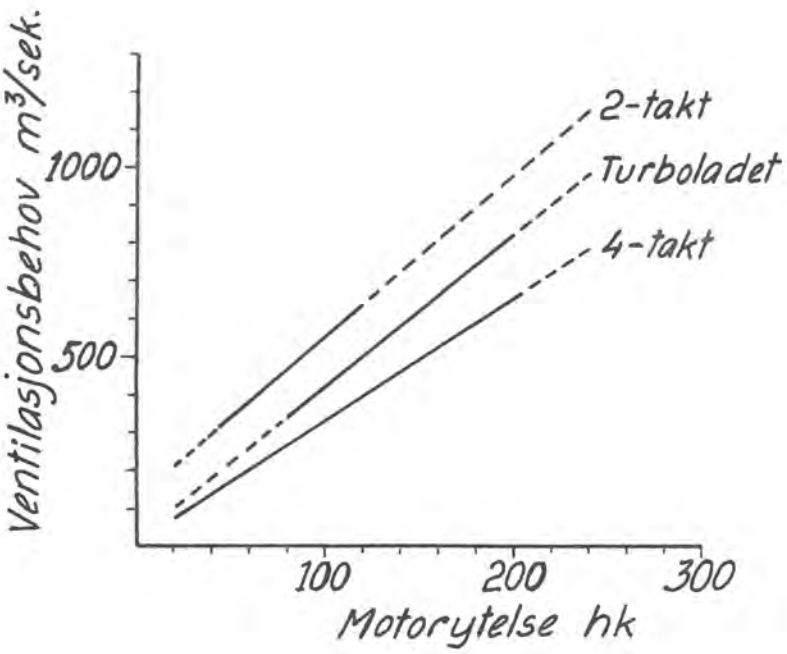

Ventilasjonsbehov m³/sek.
1000
500
2-takt
Turboladet
4-takt
100 200 300
Motorytelse hk

Fig. 3.

ORDNINGEN MED TILSYNET VED BERGVERK OG ANLEGG

av

Bergingeniør Edmund Klette
Statens Arbeidstilsyn

ORDNINGEN MED TILSYNET VED BERGVERK OG ANLEGG

1. Historikk

Bergverksdriften hører til de eldste grener av vår industri. Med bergverksloven av 14. juli 1842 kom bergverksdriften under fastere regulering. Bergverkene skulle stå under oppsyn av bergmestrene, og et eget kapittel i loven gjaldt bergmestrenes kontroll med gruvedriften. Denne kontroll hadde også en sikkerhetsmessig betydning. I lovens § 44 er det således fastsatt at når bergmesteren skjønner at et påbegynt arbeid kan ha ødeleggende følger for gruven selv eller tilgrensende gruver, kan han gi påbud om innstilling av arbeidet. Denne bestemmelse er riktignok ikke gitt i første rekke av hensyn til arbeiderne, men den ble forstått slik at den ga bergmesteren myndighet til å gripe inn også mot arbeid som truer de ansattes liv og sikkerhet.

Bergverksloven inneholdt på denne måte allerede før vår første arbeidervernlovgivning bestemmelser av vernemessig betydning for arbeiderne på det sikkerhetsmessige og sosiale område. Da den første fabrikktilsynslov av 27. juni 1892 ble gitt, omfattet den også bergverksdrift. Noen særordning for tilsynet med gruvedriften ble ikke opprettet; den skulle ligge under de ordinære tilsynsorganer, det vil si fabrikkinspektørene og de kommunale tilsyn.

Fabrikktilsynsloven av 10. september 1909 gjorde en endring i dette forhold. Etter denne lov ble det pålagt bergembedsmennene å føre tilsyn med at driften av og arbeidet i gruver og de med disse i henhold til bergloven likestilte bedrifter, foregikk slik at arbeidernes sunnhet, liv og lemmer var vernet så godt og hensiktsmessig som mulig. Unntatt fra bergmestrenes tilsyn var maskiner, som var nevnt i lovens § 9, og som angikk alminnelig maskineri, vannhjul o.l.

Ved instruks approbert ved Kgl.res. av 13.1.1911 ble bergmestrenes tilsynsområde nærmere avgrenset. Deres tilsyn med anleggene skulle omfatte særlig de deler av disses innretning og drift som nærmest hørte under den egentlige gruve- eller bergverksteknikk. Maskineriet for øvrig hørte under fabrikkinspektørene.

De senere arbeidervernlover endret ikke det system som ble etablert ved fabrikktilsynsloven av 1909. Ny instruks for bergmestrenes tilsyn etter arbeidervernloven av 1915 ble fastsatt ved Kgl.res. av 3.11.1917; den bygde på den tidligere instruks og ble gjort gjeldende til den nye tilsynsordning som nå gjelder, kom.

Ganske tidlig oppsto det tvilsspørsmål om grensen mellom bergmestrenes og fabrikkinspektørenes arbeidsområde. I anledning av en konkret sak uttalte departementet i et brev av 17.1.1922 at da forutsetningen var at det skulle finne sted samarbeid i størst mulig utstrekning innen tilsynet, burde dette ikke gi anledning til kompetansekonflikter.

Denne rettesnor ble da også gjennom årene søkt fulgt; men det reiste seg likevel gjentatte ganger problemer på grunn av myndighetsfordelingen. I forbindelse med revisjon av arbeidervernloven i 1936 ble retningslinjene for utøvelsen av tilsynet med bergverk m.v. omtalt i Ot.prp. nr. 31, 1935, og de skulle etter denne trekkes opp ved administrative vedtak eller praksis.

I arbeidervernloven av 1956 ble lovteksten fra 1936-loven opprettholdt for så vidt angikk tilsynet med bergverksdrift og likeartede bedrifter. Instruksen for bergmestrene ble tatt opp til ny vurdering i de følgende år. Bergmestrene pekte på at andre anlegg i fjell enn dem som hørte under deres tilsynsområde, ofte var overlatt til mindre kvalifisert personell, uten faglig fjellteknisk innsikt. De mente at samtlige anlegg i fjell og åpne brudd av også ikke mutbare mineraler og bergarter, som f.eks. skiferdrift, burde legges under deres tilsyn. Det ble således utarbeidet et forslag til nye instrukser; dette ble ferdig i august 1962,

og ble sendt bergmestrene og distriktssjefene i arbeidstilsynet til uttalelse. Det fremgikk her at det hersket prinsipiell uenighet om forslaget. Spesielt gjaldt det den delen av forslaget som mente at tilsyn med dagbrudd og fjellsprengning skulle overføres fra distriktssjefene til bergmestrene etter anvisning fra direktøren for Arbeidstilsynet.

2. Eksplosjonsulykken på Svalbard 5.11.1962

I St.meld. nr. 86 for 1962/63 om eksplosjonsulykken på Svalbard (Ny-Ålesund) 5.11.1962, ble det uttalt at ordningen med at bergmesteren på Svalbard også var tillagt tilsynet med sikkerheten i kullgruvene, burde bringes til opphør. Stortinget ga under Kings-Bay-debatten sin tilslutning til dette.

Da så bergmesteren for Svalbard ved Kgl.res. av 13.11.1964 ble løst fra vervet som tilsynsmyndighet etter arbeidervernloven for Svalbard, samtykket Finansdepartementet i at det ble ansatt en spesialinspektør i Direktoratet for arbeidstilsynet og en distriktsingeniør i Tromsø. Begge disse skulle ha utdannelse som bergingeniører.

Etter Direktoratets daværende opplegg skulle distriktsingeniøren ta opphold på Svalbard i vintersesongen og overta bergmesterens tidligere tilsynsfunksjoner under spesialinspektørens ledelse.

Det lyktes ikke å få reflektanter til stillingen som distriktsingeniør, og det tok også en tid før spesialinspektørstillingen ble besatt; og det ble nødvendig med et par engasjementer inntil spesialinspektørstillingen ble besatt i 1965. I desember 1967 ble også stillingen som bergverkskyndig inspektør for Svalbard besatt. På grunn av vansker med å skaffe hus i Tromsø på det daværende tidspunkt, ble bergverksinspektøren stasjonert ved Arbeidstilsynets 8. distriktskontor (i Bodø), og han skal foruten Svalbard føre tilsyn med bergverksvirksomheten i Nordland og Nord-Trøndelag fylker. Dette er i overensstemmelse med Ot.prp. nr. 68

(1966-67), om lov om endringer i lov av 7.12.1956 om arbeidervern og visse andre lover, der det bl.a. heter (side 24):

> " Tilsynet på Svalbard vil således bli lagt til den bergverkskyndige inspektør som blir plassert i Bodø eller Tromsø under faglig overledelse av spesialinspektøren for bergverk i Direktoratet. Det er også forutsetningen at spesialinspektøren i Direktoratet selv skal foreta inspeksjonsreiser til Svalbard. Slik som forholdene nå ligger an på Svalbard og med de kommunikasjonsmuligheter som det har vært i de senere år, antas det ikke å være nødvendig at en inspektør oppholder seg på stedet hele sesongen. "

3. Tilsynsordningen i Norge for øvrig

I tidligere nevnte Stortingsmelding nr. 86 (1962-63) ble det også sagt at Kommunal- og arbeidsdepartementet ville ta opp til behandling spørsmålet om en omordning av tilsynet med bergverk i landet for øvrig.

Ved kronprinsregentens resolusjon av 8.11.1963 ble det oppnevnt en komité til å vurdere arbeidstilsynet og dets virksomhet. Denne komité, som hadde 7 medlemmer (og kanskje er best kjent under navnet "Trana-komitéen" etter formannen, forretningsfører Marius Trana) hadde fått et nærmere utformet mandat, men ble dessuten i brev fra Kommunal- og arbeidsdepartementet 14.4.1964 anmodet om å legge frem en særskilt tilråding om ordningen av tilsynet med sikkerheten i gruver. Komitéen avga sin innstilling om dette 23.11.1964, under kapittel 7. Forslag til utbygging av tilsynet med bergverk m.v., var da komitéen enig om å foreslå at det for tilsyn med bergverk m.v. gjennomføres følgende ordning (side 13):

1. Det tilsyn som bergmestrene har utført med at arbeidervernlovens bestemmelser følges ved bergverksbedrifter, overføres til Statens arbeidstilsyn.

2. Under Statens arbeidstilsyn opprettes et spesialtil-

syn med bergverkskyndig personale. Spesialtilsynet skal dekke tilsynet både ved gruver, dagbrudd på såvel mutbare som ikke mutbare mineraler, anleggsarbeid i fjell og tunnelarbeid m.v. Spesialtilsynet skal innen dette område ha hele overvåkingen med at arbeidervernlovens forskjellige bestemmelser blir fulgt.

3. Spesialtilsynet organiseres med 1 spesialinspektør (leder) og 4 inspektører. Lederen og 2 av inspektørene plasseres ved Direktoratet for arbeidstilsynet. Disse skal ta seg av alle tilsynsoppgaver ved gruvedrift, dagbrudd og anleggsarbeid i fjell syd for Nord-Trøndelag fylke. De to andre inspektører stasjoneres i Nord-Norge og får som tilsynsområde de 4 nordligste fylker.

Komitéen ville imidlertid når den tid kom, drøfte om ikke tilsynets oppgaver på Svalbard kunne koples sammen med det foreslåtte tilsynsområde for spesialtilsynet i Nord-Norge. Spesialtilsynet for bergverk m.v. ville etter dette forslag fra komitéen få et omfattende arbeidsområde.

For det første foreslo komitéen at spesialtilsynet skal overta de tilsynsoppgaver ved gruver og dagbrudd som bergmestrene hittil har hatt etter arbeidervernloven.

For det annet foreslo komitéen at spesialtilsynet skal utføre en del av det tilsynsarbeid som distriktstilsynet hittil har hatt. Ved gruver og dagbrudd på mutbare mineraler har tilsynet vært delt mellom distriktstilsynet og bergmestrene. Distriktstilsynet har - bortsett fra Svalbard - ført kontroll med uteanleggene, med de maskintekniske forhold, med sanitære og hygieniske forhold, med arbeidstid m.v.

Disse arbeidsoppgaver skulle nå dekkes av spesialtilsynet.

For det tredje foreslo komitéen at tilsynet med større anleggsarbeider i fjell og dagbrudd på ikke mutbare mineraler skulle legges under spesialtilsynet.

Da det nevnte forslag ble avgitt, uttalte komitéen at den i sin endelige innstilling ville vurdere Arbeidstilsynet under ett, herunder den foreslåtte ordning i forhold til det øvrige arbeidstilsyn.

Innstillingen om Arbeidstilsynet og dets virksomhet ble avgitt av Arbeidstilsynskomitéen den 29. april 1966.

Komitéen mener her fortsatt at spesialinspeksjonen for bergverk m.v. bør være den ansvarlige tilsynsmyndighet for bergverksbedrifter og andre bedrifter som drives på samme måte. For å unngå vanskelige grensetrekninger og kompetansespørsmål bør all tilsynsvirksomhet ved bergverk ligge under spesialinspeksjonen.

På den annen side mener komitéen at tilsynet med anleggsarbeid i fjell og tunnelarbeid m.v. bør høre under distriktstilsynet. Dette skyldes bl.a. vanskelighetene med å skille mellom de større anlegg som det var meningen skulle sortere under spesialinspeksjonen, og de mindre anlegg som skulle ligge under distriktstilsynet.

Komitéen la nå til grunn at spesialtilsynet skal gi distriktstilsynet konsultativ bistand på området anleggsarbeid i fjell- og tunnelarbeid, men ikke få overført til seg selve tilsynsarbeidet. I praksis må spesialinspeksjonen for berverk og distriktstilsynet samarbeide om inspeksjonene ved større anleggsarbeid, og komitéen mente at det foreslåtte styre for Arbeidstilsynet og Direktoratet må fastsette regler for dette.

Ved Stortingets behandling av St.meld. nr. 63 (1965-66) den 27.5.1966 fremkom det ikke noen innvendinger mot planen om å overføre tilsynet med berverk m.v. fra bergmestrene til Arbeidstilsynet. Direktoratet (og vel også departementets) syn når det gjaldt overtakelsen av tilsynet med berverk, var at dette først kunne gjennomføres etter hvert som bergverkstilsynet i Arbeidstilsynet blir organisert og kommer i full virksomhet.

I begynnelsen av 1967 ble de to stillinger for bergverkskyndige inspektører i Direktoratet besatt. Ved Kgl.res. 7.7.1967 ble det fastsatt:

" Kommunal- og arbeidsdepartementet gis fullmakt til:

1. I samråd med Industridepartementet å frita bergmestrene for de tilsynsfunksjoner som de hittil, utenfor Svalbard, har utført som arbeidsinspektører,

2. å oppheve instruks for bergembetsmennene, fastsatt ved Kgl.res. av 3.11.1917. "

I samråd med bergverkskontoret i Industridepartementet bestemte departementet i brev av 4.8.1967 til Direktoratet at Bergmesteren i øst- og vestlandske bergmesterdistrikt fra 1.9.1967 skulle være fritatt for å føre tilsyn etter arbeidervernloven ved bergverksbedrifter m.v. som faller inn under de nevnte distrikter, og at tilsynet fra samme dato skal utføres av tjenestemenn i Arbeidstilsynet. Instruksen for bergembetsmennene fastsatt ved Kgl.res. av 3.11.1917 ble opphevet fra 1.9.1967 for så vidt det gjelder øst- og vestlandske bergmesterdistrikt.

Som tidligere nevnt ble stillingen som bergverkskyndig inspektør for Svalbard, Nordland og Nord-Trøndelag med stasjon i Bodø besatt i desember 1967. I brev av 1.2.1968 til Direktoratet bestemte Kommunal- og arbeidsdepartementet at Bergmesteren i trondheimske bergmesterdistrikt skulle være fritatt for å utføre tilsyn etter arbeidervernloven ved bergverksbedrifter i Møre og Romsdal, Sør-Trøndelag og Nord-Trøndelag fylker. Fra samme tidspunkt skulle Bergmesteren i nordlandske bergmesterdistrikt være fritatt for å føre tilsvarende tilsyn i Nordland fylke.

Fra 1. april 1968 skulle tilsynet utføres av tjenestemenn i Arbeidstilsynet, og instruksen for bergembetsmennene, fastsatt ved Kgl.res. av 3.11.1917, ble opphevet fra 1.4.1968 for så vidt gjaldt de ovenfor nevnte distrikter.

Inspektørstillingen i Tromsø med tilsynsområde Troms og Finnmark fylker ble besatt i juli 1968. Direktoratet har foreslått at denne inspektør overtar tilsynet med bergverksbedrifter i disse to fylker fra 1.9.1968, og at Bergmesteren i Finnmark fra samme tidspunkt skal være fritatt for å føre tilsyn etter arbeidervernloven innen sitt distrikt.

Det kan nevnes at Arbeidstilsynets distriktstilsyn foruten tilsynet med anleggsarbeid i fjell og tunnelarbeid m.v. også skal ha tilsynet med mindre sprengningsarbeider som fjellskjæringer, hustomter, pukkverk m.v. Med det for øye at det etableres et samarbeid mellom Sprengstoffinspeksjonen og Arbeistilsynet er det meningen at de tjenestemenn som er ansatt i spesialinspeksjonen for bergverk også skal ta seg av de spørsmål som melder seg i forbindelse med bruk av sprengstoff.

Endelig kan nevnes at lov om arbeidervern av 7.12.1956 ble endret 10.5.1968.

LANGTIDSVURDERING AV SPRØYTEBETONG I DAGEN OG I TUNNELER

av

Ingeniør Frank Foldin
Kontor for Fjellsprengningsteknikk

LANGTIDSVURDERING AV SPRØYTEBETONG I DAGEN OG I TUNNELER

Sprøytebetong, dens teknologi, heftfasthet til forskjellige bergarter, dens anvendelse som driftforsterkning under drift av tunneler, tilrigging, bemanning og delvis økonomi har tidligere vært behandlet i fjellsprengningskonferansene - 1964, - 65, - 67. (1, 2, 3, 4, 5)

Disse foredrag behandler emnet: sprøytebetong, vesentlig i forbindelse med sikring og driftsforsterkninger under drift av tunneler. Videre er et viktig spørsmål berørt, nemlig: Kan driftsforsterkningen bli god nok til å regnes for permanent forsterkning, eller hvordan foreta nødvendig driftsforsterkning uten å ødelegge mulighetene for riktig vurdering av fjellet for avgjørelse om ytterligere sikring er nødvendig. (Bolting, hel utstøping etc.)

Dette spørsmål skal ikke utdypes videre her, men det er nevnt fordi det er av stor viktighet at sprøytebetongen benyttes riktig, og til riktige formål. Galt benyttet kan den nemlig i enkelte tilfeller vanskeliggjøre, eller helt umuliggjøre, riktig vurdering vedrørende spørsmål om ytterligere sikring.

Foranledningen til dette innlegg er en rekke spørsmål om sprøytebetongens verdi som sikringsmetode, eller kort sagt: Kan man stole på den ?

Sprøytebetongens anvendelsesområder og muligheter innen bygg- og anleggsområdet er stort, både rent konstruktivt og til forsterkninger og sikringsarbeider, men i forhold til enkelte andre land må det vel innrømmes at den er relativt lite utbredt i Norge. Enkelte byggherrer/entreprenører har imidlertid benyttet sprøytebetong i en årrekke, og har høstet gode erfaringer etterhvert som man lærte seg kunsten å utføre arbeidet riktig.

Dens metodikk, maskinelt utstyr etc. regnes for å være alminnelig kjent blandt yrkesutøvere, da den foruten under tidligere konferanser også er beskrevet i en rekke tidsskrifter. De her nevnte metoder baserer seg på systemet "tørrsprøyting", idet nødvendig vanntilsetting foregår i forbindelse med dysen.

Mindre kjent er det muligens at det på markedet finnes sprøyteutstyr beregnet på "våtsprøyting". Forskjellen på disse metoder er at man ved "våtsprøyting" blander betongen ferdig på forhånd, inkl. vanntilsetting, før sprøyteutstyret mates. Betongen sprøytes i ferdig tilstand direkte på den flaten som skal behandles. Denne metoden må imidlertid karaktiseres å være på eksperimentstadiet. Den har imidlertid vært benyttet til sikring av noen bergrom, både som armerte og uarmerte konstruksjoner. Fasthetsundersøkelser utført ved prøvningsanstalt viser tilfredsstillende resultater, med hensyn til fordret trykkfasthet, men prøvene viser også endel spredning.

Metoden nevnes vesentlig fordi det i forbindelse med anbudsbeskrivelser oftest kun er benyttet ordet "sprøytebetong".

Det er nevnt at sprøytebetongens anvendelsesområde er stort og følgende figurer viser noen få eksempler på dette.

Fig. 1 viser en skallkonstruksjon.
Konstruksjonen er armert, og sprøytet mot underforskalling.
Fig. 2 viser en tunnel sikret med sprøytebetong.
Fig. 3 viser sprøytebetong under utførelse mot overforskalling.
Fig. 4 viser sprøytebetong benyttet som sikring mot stykkefall.

Av norske anlegg, der sprøytebetong er benyttet som sikring og/eller forsterkning, nevnes her noen med de observasjoner man har gjort. Anleggene er dels av nyere dato, men et par eksempler regnes for å være blandt de først utførte her i landet. Etterfølgende er basert på egne obser-

vasjoner og intervjuer.

Sprøytebetong i dagen

Av spesiell interesse for mange er hvordan sprøytebetongen står i dagen, der den i øket utstrekning blir benyttet som sikringer i skjæringer, sikring av flater over underforliggende innganger til bergrom, og også til forsegling av vannbassenger.

Anlegg 1

Anlegget er et forsvarsanlegg og kan ikke dekkes med bildemateriale, men det er av interesse fordi det muligens er det anlegg i landet, hvor sprøytebetong er benyttet i størst utstrekning. Den er her benyttet til sikring både på utvendige skjæringssider og i bergrom. Arbeidet ble utført for ca. 10 - 12 år siden, og ialt er det benyttet sprøytebetong på ca. 40.000 m^2 fjellflate. Sprøytebetong i dagen er ialt vesentlig brukt til sikring av skjæringssider, som på enkelte partier i tillegg til sprøytebetongen også var sikret med gyste bolter.

Vedr. sprøytebetongen i dagen viser det seg at det på flere steder er begynnende avskalling. (bom) Disse partier har imidlertid kun et relativt tynt lag, idet man ved opphugging kunne observere tykkelser på ned til ca. 1 cm. Undenforliggende fjellflate var ren, men også helt glatt med nesten vertikal lagdeling, og det er nærliggende å stille spørsmål om denne tynne påsprøyting kun er overgang mellom partier der sprøytebetongen er påført i forbindelse med sikring ved slepper. Slike tynne lag kan ikke ha hindret vann i å trenge mellom betong og fjellflate, og frosten gjør sin virkning. Med andre ord, vedheften kan ikke ha vært 100 %. Det er vel også tvilsomt om man ved å sprøyte så tynne lag som 1 cm. vil kunne få et helt homogent sjikt. Man kan kanskje klare det med tilsettingsstoffer, men inntrykket er at "bom" lettest er å finne der man har den tynneste påsprøytingen.

Andre steder på samme anlegg var fjellsider på ca. 6 - 8 m.s høyde delvis sikret med sprøytebetong. Disse partier var etter sprengninger for tomteplaneringer. Lagdelingen var

her mer horisontal og sprengningen foregått mer på "bust". Fjellpartier bak bestående bygninger var sikret med sprøytebetong, mens frittliggende partier inntil, men utenfor bebyggelsen, var usikret. De sikrede partier stod utmerket, og man hadde ikke hatt noen problemer med nedfall, mens man derimot på de usikrede partier i samme sprengningsflate hadde årlig vekktransport av nedfall.

Man må her anta at da man her har sprøytet mot en fjellflate som var mere oppstykket, (horisontal lagdeling, med vertikale stikk) "automatisk" har fått større vedheftflate, da betongen sikkert har trengt et stykke inn i sleppesystemet, og man har fått en større gjennomsnittstykkelse. (Fig. 5) Vedr. sprøytebetongens anvendelsesmuligheter nevnes, at man på anlegget har benyttet sprøytebetongen til å utbedre skader oppstått på betonghvelv utført på konvensjonell måte med undenforliggende forskalling. Det var her oppstått lekasjer i støpeskjøter som ble forseglet med armert sprøytebetong.

Anlegg 2 (Fig. 6)
Dette anlegg er et større drikkevannsbasseng for ferskvannsforsyning til en av våre byer. Det er utsprengt et samlet volum på ca. 28.700 m^3 fjell, og som vannbasseng rommer det 24.000 m^3 vann. Bergarten er granitt.

Sidehøydene er jevnt over ca. 8.0 m., og alle sider og bunn er forseglet med sprøytebetong. Arbeidet ble utført for ca. 4 år siden. Befaring ble foretatt sommeren 1968, da bassenget var sterkt nedtappet. Man var i første omgang interessert i å undersøke de partier av sprøytebetongen som var utsatt for isgang.

Fig. 7 viser sprøytebetongoverflaten i denne sone, og må antas å være karakteristisk for sprøytebetongen i denne høyde rundt bassenget. Denne antakelse p.g.a. at man ikke kunne komme til i denne høyde rundt hele bassenget.

Fig. 8 viser opphugget parti i sålen. (lokal bom) Bildet viser at sprøytebetongen her er svært tynn, ca. 1 cm., og at det er løse materialer under.

Langs sidene var sprøytebetongen påført i vesentlig tykkere lag, (5 - 10 cm.) og man kunne ikke observere eller finne "bom" på de steder man kunne komme til.

Fig. 9 viser del av en av sidene. Man kan se at sprøytebetongen er avskallet på utstikk, men vedheften på gjenstående deler var utmerket. Det samme går igjen på en rekke andre anlegg, nemlig at sprøytebetongen som oftest blir påført tynt på utstikk, mens den er påført i relativt rikeligere mengder mot slepper og groper. Dette er vel også i mange tilfeller hensikten, men ved event. beskrivelse av gjennomsnittstykkelse bør man være oppmersom på forholdet.

Fig. 10 viser sprekkdannelse i sprøytebetongen. Slik sprekkdannelse ble observert et par steder, men betongen hadde ikke løsnet fra fjellet, eller med andre ord, det kunne ikke konstateres bom på slike steder.

Anlegg 3

Sprøytebetongen blir også i øket utstrekning benyttet som sikring i veiskjæringer, og fjellflaten over undenforliggende innganger til bergrom.

Fig. 11 viser en veiskjæring, sikret med sprøytebetong, ved vestre innfartsvei til Oslo. Sprøytebetongen er her ikke mere enn et par år gammel. Skjæringssiden som er over 20 m. høy ble først sikret med bolting, armert på de øverste ca. 2/3 parti og påført ca. 10 cm. sprøytebetong, avtakende ned til ca. 5 cm:'s tykkelse på det underste parti. Skader er ikke observert. Men da anlegget er av nyere dato, og sikringen er mot en av landets sterkest trafikkerte veier, skal det bli interessant å "følge med" denne skjæringen fremover, både med hensyn til tetthet og eventuelle frostsprengninger.

Andre anlegg i dagen

Vedr. sprøytebetongens anvendelse i dagen, så er den benyttet til sikring ved et flertall skjæringer og i forbindelse med inngangspartier til bergrom. Den er benyttet både som armert påsprøytet betong, i forbindelse med forutgående bolting og som selvstendig sikring.

Fig. 12 viser sikret inngangsparti til et bergrom. Fjellflaten over inngangen er over 20 m. høy.

Generelt må bemerkes, at ved alle disse anlegg hadde sprøytebetongen ikke skapt problemer, men der det kunne observeres "bom", eller avskalling på mindre partier måtte årsaken oftest være forutgående mangelfull rengjøring, eller sprøytebetongen var påført i for tynne lag.

Sprøytebetong i tunneler (Bergrom)

Foruten tunneler er sprøytebetongen benyttet som permanent sikring i et flertall bergrom som brukes til lager, tilfluktsrom, trafo- og omformerstasjoner. Bergrom av de sistnevnte typer er som oftest lukkede rom, og utsettes sjelden for store temperaturvariasjoner, som f.eks. kortere veitunneler. Eventuelle drenasjeproblemer er, bortsett fra isproblemer, også de samme.

Anlegg 4

Dette er en veitunnel, tverrsnitt ca. 50 m^2., som står i tilknytting til E-6 og derfor er beregnet på sterk trafikk. Tunnelen er ca. 300 m. lang og ble åpnet for trafikk i 1963.

Fig. 13 viser tunnelmunningen, og også en liten del av fjellskjæringen utenfor som også er sikret med sprøytebetong, uten bolting eller armering.

Tunnelen ble sikret etter følgende retningslinjer:
Bergarten er gneis, med tydelig skifrighet, så man var på forhånd forberedt på sikringsarbeider, og hadde bestemt seg til å benytte sprøytebetong. Tunnelen ble drevet i sin helhet før sikringsarbeider ble påbegynt, og etter rensk, rengjøring og inspeksjon ble enkelte partier sikret med bolter. Opphengningsbolter for armering ble festet. Deretter ble det påsprøytet et ca. 4 cm. tykt lag betong, hvoretter armeringen ble lagt. Sprøytebetongen ble deretter utført i tykkelse 10 - 15 cm. i tak og over armerte partier, avtakende nedover til en tykkelse på ca. 2 cm. Beregnet gjennomsnittstykkelse ble ca. 4 - 5 cm. over en totalt sprøytet flate på ca. 5.400 m^2.

Man var på forhånd forberedt på vanngjennomtrengning, og drenering ble etter avtale utført punktvis etterhvert som man fikk oversikt over hvor dette var nødvendig. Det ble opplyst at man etter dette ikke hadde problemer med is-dannelser. Drenering ble utført som beskrevet i tidligere foredrag, idet bortleding av vann ble utført med plastslanger, isolert og innsprøytet.

Anlegg 5

Sprøytebetongen er benyttet i flere veitunneler, men ikke alltid med samme gode resultat. Arbeider utført de siste par år har som regel stått utmerket, mens man har eksempler på at sprøytebetongarbeider utført for ca. 4 år siden er mer eller mindre mislykket, idet sprøytebetongen skaller av og faller ned, slik at ny sikring har måttet utføres. Årsaken til dette kan være flere som f.eks.:

1. Mangelfull forutgående rengjøring av fjellet.
2. Sprøytebetongen påføres i for tynne lag.
3. Manglende eller feil utført drenering med derav følgende is-sprengning.
4. Mangelfull beskrivelse av hvordan arbeidet skal utføres.

Fig. 14 viser et mindre parti av sprøytebetong fjernet i en veitunnel. Dette parti på ca. $\frac{1}{2}$ m^2 ble fjernet med hjelp av en lommekniv. Ingen vedheft til fjell på grunn av manglende rengjøring.

Fig. 15 viser mislykket nedføring av drenering.

Anlegg 6

I Oslo-området finnes endel bergrom for trafo- og omformerstasjoner hvor sprøytebetong er benyttet til sikring av fjellflater. Enkelte av disse bergrom er relativt store, og som eksempel nevnes at i en stasjon er det sprøytet ca. 4000 m^2 i opp til 8 m. høyde. Arbeidet med sprøytebetongen ble utført i 1956 for å hindre stykkefall ned mot befintlig utstyr. Bortsett fra inngangstunnelen var sprøytebetongen vesentlig benyttet til sikring av fjellsider. Tak over apparatrom var sikret med betonghvelv støpt mot underforskalling. Sprøytebetongen har ikke skapt proble-

mer, bortsett fra inngangspartiet der taket også var sprøytet. Her var av og til lekkasjer, men lekkasjeproblemene var større gjennom støpeskjøter i hvelv støpt på konvensjonell måte. Her hadde det vært nødvendig med arrangement for vannavledning.

I forbindelse med undersøkelse av sprøytebetongens vedheft til fjellet, har man utsprengt et mindre lokalt parti i del av anlegget som er utsatt for temperatursvingninger.

Fig. 16 viser det utsprengte parti og vedheften er utmerket.

Anlegg 7

Dette anlegg er også i Oslo-området og er et bergrom utsprengt i alunskifer. I alt er det i dette anlegg utsprengt over 15.000 m^3 fjell og innvendig høyde forklares best med at anlegget spenner over 2 etasjer. Etasjeskiller er vanlig armert betongdekke.

Hele anlegget ble for ca. 12 år siden sikret med sprøytebetong, sprøytet mot isolert og uisolert fjellflate. Etasjeskillet er støpt direkte ut mot fjell og sprøytebetongen er således "klippet" av i etasjeskillet.

Fig. 17 viser lekkasjer under etasjeskillet.

Fig. 18 viser tetting av lekkasje med betong tilsatt spesielt tettingsmiddel.

Anlegget hadde lekkasjeproblemer og dreneringsproblemer. Som nevnt er anlegget lagt i alunskifer. Punktvise lekkasjer er forsøkt bortledet i plastslanger, men disse tettes lett.

Fig. 19 kan best illustrere hva man kan vente å finne under sprøytebetonglaget. Figuren viser en pigghammer slått igjennom laget, og et stykke ned i fjellet.

Fig. 20 viser slamdannelse etter lekkasjevann. Større partier av anlegget stod fremdeles pent, forhåpentligvis der det er sprøytet mot isolert fjell.

Generelt

De hittil nevnte anlegg er selvfølgelig kun et fåtall av anlegg hvor sprøytebetong er benyttet til sikringsarbeider. Av større anlegg der sprøytebetongen har vært benyttet i senere tid og benyttes idag nevnes:

Oslo Kommunes renseanlegg, Maridalen,
N.S.B. - jernbanetunnel, Asker Lier,
Anleggssikring av tunneler for vannkraftverk under bygging.

I bergrom til lager, sivilforsvarsanlegg etc., benyttes sprøytebetongen ofte til sikring. Armerte hvelv støpt med sprøytebetong mot ovenforliggende forskalling benyttes ofte. (fig. 3)

Med denne undersøkelse var man interessert i å finne grunnene til at man på noen steder hadde mindre gode erfaringer, tiltross for at man andre steder under noenlunde samme forhold hadde gode erfaringer.

Inntrykket sitter igjen at der man har hatt anledning, og har vurdert og planlagt driftsopplegget på forhånd, og også har hatt mannskap som har kunnet utføre arbeidet riktig, der er også erfaringene de beste.

Feil kan begåes med betongsammensettingen, men de primære feil som begåes antas å være som følger:

1. Dårlig rengjøring av fjellflaten før påsprøyting.
2. Feil dyseføring. Viktigheten av riktig utførelse er belyst i tidligere foredrag.
3. Påsprøyting av for tynne lag. Man har konstatert at det er påført sprøytebetonglag i ca. 1 cm. tykkelse over større flater. Det er vel tvilsomt om man med slike tynne lag kan få et homogent lag.

De her påpekte årsaker til mulige feil burde relativt lett kunne elimineres. Da det ikke finnes standard-retningslinjer over hvordan sprøytebetongen skal utføres, bør man som et ledd i bestrebelsene for å oppnå de beste resultater, eller tilsiktede resultater, innarbeide retningslinjer i beskrivelsen for det aktuelle anlegg.

Beskrivelser bør forslagsvis inneholde en eller flere av følgende punkter:

1. Beskrivelse vedr. rengjøring av den flate som skal påføres sprøytebetong.
2. Tilslagsmaterialer, og min. tykkelse.
3. Krav til fasthet - event. tetthet.
4. Krav til dyseføring og mannskap som skal utføre arbeidet.
5. Beskrivelse av drenering. Da det er tvilsomt om et beskrevet sprøytebetonglag i alle tilfelle vil kunne tette for event. vannlekkasjer som måtte oppstå, bør drenering beskrives.
6. Hvordan ferdig flate ønskes.
7. Armerte konstruksjoner bør beskrives spesielt.

Generelt bør beskrivelser inneholde punkter som forteller den som skal utføre arbeidet hva man ønsker, og den som skal betale for arbeidet hva man betaler for.

Konklusjon

Sprøytebetongens anvendelsesområde er stort. Det finnes sikkert eksempler på konstruksjoner der sprøytebetongen kunne ha gitt en teknisk/økonomisk bedre løsning enn den valgte.

Avgjørelse om sprøytebetongens benyttelse som sikring, enten selvstendig, eller i forbindelse med bolting/armering, bør foretas av fagfolk (geolog, ingeniørgeolog, konsulenter). Undersøkelsene har vist at der man har gode erfaringer med sprøytebetongen, så er også resultatene fundert i riktig vurdering av forholdene, og utførelsen er gjort av gode fagfolk.

Sprøytebetongen, riktig utført med forutgående skikkelig rengjøring, utført i nødvendige tykkelser, armert over spesielt vanskelige steder, event. riktig drenert og det hele utført av gode fagfolk, er et utmerket materiale til sikringsarbeider. Den burde sikkert konstruktivt og sikkerhetsmessig i mange tilfeller kunne konkurrere med andre sikringsmetoder. Valg av metoder vil da ofte være en økonomisk vurderingssak.

Fjellsprengningskonferansen: 1964.

1. Siv.ing. T. Barbo: Sprøytbetong - betongteknologi-heftfasthet. (ledd i Kontor for Fjellsprengningsteknikks undersøkelser)

2. Siv.ing. W. Hoffmann: Sprøytbetong. Erfaringer fra tunnelbanen i Oslo.

Fjellsprengningskonferansen: 1965

3. Siv.ing. E. Ellingsen: Erfaringer med kombinert grov- og småhullsrigg. Robotsprøyting som driftsforsterking i tunnel.

Fjellsprengningskonferansen: 1967

4. Dir. B. Sandell: Erfarenheter från tätning av tunnlar med hjelpav injektering och sprutbetong.

5. Siv.ing. W. Hoffmann: Om sprøytbetong som driftsforsterking, og om bruk av injeksjonsarbeider som hjelp under tunneldrift, og ved senere tetningsarbeider.

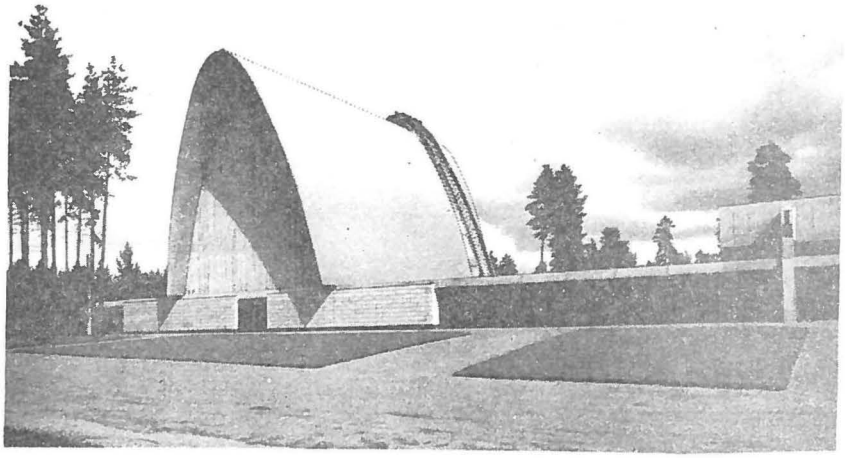


Fig. 1

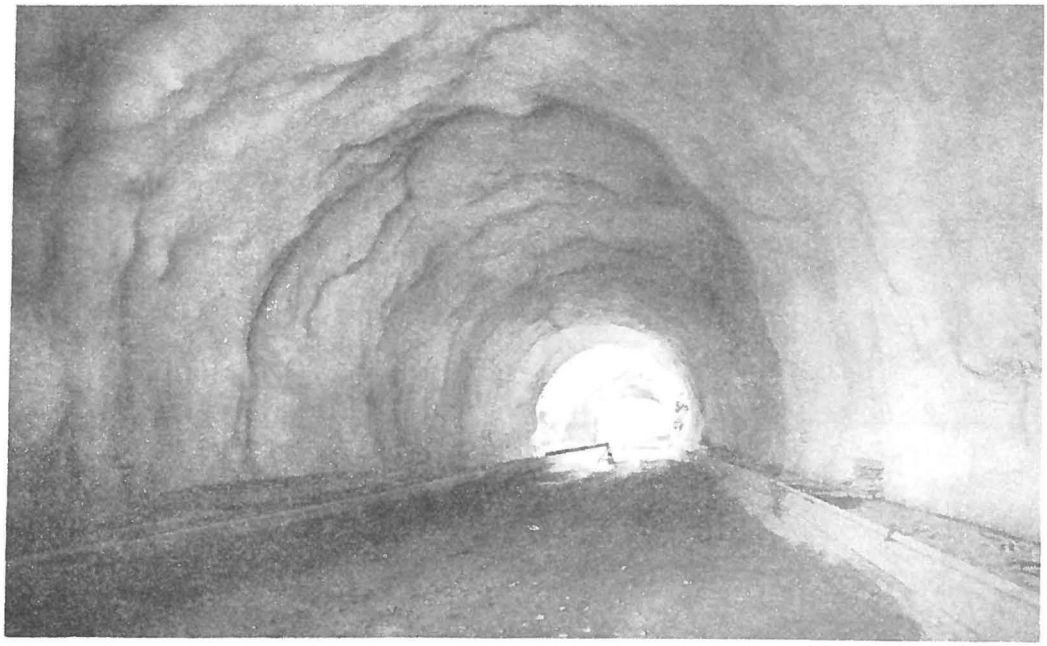


Fig. 2

Fig. 3

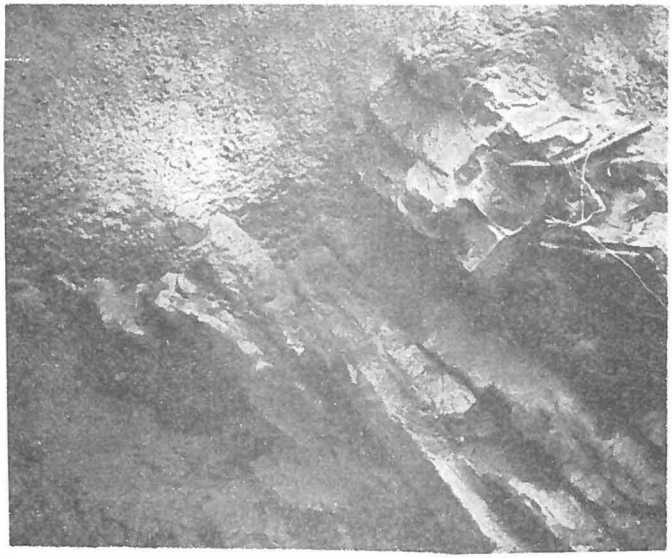


Fig. 4

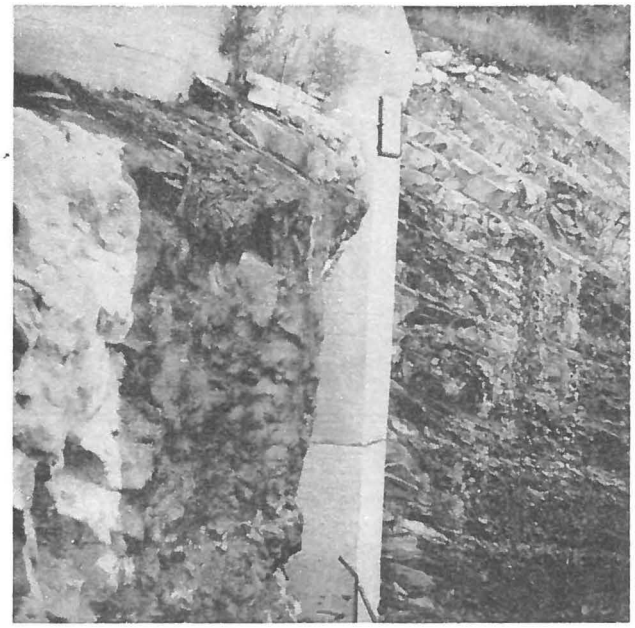


Fig. 5

Fig. 6

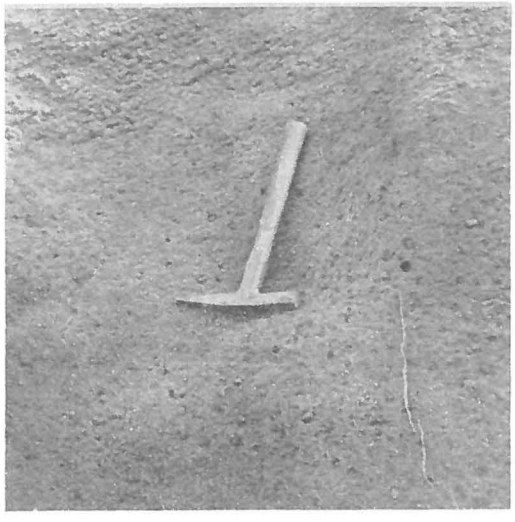


Fig. 7

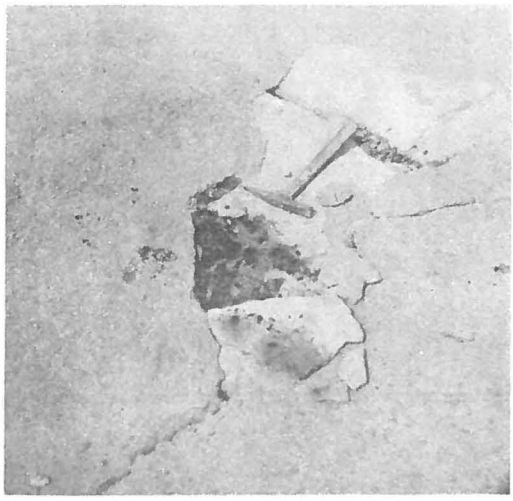


Fig. 8

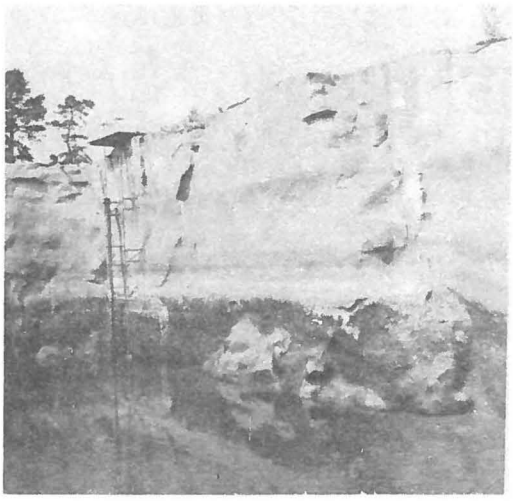


Fig. 9

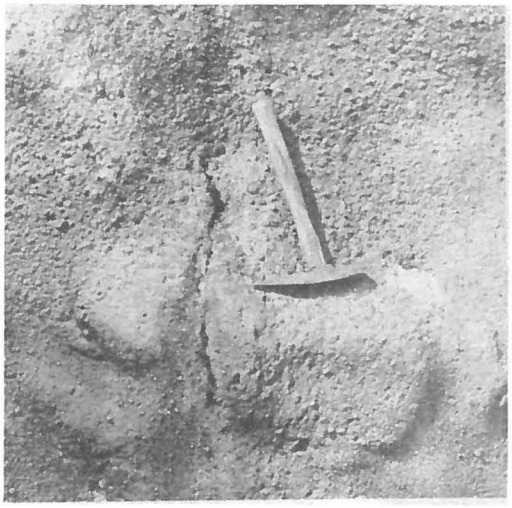


Fig. 10

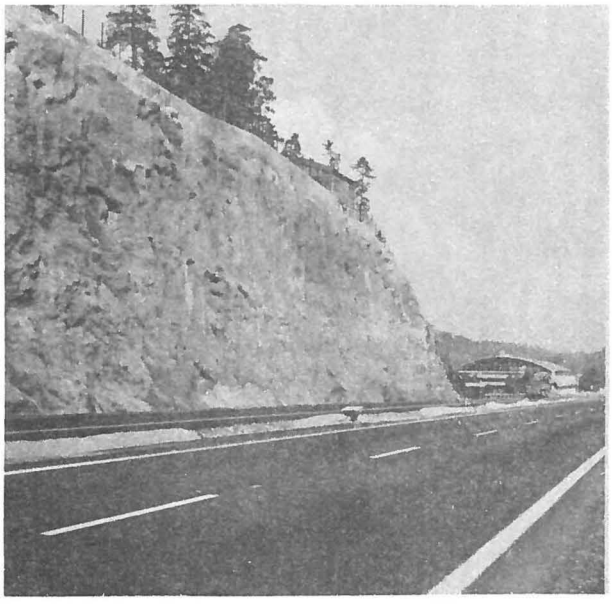


Fig. 11

Fig. 12

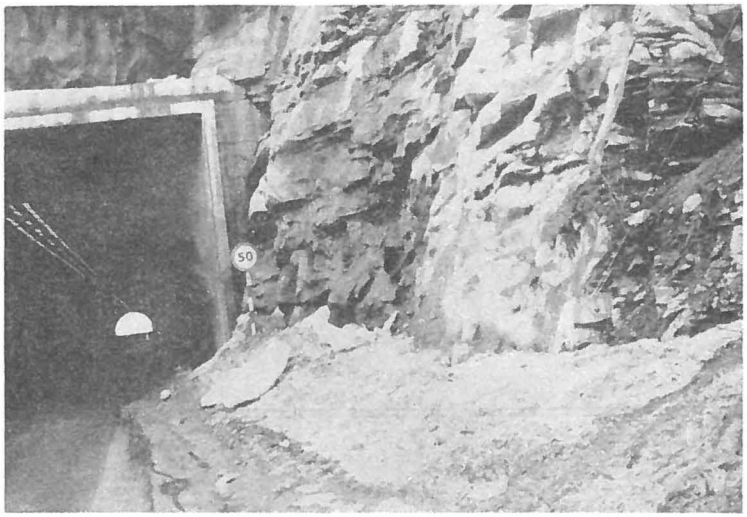


Fig. 13

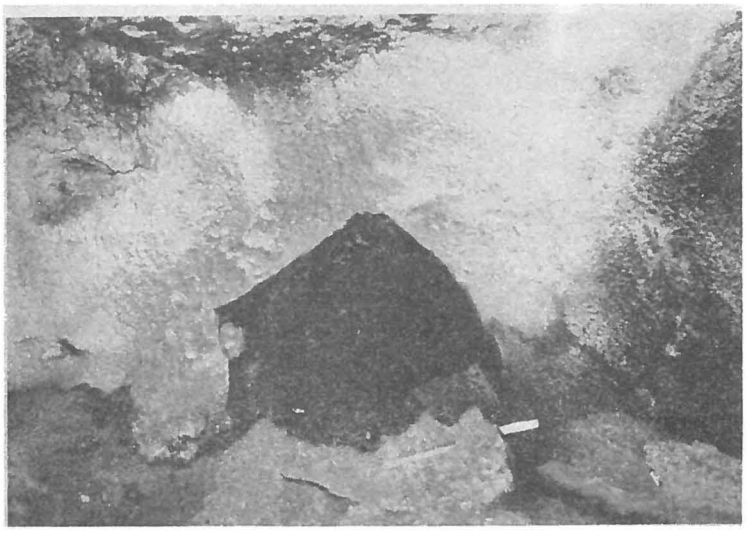


Fig. 14

Fig. 15

Fig. 16

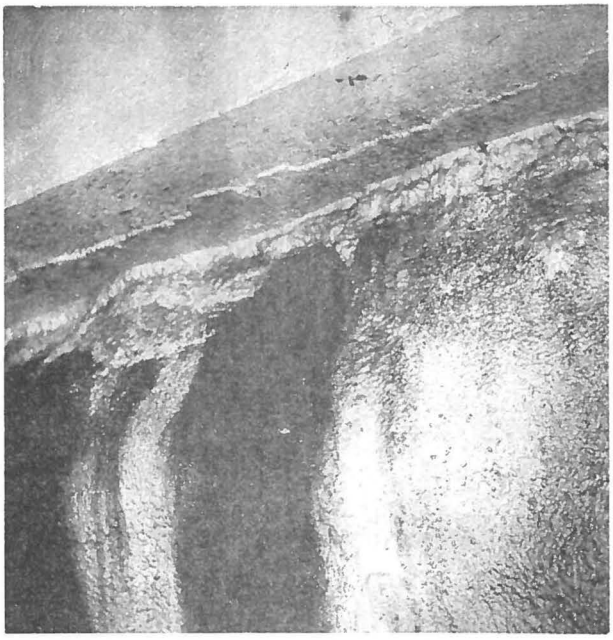


Fig. 17

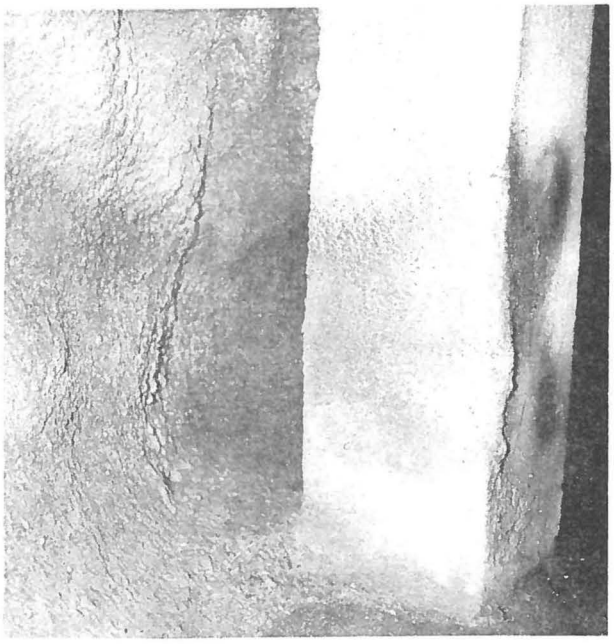


Fig. 18

Fig. 19

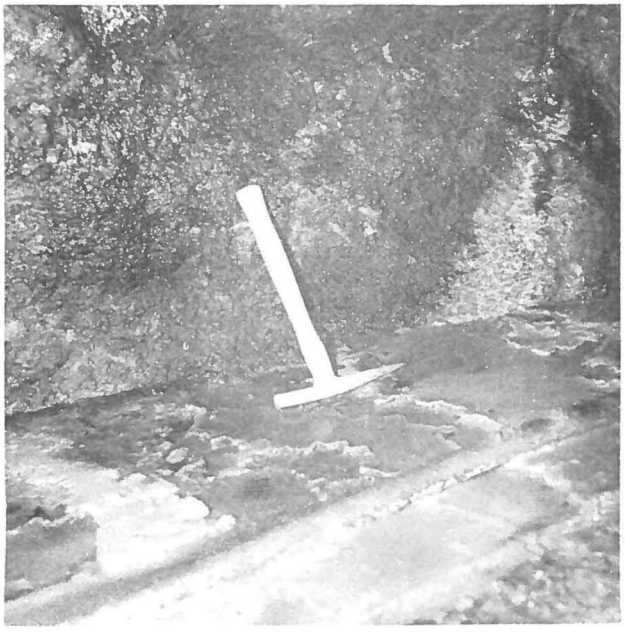


Fig. 20

NYERE ERFARINGER FRA RYSTELSESMÅLINGER

av

Sivilingeniør Georg J. Lambach

Kontor for Fjellsprengningsteknikk

NYERE ERFARINGER FRA RYSTELSESMÅLINGER

Innledning

Utviklingen av sprengningsteknikken har gjort det mere og mere almindelig å foreta store sprengninger på tomter tett opp til eksisterende bebyggelse, tunneler føres frem under bykjernen og sprengninger i forbindelse med pukkverk kan anta betydelige dimensjoner. Disse sprengninger fremkaller sjokkbølger i grunnen som på grunn av dennes inhomogenitet, anisotropi, anvendelse av forsinket tenning, sprengningsgeometri og en del andre forhold vil spre seg etter et meget komplekst mønster. For i det hele tatt å kunne behandle disse sjokkbølger matematisk, må man nytte enklere modeller enn det moder jord gir. Dette vil også gjelde for de resoneringer man gjør ved forsøk på å måle responsen på disse sjokkbølger i punkter på jordoverflaten eller på byggverk.

Slike rystelsesmålinger er en meget viktig del av virksomheten til Kontor for Fjellsprengningsteknikk (KFF), da sprengninger under forhold som nevnt innledningsvis kan medføre betydelige skader og ulemper hvis man ikke driver en kontinuerlig kontroll, slik at man i tide kan redusere ladningsmengdene eller endre sprengningsopplegget.

Måleinstrumenter

De måleinstrumenter som anvendes ved KFF er dels mekaniske og dels elektroniske. De er samtlige seismiske idet de prinsipielt består av en masse som kan beveges relativt til opphengningen eller huset og som kan registrere denne relative bevegelse.

Vi har to typer mekaniske instrumenter som begge måler svingeamplituden i μm (eller my). Disse er Cambridge vibrograf og Kongsberg-Tellus. Begge har sin egenfrekvens under det aktuelle måleområde.

For nærmere beskrivelse av disse instrumenter henvises til litteraturen (1) [x] og (2). Det bør nevnes at Cambridge vibrografen kan foreta målinger i horisontal eller vertikal retning, mens Kongsberg-Tellus bare kan måle i vertikal retning.
Kontoret har i en årrekke benyttet et elektronisk utstyr med induktive følere, se (3). Følerne er konstruert for enten horisontale eller vertikale målinger og registreringsutstyret tillater målinger på 12 kanaler samtidig. I realiteten er det svingehastigheten som måles med induktive følere, men signalet integreres elektronisk i forsterkeren slik at vi får ut svingeamplitude. Følernes egenfrekvens ligger under det aktuelle måleområde.

Det nyeste utstyr som skal nevnes består av piezoelektriske akselerometre, med tilhørende ladningsforsterkere og registreringsutstyr. Registreringsutstyret kan bestå f.eks. av lysskriver med forsterker eller oscilloscope. Akselerometrets dimensjoner er relativt små og de kan festes så å si overalt med enkle midler og måleretning kan velges fritt. Egenfrekvens er meget høy og ligger vanligvis 5 ganger høyere enn øvre grensefrekvens for linjært område, (4)

Fig. 1 viser de to forannevnte mekaniske apparater samt følerne til de elektroniske instrumenter.
På fig. 2 er angitt responsspektret for de fire instrumenter.

Dette diagram angir forholdet mellom maksimalamplitudene for utsving, svingehastighet og akselerasjon for harmoniske svingninger ved forskjellige frekvenser. De anvendte enheter er følgende:

Utsving	µm	(1 mikrometer = 10^{-6} m)
Svingehastighet	mm/sek.	
Akselerasjon	g	(1 g = 9.82 m/sek^2)
Frekvens	Hz	(Hertz = svingn./sek)

I diagrammet er også lagt inn skadekriterier basert på svingehastighet, (5) og (6).
Av diagrammet vil framgå at de piezoelektriske akselerometre

x) Tall i ( ), se litteraturhenvisning til slutt.

har et langt større måleområde enn de øvrige instrumenter. Likeså er oppløsningen (eller målenøyaktigheten) langt større.

Det er derfor naturlig at en ved siden av helt ordinære rystelsesmålinger også har benyttet akselerometrene til måling av meget små vibrasjoner, f.eks. på store avstander eller fra andre kilder enn sprengning, samt til kontroll av det øvrige nevnte utstyr.

Kontroll av Tellus

Jeg skal her kort beskrive en måleserie hvor det ble foretatt en kontroll av en Kongsberg-Tellus vibrograf ved hjelp av de piezoelektriske akselerometre.

Forsøkene faller i to deler som blir detaljert beskrevet i to rapporter som vil bli utgitt av Kontor for Fjellsprengningsteknikk på et senere tidspunkt.

Den første del gjelder korrelasjon av responsen på de to instrumenter og den annen del gjelder forholdet mellom horisontal og vertikal radiell amplitude under forskjellig geometri. Dette siste har særlig betydning for det faktum som er nevnt tidligere at Tellus bare kan måle vertikale komponenter.

Da vi på forhånd hadde kontinuerlig rystelseskontroll og kontroll med sprengningsopplegg ved et fjellanlegg i Ålesund, fikk vi ved velvillig tillatelse fra byggherre og entreprenør nytte dette anlegg til forsøkssted.

Geometrien var i store trekk som angitt på fig. 3. Fjellgrunnen bestod av en båndet gneis med en vekselvis feltspatrik og biotittrik lagring. Strøkretning tverrs på hallen med 60° fall. På fjellgrunnen over anlegget ble det støpt en del betongplattinger for oppstilling av Tellus. På Tellus-vibrografen ble montert to akselerometere i henholdsvis vertikal og horisontal retning. Fig. 4. Ved velvillig tillatelse fra Ålesund Folkeakademi fikk vi nytte et rom der til oppstilling av måleutstyret. Fig. 5.

Målingene foregikk i løpet av tre uker i januar/februar iår. På grunn av de klimatiske forhold på denne tid måtte ladningsforsterkerne plasseres inne i hus med det øvrige registreringsutstyr. Da akselerometerne er høyohmige skapte dette en del vanskeligheter med mikrofoni på kablene under målinger når det var sterk vind. Dette ga da ganske store forstyrrelser. Til alt held hadde vi 2 uker med klart, stille vær så målingene gikk ganske greit.
Nedtelling gikk pr. telefon til skytebasen og start av lysskriver og Tellus foregikk ved fjernstyring over en trykknapp.

Fig. 6 angir blokkdiagram over målekjede.
Det utstyr som ble benyttet var følgende:

1 stk. Kongsberg-Tellus Vibrograf (elektrisk)
2 stk. ENDEVCO akselerometre modell 233 E
2 stk. ENDEVCO ladningsforsterkere modell 2710 B
1 stk. CEC lysskriver type 5-127
med 2 stk. 7-362 galvanometre
(0 - 5000 Hz linjært frekvensområde)
2 stk. CEC galvanometer forsterkere
1 stk. Fjernstyring.

Tellusregistreringene ble foretatt på de vanlige voksbelagte skiver for elektrisk drevet apparat og akselerometerregistreringene på direkte fremkallende papir. Papirhatighet var i de fleste tilfeller 20 cm/sek. Dette ga god oppløsning ved de frekvenser som her ble målt. Både på Tellusskiven og på lysskriverpapiret fremkom således millisekundserien som en sammenhengende vibrasjon mens alle skudd i halvsekundserien er tydelig adskilte og lett sammenlignbare.

Ved målingene viste frekvensene en meget god overensstemmelse med en frekvens på rundt 80 Hz for samtlige målinger på fjell. En del målinger ble gjort inne i kjelleren til Ålesund museum og betonggulvet her ga en betydelig høyere frekvens.

Dette synes å bekrefte at berggrunnen på et gitt sted svinger med en karakteristisk frekvens ved eksitering fra sprengnin-

ger.

For å se om det var en linjær sammenheng mellom målingene med Tellus og de piezoelektriske givere ble det foretatt en korrelasjonsanalyse for de enkelte salver. For å minske feilkildene ble det foretatt sammenligning mellom de direkte målte verdier på Tellus-skiven og på lysskriverpapiret i mm. En overgang til μm eller g eller annen enhet vil jo kun bli en linjær skalatransformasjon.

Fig. 7 viser sammenhørende verdier avsatt med akselerometermålingene som abscisse og Tellus-målingene som ordinat. Det gjøres oppmerksom på at ordinatskalaen er kraftig forstørret av hensyn til den billedlige fremstilling. Den i eksemplet angitte strekede linje er trukket gjennom origo og målingenes tyngdepunkt.

Korrelasjonskoeffisienten for dette forsøk er beregnet til $r = 0.994$ hvilket må sies å være et meget godt resultat, (7). Den kontrollerte Tellus var tilfeldig valgt i Kontoret for Fjellsprengningsteknikk's park. For forsøkene ble det gjort en del modifikasjoner på selve huset, nemlig:

1) Satt inn to bananbøssinger med paralell forbindelse over den elektriske bryter. Dette for å muliggjøre fjernstyrt start og stopp av instrumentet.
2) Boret og gjenget to hull for feste av akselerometrene.

Disse modifikasjoner ansees ikke å ha hatt noen betydning for målingene.

Evaluering av hele forsøksserien er ennå ikke avsluttet. Det som hittil er gjennomgått viser i det store og hele meget god overensstemmelse.

Den siste del av forsøket gjaldt sammenhengen mellom maksimale vertikale og horisontale radielle komponenter av svingebevegelsen under forskjellig vinkel med kilden. Det skulle synes innlysende at om man plasserer måleinstrumentet loddrett over kilden vil den vertikale komponent være størst, og med instrumentet plassert i kildens horisontalplan skulle den horisontale komponent bli størst. Ved geometrier mellom

disse to ytterpunkter skulle det ventes en eller annen form for kontinuerlig overgang.

Fig. 8 viser resultatet av forsøkene i gneisen i Ålesund. Instrumentene ble stilt slik at akselerometrene målte horisontal og vertikal komponent i et loddrett plan gjennom salvens sentrum. De maksimale amplituder i de to retninger ble avlest og relativ horisontal amplitude beregnet. Denne ble så plottet med retningen fra kilden til målepunktet, regnet fra loddlinjen, som abscisse.

Den angitte kurve gir seg ikke ut for å være annet enn trukket på frihånd. Forsøkene er foreløpig kun utført i én bergart så jeg synes det er for tidlig å trekke for sikre sluttninger vedrørende resultatet.

Foreløpig bør en kunne si at i en bergart av lignende type vil en ved måling med et instrument som kun måler vertikale komponenter kunne ta ut omtrentlige horisontale komponenter ved hjelp av den her viste kurve.

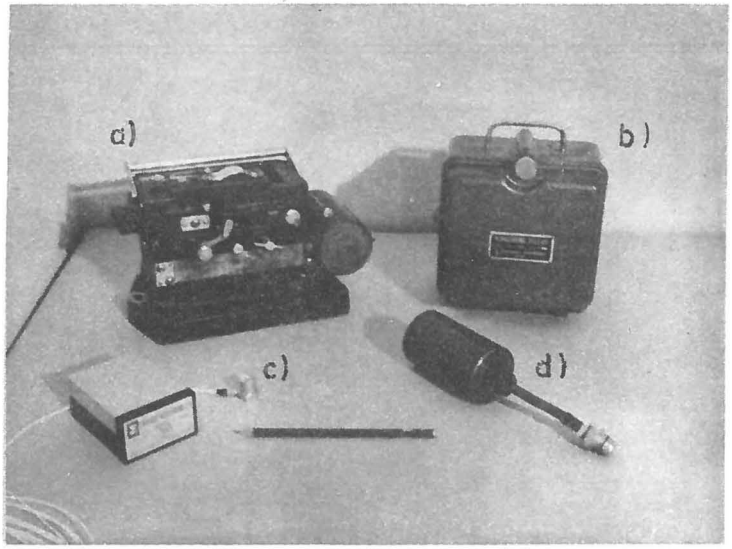
Til slutt skal nevnes at de piezoelektriske måleutstyr har vært anvendt til en rekke målinger på oppdrag. Herunder har også forekommet målinger av rystelser fra annen eksitasjonskilde enne sprengning. Som eksempel kan nevnes trafikkrystelser samt rystelser fra kompressorer og annet maskineri. Utstyret er meget vel anvendbart til slike målinger.

I forbindelse med **en forsøksserie** undervannssprengninger som KFF utfører sammen med Grubernes Sprængstoffabriker A/S og Norsk Sprængstofindustri A/S blir det også utført målinger inne i en tunnel for å undersøke koblingen mellom sjokk i vann og fjell. Disse målinger er fremdeles i begynnelsesfasen men det kan foreløpig antydes at den skarpe sjokkfront som en har i vannet blir praktisk talt borte i fjellet. Det ser ut som om de høyfrekvente komponenter i sjokkbølgen har for liten energi til å overføres i noen særlig grad.

Vi regner med at disse forsøk skal bringe oss et skritt nærmere en kvantitativ beskrivelse av hendingsforløpet ved sprengninger hvor begge medier- vann og fjell - er involvert.

LITTERATURFORTEGNELSE

1. Harris & Crede (1962). " Shock and Vibration Handbook " Vol. 1 MC Graw-Hill.
2. Eskild Bentsen (1964) " Tellus - En nyutviklet vibrograf " Foredrag under Fjellsprengningskonferansen 1964.
3. " Orientering om rystelses- og luftstøtvirkninger fra sprengning i fjell ". (1958) Meddelelse nr. 4 fra Fjellsprengningsutvalget (Nå Kontor for Fjellsprengningsteknikk) NTNF.
4. Dale Pennington (1965) " Piezoelektric Accelerometer Manual " Endevco Corporation.
5. Langefors & Kihlstrøm (1963). " The Modern Technique of Rock Blasting " John Wiley & Sons.
6. B. O. Skipp (editor) (1966) " Vibration in Civil Engineering " Butterworths, London.
7. O. C. Bøckman (1966) " Om tallverdien av korrelasjonskoeffisienten ". T. U. nr. 5. 3/2-1966.



a) CAMBRIDGE VIBROGRAF
b) KONGSBERG-TELLUS VIBROGRAF
c) PIEZOELEKTRISK AKSELEROMETER
d) INDUKTIVT SEISMOMETER

FIG.1. SEISMISKE MÅLEINSTRUMENTER

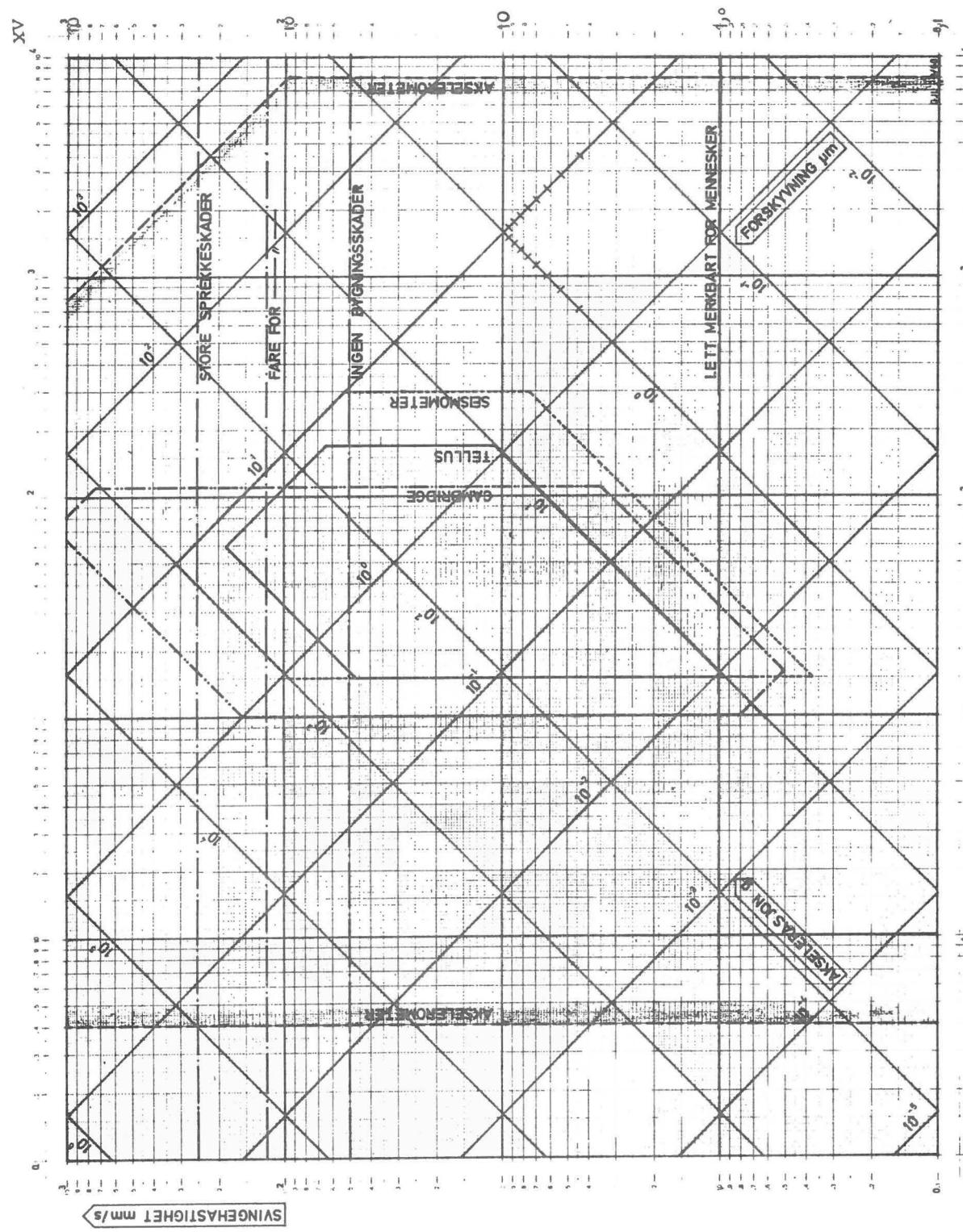


FIG. 2. RESPONSSPEKTRA FOR SEISMISKE FÖLERE

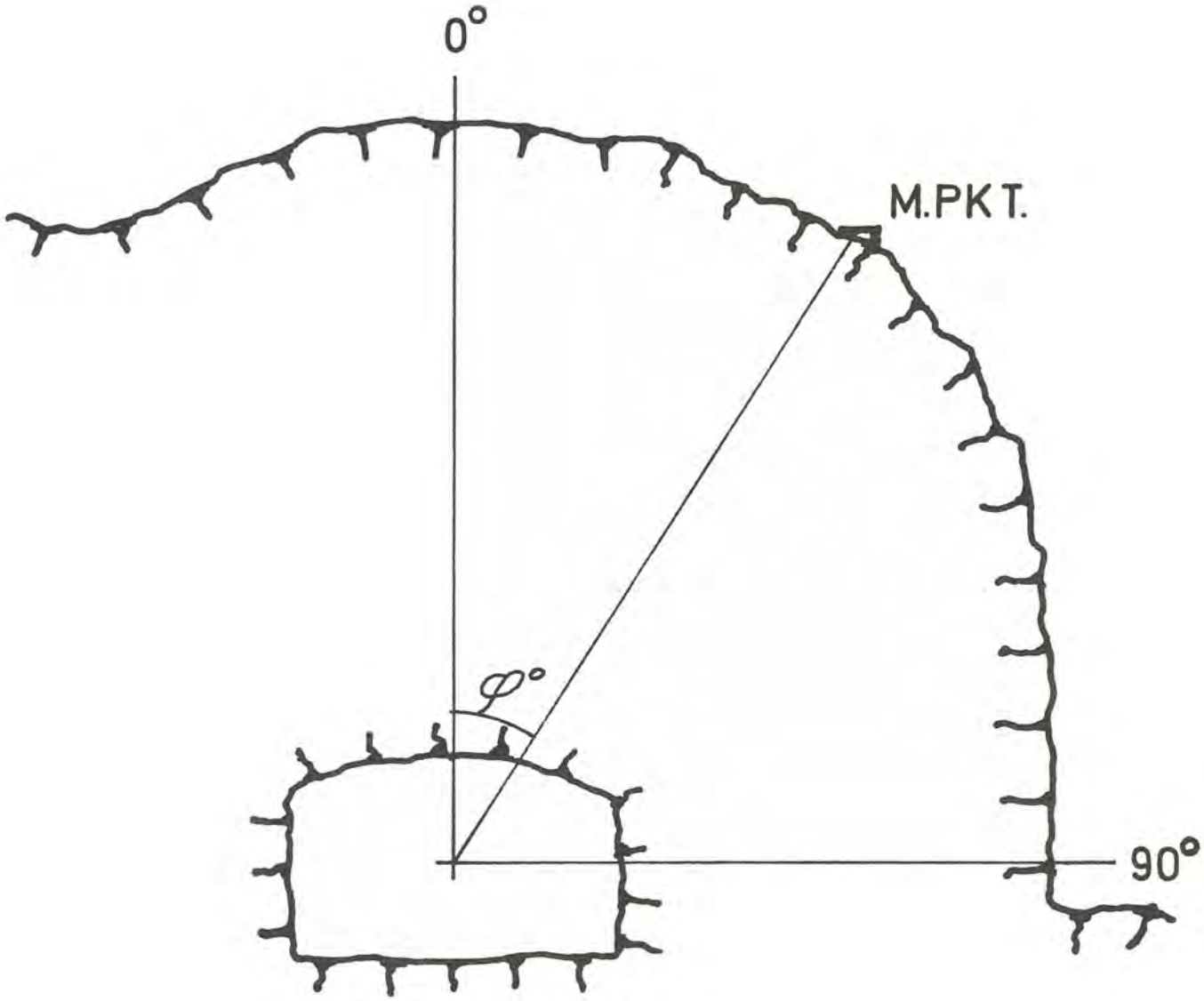


FIG. 3. GEOMETRI PÅ FORSÖKSSTED

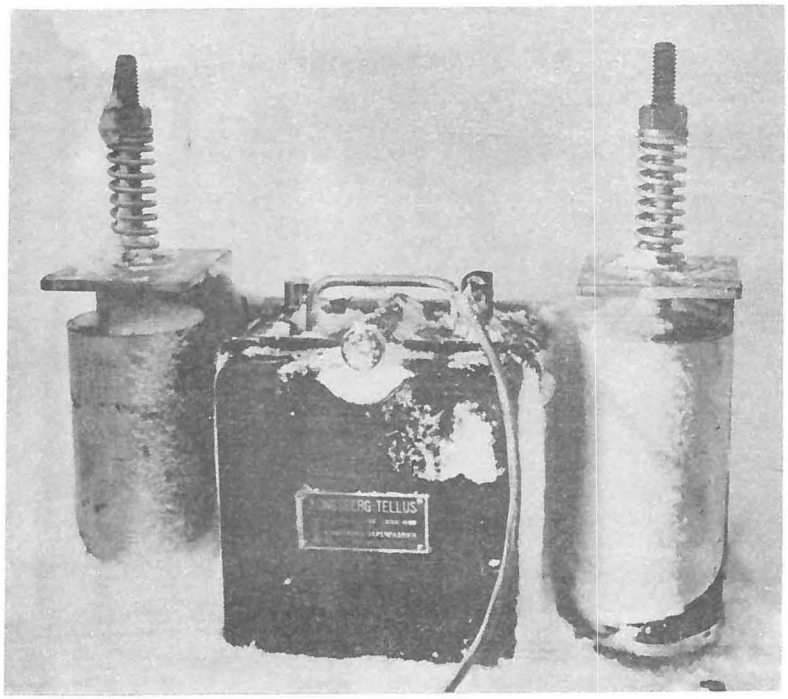


FIG.4. OPPSTILLING PÅ MÅLESTED

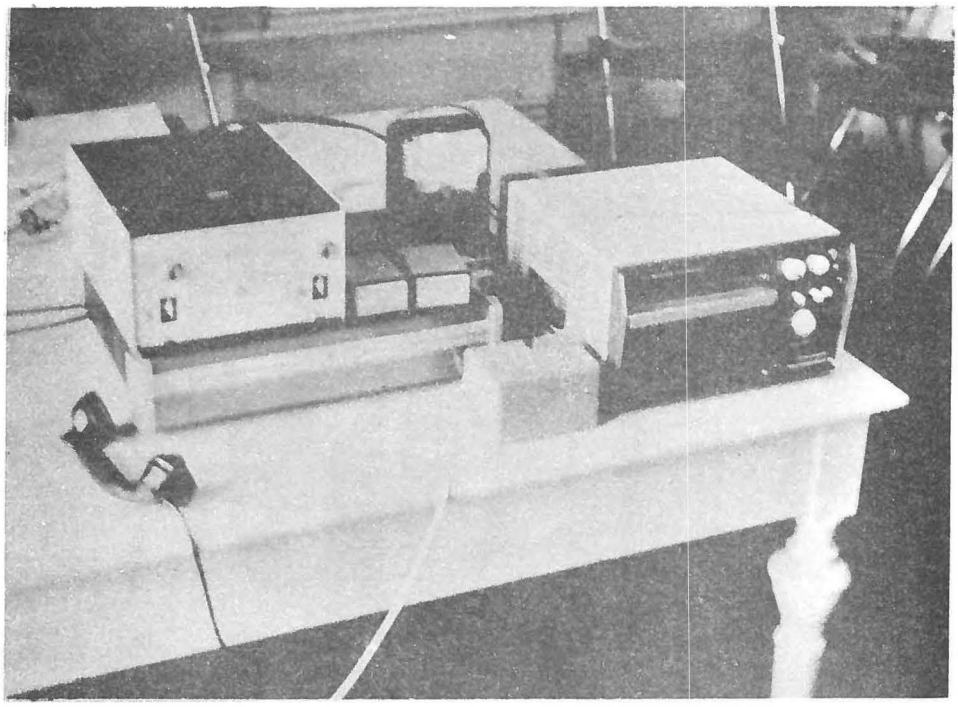
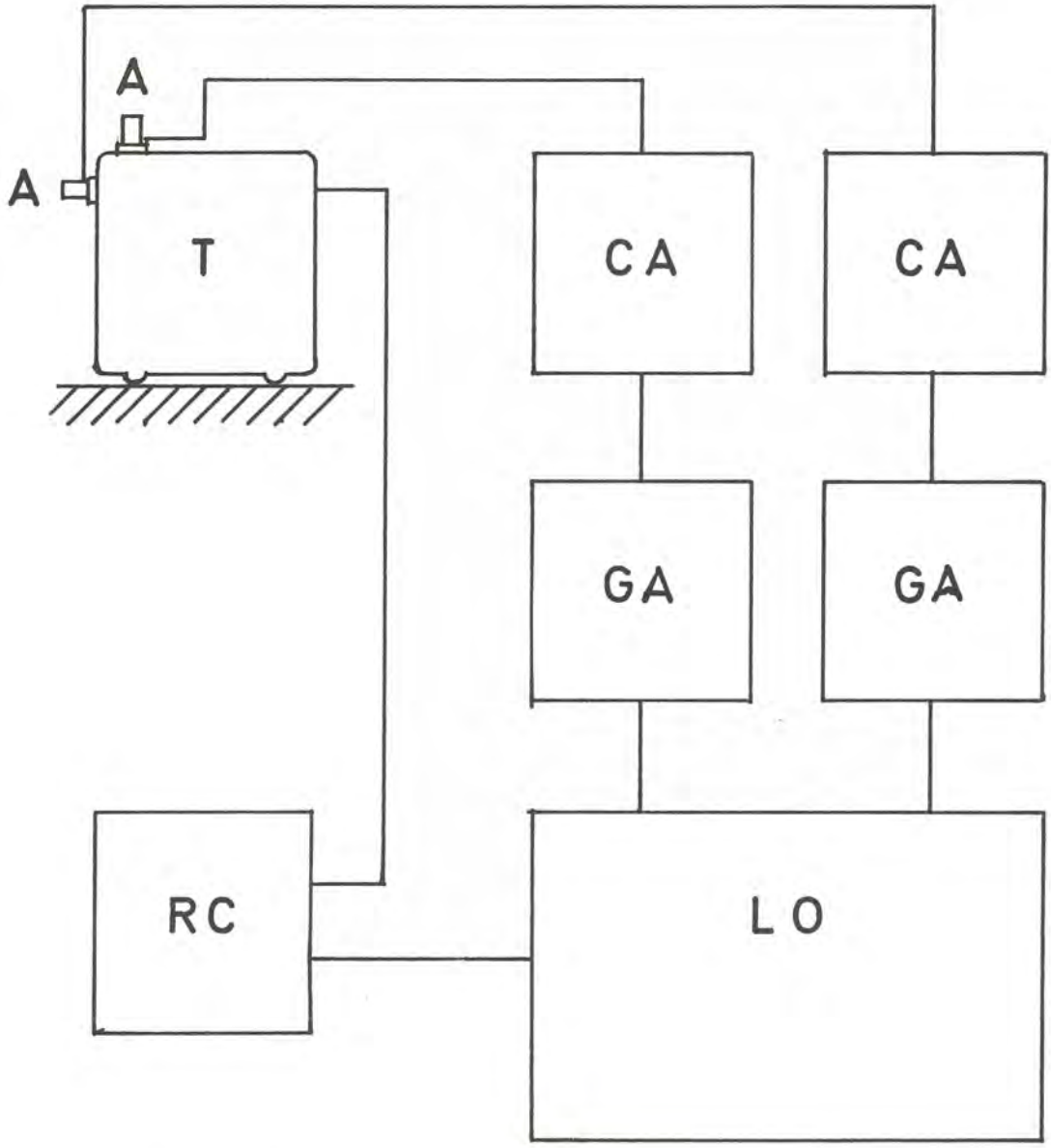


FIG.5. REGISTRERINGSINSTRUMENTER



T - ELEKTRISK TELLUS
A - AKSELEROMETER
CA - LADNINGSFORSTERKER
GA - GALVANOMETERFORSTERKER
LO - LYSSKRIVER

FIG. 6 BLOKKDIAGRAM OVER MÅLEKJEDE

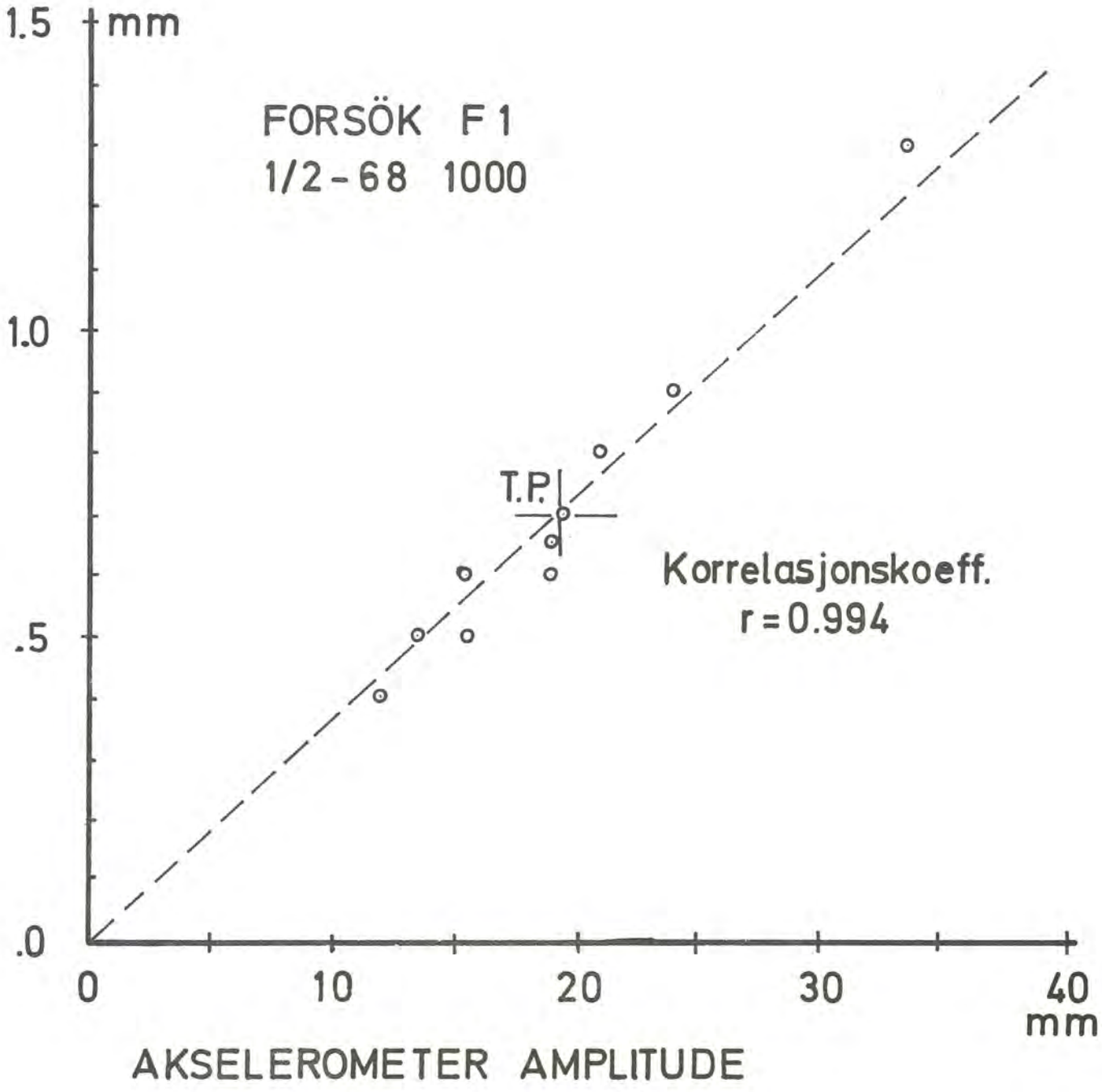
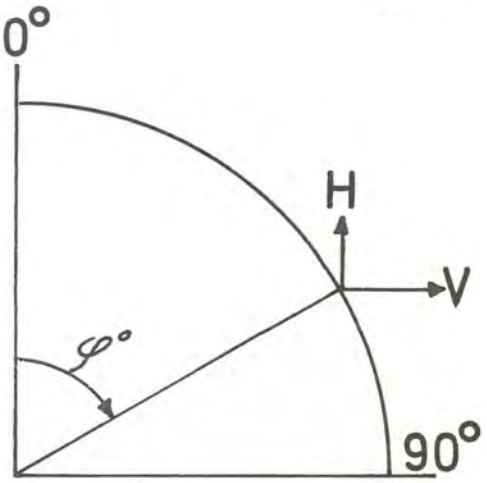


FIG. 7. EKSEMPEL PÅ KORRELASJON MELLOM MÅLTE STÖRRELSER FRA TELLUS OG PIEZOELEKTR. AKSELEROMETER

$$\text{REL.AMPL.} = \frac{\text{HOR.AMPL.}}{\text{VERT.AMPL.}}$$



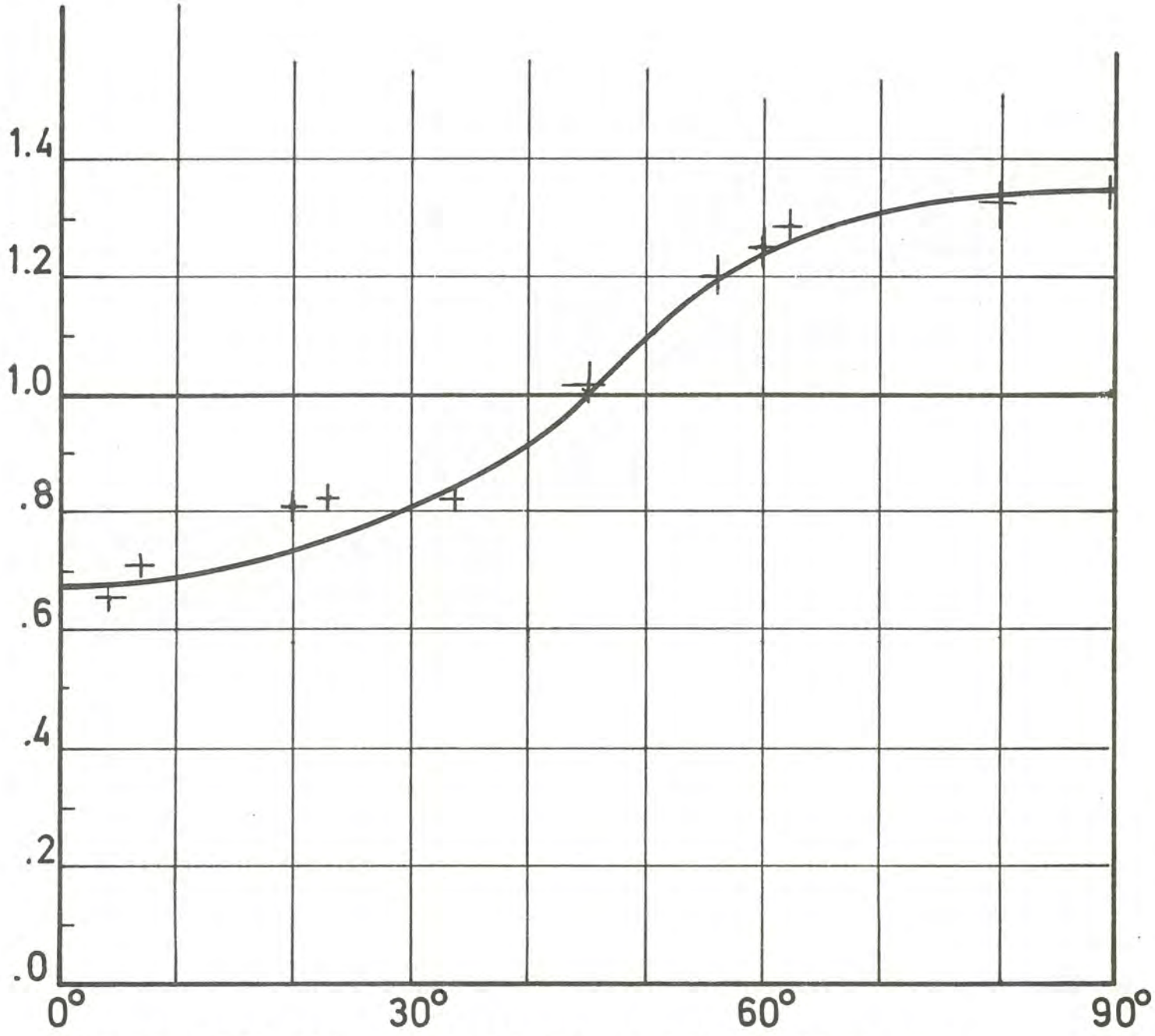


FIG. 8. RELATIV AMPLITUDE SOM FUNKSJON AV KILDENS BELIGGENHET

INGENIØRGEOLOGISK KARTLEGGING I TUNNELER SOM ETTERKONTROLL AV RESULTATENE FRA FORPROSJEKTERINGEN

av

Geolog Henri Barkey
Norges Geologiske Undersøkelse

INGENIØRGEOLOGISK KARTLEGGING I TUNNELER SOM ETTERKONTROLL AV RESULTATENE FRA FORPROSJEKTERINGEN

Ved forprosjektering av tunneler og andre rom i fjellet er det i de fleste tilfeller umulig å skaffe seg et eksakt bilde av fjellets egenskaper og fjellets beskaffenhet på det ønskede nivå hvor en har tenkt å drive tunnelen.

Ved forprosjektering har en følgende grupper av hjelpemidler til disposisjon for å vurdere fjellet:

1. feltundersøkelser eller ingeniørgeologisk kartlegging
2. diamantboring
3. geofysiske målinger
4. in situ målinger i prøvestoller
5. laboratorieundersøkelser

Feltundersøkelser eller ingeniørgeologisk kartlegging er et meget viktig ledd i forprosjekteringsstadiet. Ved kartlegging (og fototolkning) får en et inntrykk av de forskjellige bergarter og dens fordeling i det aktuelle området. Sleppe- og knusningssoner kan kartlegges nøyaktig, og ved oppsetting av sprekkeroser kan en danne seg et bilde av sprekkenes tetthet, fordeling og orientering.

Disse feltobservasjoner er imidlertid meget avhengig av terrengets overdekke (morene, ur, vegetasjon osv.) og topografi.

Ulempene ved overdekke er vel de aller fleste klar over, men færre vet at en kupert topografi øker mulighetene til å kunne tolke de forskjellige ingeniørgeologiske data på det ønskede tunnelnivå.

En overføring av de ingeniørgeologiske data fra feltundersøkelsene til det ønskede tunnelnivå byr i mange tilfeller på en rekke usikkerhetsmomenter fordi overføringen fra terrengoverflaten til tunnelnivået er basert på teoretiske forutsetninger og antagelser.

Diamantboring med orienterte borkjerner og supplert med vanngjennomgangsforsøk (evt. i tillegg bergtrykks- og deformasjonsmålinger) gir en rekke supplerende opplysninger om fjellets egenskaper og beskaffenhet på tunnelnivået, og nå i dag er diamantboring en meget anvendt metode for å supplere feltundersøkelsene.

Likedan har de forskjellige geofysiske metoder fått sin egen plass ved ingeniørgeologisk forprosjektering.

In situ målinger i prøvestoller tar særlig sikte på spesielle målinger som bergtrykks- og deformasjonsmålinger og kombineres fortrinnsvis med undersøkelser for å skaffe eksakte data for driftsopplegget.

Laboratorieundersøkelser på representative steinprøver eller borkjerner gir ytterligere data om bergartenes mineralogiske sammensetning og oppbygningsmåte og dens mekaniske egenskaper.

Det som er viktigst ved forprosjekteringen er å finne frem til en tunneltrasé som etter forholdene er gunstigst og kan drives på billigste måte. Dette vil si at en allerede på forprosjekteringsstadiet mest mulig må forsøke å unngå de fjellpartier hvor en venter bygningstekniske vanskeligheter av betydning, og hvor disse vanskelige fjellpartier ikke kan unngåes må en allerede på forprosjekteringsstadiet forsøke å angi hvor presist disse vanskeligheter kan ventes, av hvilken karakter og omfang de kan være og hvilke sikkerhetstiltak som muligens må benyttes.

Hvor godt de ingeniørgeologiske konklusjoner fra prosjekteringsrapporten stemmer med virkeligheten er et spørsmål som interesserer anleggsingeniører mest..

Er fjellet bra under hele tunneldriften, er det få som bekymrer seg om forprosjekteringsrapporten, og oppsjekking av rapportpremissene ved tunnelkartlegging synes i mange tilfeller å være bortkastete penger. Får en derimot problemer ved anleggsdriften, blir bildet straks annerledes, eksperter blir tilkalt og kartlegging av de vanskelige fjellpartier blir straks satt i gang. Hvorvidt problemene har vært for-

utsett eller kunne ha vært forutsett, er nå et meget sentralt spørsmål.

Systematisk ingeniørgeologisk kartlegging i tunneler synes å kunne gi svar på dette.

Å tolke fra feltobservasjoner hvorledes fjellet sannsynligvis forløper under overflaten og hvordan sprekker, slepper og knusningssoner forløper mot dypet, er i de fleste tilfeller en vurderingssak som avhenger meget av ingeniørgeologens erfaring.

Tunnelkartlegging gir ingeniørgeologen en ypperlig anledning til nøyaktig å konstruere opp forløpet mot dypet av alle bergartsstrukturer og grenser, sprekker og svakhetssoner. Det er som om den tredje dimensjon i fjellet åpner seg for ham.

Ut fra tunnelobservasjonene kan ingeniørgeologen danne seg et eksakt bilde av på hvilken måte de forskjellige ingeniørgeologiske iaktagelser fra overflaten forløper mot dypet og hvilken innflytelse de der har på tunneldriften.

Det er en fordel når denne etterkontroll kan utføres på stuffen, ikke bare får ingeniørgeologen et bedre inntrykk av de faktiske anleggsforhold på stedet, men det er også lettere å kartlegge på stuffen og studere de forskjellige ingeniørgeologiske aspekter.

Dersom forholdene skulle vise seg annerledes enn det som var forutsatt, vil en i tillegg ha muligheten til å kunne revurdere forholdene på et tidligst mulig tidspunkt.

Alle data fra tunnelkartleggingen må en etterpå analysere og katalogisere i forhold til det som er kommet frem ved overflateundersøkelsene på et tidligere undersøkelsestrinn.

Det er bare på denne måte at en ingeniørgeolog får anledning til å skaffe seg de nødvendige erfaringsdata.

Som et ledd for å skaffe seg et bredere erfaringsgrunnlag for forprosjektering av anlegg i fjell, har Geofysisk avdeling ved Norges geologiske undersøkelse i samarbeid med Statskraft-

verkene i 1964 satt i gang en systematisk ingeniørgeologisk kartlegging av en rekke tunnelprosjekter ved Tokke-, Tunnhovd-, Rana- og Trollheimen-anleggene. Dessuten ble også en del tunneler ved Kvænangen- og Uste-Nes anleggne kartlagt og undersøkt.

I alt er på denne måte ca. 80 km tunnel gjennom meget forskjellige bergartstyper systematisk kartlagt. På grunn av personalmangel er bearbeiding av materialet ikke ennå kommet langt nok til at resultatene fra disse undersøkelser kan publiseres.

Ved kartleggingen er det i første rekke lagt vekt på å måle lagstillingen, stikk og sleppers stilling, karakter og tetthet, vannlekkasje, bergartsvariasjoner, bergtrykksfenomener osv.

I tillegg ble de forskjellige sikkerhetstiltak som er brukt for å gardere seg mot vanskelige fjellpartier tatt med ved tunnelkartleggingen.

Observasjonspunktene har ca. 10 m interval, og på denne måte er alle gjennomsettende stikk og sprekker kartlagt og klassifisert etter stikk/sprekkeflatenes karakter og belegg. Der hvor det opptrer leire eller leirbelegg blir ekstra prøver tatt til undersøkelse av leirtypen.

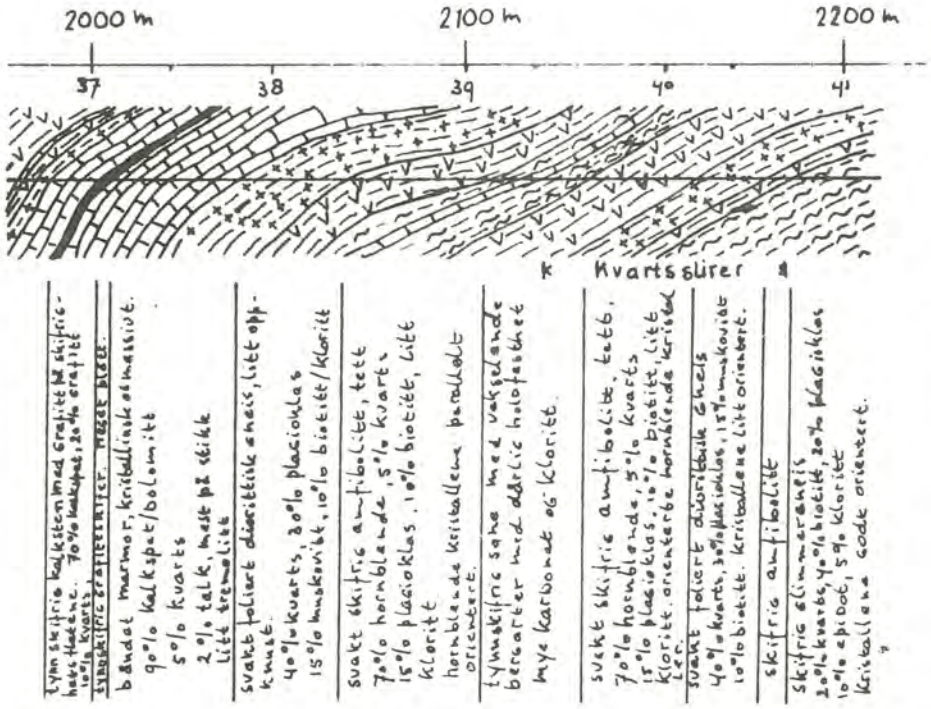
Det blir tatt systematiske prøver fra alle forskjellige bergarter, minst en hver 100 m, til bl.a. mikroskopunder søkelser. I tillegg blir det også tatt store blokkprøver fra alle viktige bergartstyper, minst en blokk hver 500 m.

Det er blokkprøvene som brukes til å fremskaffe laboratoriedata for bergartenes mekaniske og fysiske egenskaper, mens det på de mindre steinprøver (etter at det er tatt et lite stykke for arkivering og mikroskopering) bare blir tatt spesifikk vekt, sprøhetstall og flisighetstall, som da etterpå sammenholdes med lignende data fra blokkprøvene, slik at en får et bilde av hvor representative blokkprøvene er.

Ved siden av å studere driftsmetodikken og driftsopplegget

ved de forskjellige tunnelprosjekter innhenter vi også fra tunnelrapportene data som influerer mest på driftsøkonomien. Disse data er: overmasser (dette vil si tunneltverrsnittets avvik fra det teoretiske profil), sprengstofforbruk, inndrifts %, borkroneslitasje, bormeter/m^3 fjell, antall timer fjellrensk på stuffen og antall timer ekstra fjellrensk og andre sikkerhetstiltak.

Disse data har vi forsøkt å plotte sammen med data fra tunnelkartleggingen og laboratorieundersøkelsene (fig. 1 og 2). På denne måten blir prognosene fra overflateundersøkelsene ikke bare kontrollert, men en får kansje også et inntrykk av hvilke geologiske parametere som influerer mest på driftsresultatene, og med dette håper vi å kunne bidra til at våre ingeniørgeologer blir bedre rustet til nye prosjekter.

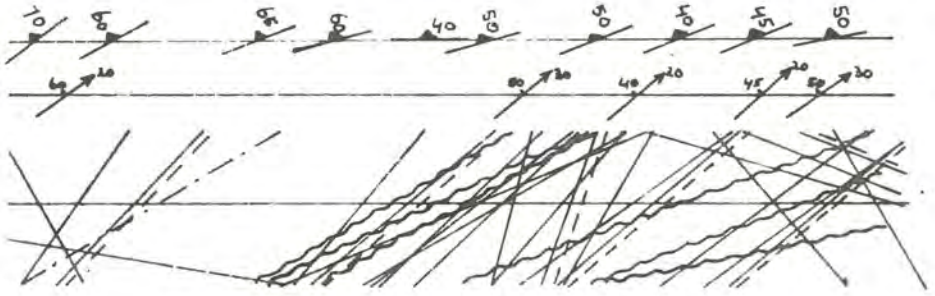


OVERFØRING KALVATN

steinprøver

GEOLOGI
vertikal profil

MINERALOGI
og
PETROGRAFI

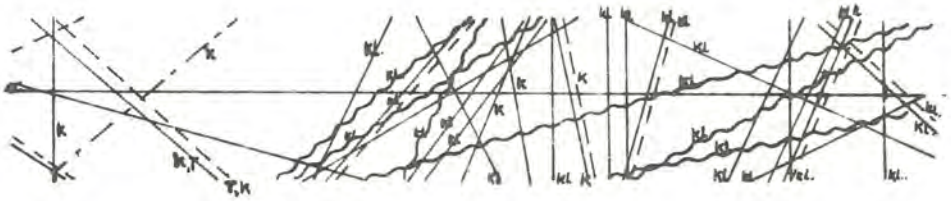


strøk og fall

foldningsakser

SPREKKER, SLEPPER, osv.

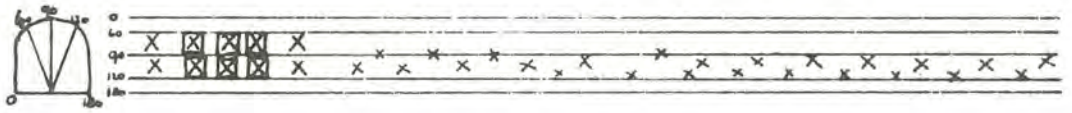
horisontal skitt
slepper
store sprekker
mindre sprekker
skikk systemer



SPREKKER, SLEPPER, osv.
vertikal tunnel profil

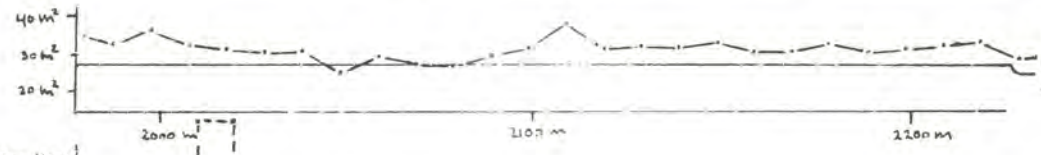
K = kalkspat
Kl = kloritt
T = talk

VANNLEKKASJE
● mye
○ middels
· litt

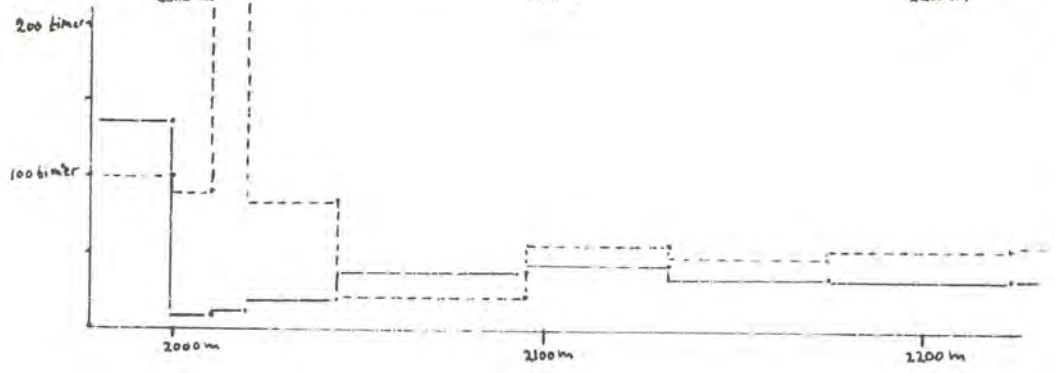


SIKKERHETSTILTAK
x bolt
⊠ bolt + netting

BERGTRYKKSfenomener
"falsk" skifrighet
avskalling



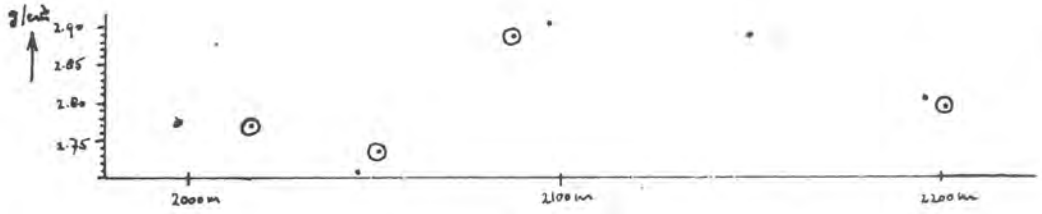
OVERMASSER
målt tunnel overskrift
teoretisk tunnel overskrift



RENSK og ANDRE SIKKERHETS TILTAK i timer/uke

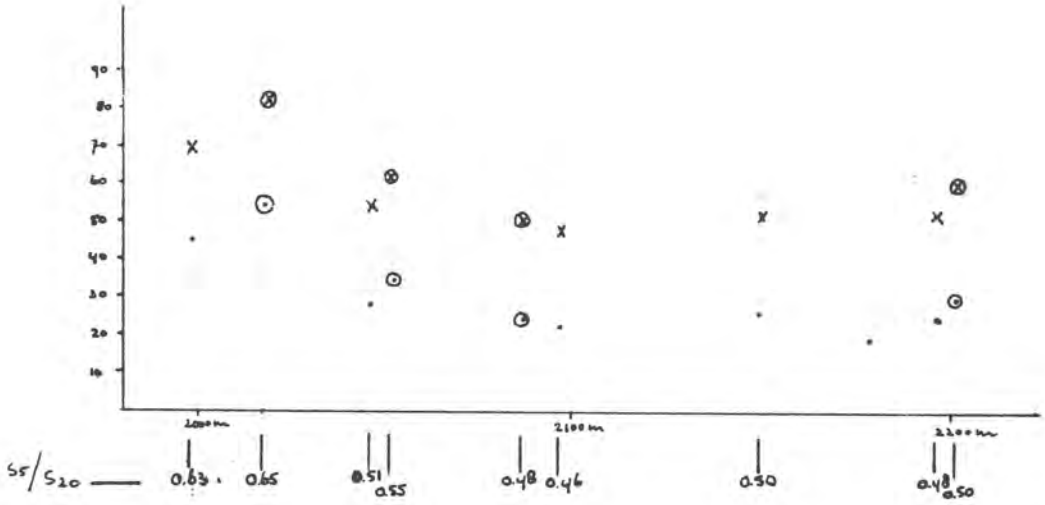
—— rensk på stuffen
---- ekstra rensk osv.

Fig. 1



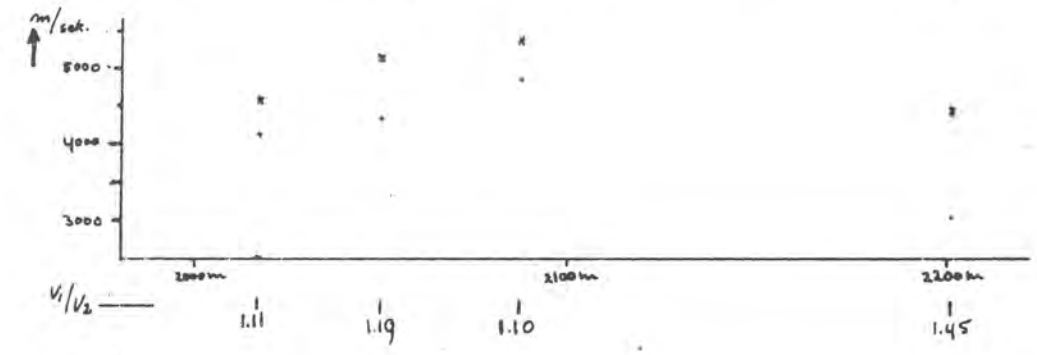
Spesifikk vekt

⊙ blokk prøver
. små prøver



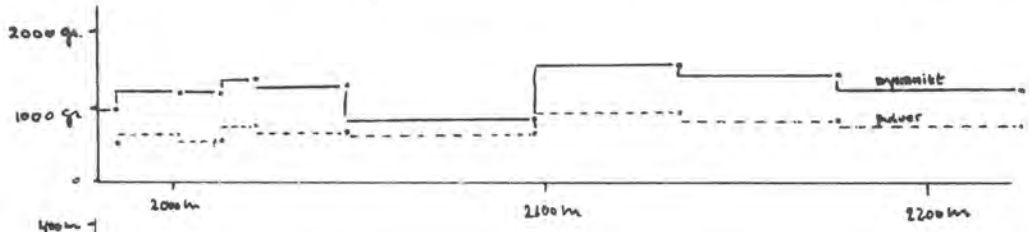
Sprøhetstal

. sprøhetstal ved 5 slag (S_5)
× sprøhetstal ved 20 slag (S_{20})
⊙ S_5 fra blokkprøve
⊗ S_{20} fra blokkprøve

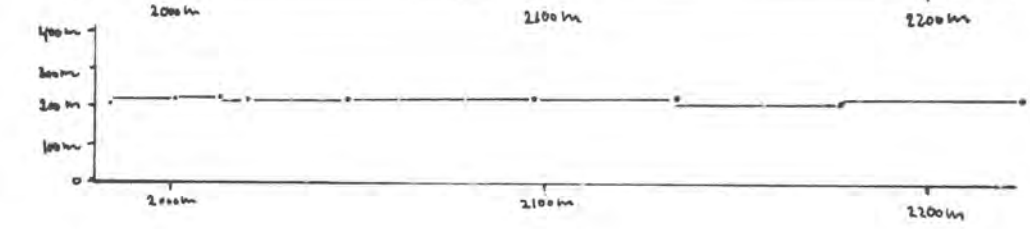


Lydgjennomgangshastighet

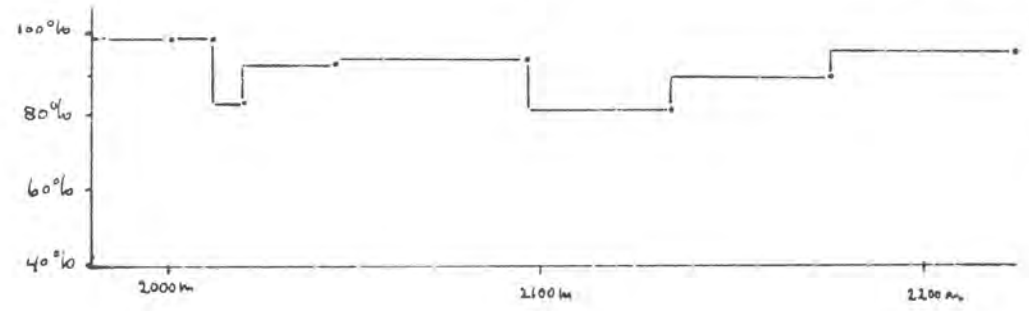
× Lydhastighet // lagdeling V_1
. Lydhastighet ⊥ lagdeling V_2



Sprengstoffforbruk per m³



Borkron. Livslengde i bormeter



Gjennomsn. brytning i %

Fig. 2.

GEOFYSISKE METODER ANVENDT VED FORPROSJEKTERING AV ANLEGG I FJELL

av

Sivilingeniør Gustav Hillestad
Norges Geologiske Undersøkelse

GEOFYSISKE METODER ANVENDT VED FORPROSJEKTERING AV ANLEGG I FJELL

Innledning

Det kan nevnes en rekke geofysiske metoder som i en viss utstrekning har vært anvendt for å belyse problemer i forbindelse med anlegg i fjell. Jeg har imidlertid valgt å konsentrere meg om de 2 metoder som hittil har fått størst anvendelse, nemlig den seismiske refraksjonsmetode og den elektriske resistivitetsmetode. Begge disse metoder egner seg bl. a. til bestemmelse av fjellets beliggenhet i overdekte områder og for å gi holdepunkter for vurdering av fjellets kvalitet.

Seismisk refraksjonsmetode

Den seismiske refraksjonsmetode bygger på det forhold at elastiske bølger forplanter seg med forskjellig hastighet i ulike materialer. I løsmasser er det betydelige overlappinger i hastighetsintervallene, slik at en identifisering av materialene vanskelig kan foretas bare på seismisk grunnlag. Dog vil lydhastigheten i fast fjell her i landet vanligvis være betydelig høyere enn i alle typer løsmasser. En effektiv måte å frembringe elastiske bølger er å detonere en sprengladning umiddelbart under terreng. Et alternativ er å slå i bakken med en slegge. Fig. 1 antyder utbredelse av en bølgefront fra en eksplosjon. Refraksjonsmålinger foregår normalt langs rettlinjete profiler, hvor f.eks. 12 seismometre blir plassert med jevne mellomrom på bakken. Seismometrene produserer elektriske spenninger i takt med bevegelsene i bakken. Via forsterkere og galvanometre blir bevegelsene gjengitt på en film, og man får et seismogram. Et eksempel er vist på fig. 2. På dette kan en avlese tidene som har medgått fra skuddøyeblikket til seismometrene begynner å svinge. Tidene avsettes i et såkalt løpetidsdiagram, som gir

grunnlag for bestemmelse av lydhastigheter og dyp til sjiktgrenser. Vi kan definere en lydstråle som en perpendikulær til bølgefronten. En lydstråle som treffer en sjiktgrense, blir avbøyet slik at

$$\frac{\sin i}{\sin R} = \frac{V_1}{V_2}$$

hvor i = innfallsvinkel for strålen

R = refraksjonsvinkel for strålen

V_1 = lydhastighet i sjikt nr. 1

V_2 = lydhastighet i sjikt nr. 2

For en bestemt kritisk verdi av i vil refraksjonsvinkelen bli 90° og lydstrålen vil følge sjiktgrensen med den høyeste hastigheten. Endel av energien blir refraktert tilbake mot terrengoverflaten under den kritiske vinkel i_c. Fig. 3 viser strålegangen i vertikalsnitt gjennom grunnen for et enkelt 2-sjiktproblem som kan svare til et jevntykt leirlag på fjell. Det tilhørende løpetidsdiagram er også vist. Lydhastighetene er gitt ved skråningen av de 2 kurvegrener, og den såkalt knekkpunktavstand K ved deres skjæringspunkt. I avstander fra skuddet K vil de refrakterte stråler fra fjell nå frem før de direkte stråler langs terrengoverflaten. Fra geometriske betraktninger får en det enkle uttrykk for dypet til sjiktgrensen

$$D = \frac{K}{2} \sqrt{\frac{V_2 - V_1}{V_2 + V_1}}$$

Hvis sjiktgrensen skråner i forhold til terrengoverflaten, trenger man et skudd også i den annen ende av seismometerutlegget for å få bestemt dyp, skråning og den sanne hastighet i det dypere sjikt. Formlene blir litt mer kompliserte enn ovenfor angitt. Når det er mer enn ett sjikt i overdekket, kan det bli komplikasjoner av prinsipiell karakter. Vi skal først se på det gunstigste tilfelle, som heldigvis later til å forekomme hyppigst. Fig. 4 viser strålegang og løpetidsdiagram for et 3-sjiktproblem. Til hvert sjikt svarer det en linje i diagrammet, og det vil være tilfelle også om en øker sjiktantallet ytterligere,

vel å merke hvis lydhastighetene øker fra sjikt til sjikt nedover. Diagrammet gir 3 hastigheter og 2 knekkpunktavstander. Disse data er nok til å beregne dypene til de 2 sjiktgrenser. I diagrammet er antydet virkningen av noen anomalier i sjiktgrensene.

Blind sone

Hvis tykkelsen av sjikt nr. 2 kommer under en viss størrelse, som avhenger av tykkelsen av det øverste sjikt samt av forholdet mellom hastighetene, vil de refrakterte impulser fra den øverste sjiktgrense aldri være første ankomster, og de vil derfor være vanskelig å oppdage. Det svarer til at punktene som skulle gi kurvegren nr. 2 blir liggende høyere enn skjæringspunktet mellom gren nr. 1 og nr. 3. Man sier at det foreligger en "blind sone", og de beregnede dyp til nedre sjiktgrense kan bli alt for små. I noen tilfeller kan det være grunn til mistanke om at det fins et slikt sjikt nr. 2, f.eks. på grunnlag av målinger i nærheten, hvor sjiktet er mektig nok til å gi første ankomster. Da kan en beregne det største mulige dyp til den nedre sjiktgrense.

Skjulte sjikt

Et annet hovedtilfelle som kan gi grunnlag for betydelige feiltolkninger, er antydet på fig. 5.

Her får man overhode ingen refrakterte impulser fra den første sjiktgrense fordi $V_2 < V_1$. Strålene refrakteres da mot innfallsloddet, og vil først sendes tilbake fra den neste sjiktgrense hvor hastigheten tiltar. Hvis lavhastighetssjiktet har en betydelig mektighet, vil de beregnede dyp til fjell bli alt for store. Denne situasjon kan være ganske normal om vinteren, hvor teledannelsen gjerne forårsaker stor hastighetsøkning i toppsjiktet. Metoden svikter da, medmindre man er istand til presis tipping av hastigheten i den ufrosne løsmasse.

Usikkerhet i seismiske dybdebestemmelser

Når man skal vurdere usikkerheten i en måleserie, må man videre ta i betraktning forhold av instrumentteknisk

karakter, som kan ha betydning for avlesningsnøyaktigheten for løpetidene. Grunnstøynivået kan ofte spille en vesentlig rolle for kvaliteten av seismogrammene. I et sterkt forstyrret område blir man tvunget til å arbeide med lav forsterkning samtidig som man øker sprengladningene så mye som man mener er forsvarlig og praktisk. Et stort antall sjikt og uregelmessige relieffer vil hver for seg - og spesielt i kombinasjon - komplisere beregningene og øke usikkerheten. Trange kløfter kan ofte antydes, men man kan ikke angi hvor dypt de stikker. Ved enkle geologiske forhold vil en kunne oppnå dybdebestemmelser med en gjennomsnittlig usikkerhet på ca. 10 % for dyp $\geq$ 5 m. Men "blinde soner" og skjulte lag kan ofte føre til mangedobling av feilene. På tross av de anførte vanskeligheter vil jeg hevde at seismiske refraksjonsmålinger i svært mange tilfelle viser seg å være en rask og billig metode for å påvise fjellets beliggenhet med rimelig nøyaktighet. Alternative anleggssteder kan ofte sjaltes helt ut bare på grunnlag av seismikken og uten å ty til kostbare boringer. På steder som viser seg å være aktuelle, bør det som regel foretas endel sikre boringer, som de seismiske data kan korreleres med.

Fjellkvalitet

Når det gjelder vurdering av fjellets kvalitet fra seismiske målinger, har det vært vanlig å bruke de registrerte lydhastigheter som kriterium. Høy hastighet vil som regel svare til godt, solid fjell. Laboratorieundersøkelser av et stort antall forskjellige bergartsprøver gir det hovedinntrykk at elastisitetsmodulen øker med økende lydhastighet. Men det er atskillig spredning i resultatene, som fig. 6 viser. En lydstråle vil alltid forsinkes når den passerer tvers på en fjellsprekk, og det vil resultere i en lavere lydhastighet mellom geofonene på hver side av sprekken. Når det derfor registreres minking av lydhastigheten over kortere eller lengre strekninger, er det rimelig å anta at årsaken er oppsprekning, såfremt målelinjen ikke har krysset bergartsgrenser.

Når jeg hittil har snakket om lydhastighet, har det hele tiden vært underforstått hastigheten av longitudinalbølger. Blandt de forskjellige bølgetyper som brer seg ut fra en eksplosjon, er disse de raskeste og kalles derfor ofte primærbølger. Vi har følgende relasjon for hastigheten

$$V_p = \sqrt{\frac{E}{\rho} \cdot \frac{(1-\mu)}{(1+\mu)(1-2\mu)}}$$

hvor E = elastisitetsmodul

ρ = spesifikk vekt

μ = Poisson's tall

En ser umiddelbart av formelen at V_p øker med E hvis en forutsetter at ρ og μ holder seg noenlunde konstant. Imidlertid kan en komme galt avsted hvis en bygger på disse forutsetninger, og derfor er det meget interessant at det på flere hold i de senere år er blitt eksperimentert endel med å registrere også transversalbølger. Formelen for hastighet av disse bølger er

$$V_s = \sqrt{\frac{E}{\rho} \cdot \frac{1}{2(1+\mu)}}$$

Ved å kombinere likningene for de 2 hastigheter får en Poisson's tall:

$$\mu = \frac{\frac{1}{2} \cdot \left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 1}{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 1}$$

og

$$E = \rho \cdot V_s^2 \left(\frac{3V_p^2 - 4V_s^2}{V_p^2 - V_s^2} \right)$$

I den siste likningen må en sette inn en antatt verdi for tettheten, hvis det ikke foreligger data fra f.eks. borkjerner.

Jeg tar med noen tall fra en kanadisk undersøkelse over en skiferbergart i Ontario.

Dyp i meter	V_p m/s	V_s m/s		$E_{-1} \cdot 10^9$ cm g s^{-2}	
0 - 2	180	90	0.33	0.62	Tørr, løs, forvitret skifer
2 - 6	3050	270	0.499	5.4	Vannmettet, atskillig forvitret.
6	3050	1525	0.33	154	Fast, uforvitret.

Hvis en her bare hadde longitudinalhastigheten å bygge på, ville en slutte seg til at det faste fjell var å finne på 2 m dyp. Tilleggsopplysningen som en får ved også å registrere transversalhastigheten, viser dog at dypet til fast fjell er 6 m.

For å kunne registrere transversalbølger må man benytte 3-komponent geofoner istedenfor de vanlige vertikalgeofoner som brukes når en bare er interessert i longitudinalbølgene. Videre er sjokk-kilden av betydning, idet det later til at sjokk fra fall-lodd eller hammerslag gir større andel transversalbølger enn en får fra eksplosjoner.

Når en måler V_p eller E direkte på borkjerner, får en som regel høyere verdier enn de seismisk målte. En sammenlikning av resultatene vil gi et inntrykk av graden av oppsprekning.

Resistivitetsmålinger

Den annen type målinger som jeg skal komme litt inn på - elektriske resistivitetsmålinger - går ut på bestemmelse av den elektriske ledningsevne i undergrunnen fra målinger langs terrenget eller også i borhull.

Det fins en rekke forskjellige fremgangsmåter for slike bestemmelser, men felles for de fleste er at det benyttes 2 elektroder for tilførsel av strøm til undergrunnen og 2 elektroder for måling av potensialdifferenser. Jeg skal skissere den såkalte Wenner - konfigurasjon, som er enkel

både i bruk og ved beregning av tilsynelatende spesifikk motstand.

De 4 elektroder anbringes med innbyrdes lik avstand langs en rett linje. Se fig. 7. Strømmen tilføres gjennom ytterelektrodene, og den resulterende spenning avleses over midtelektrodene. En kan sette opp et uttrykk for den tilsynelatende spesifikke motstand av grunnen, som man kan regne med gjelder ned til et dyp = elektrodeavstanden a:

$$\rho_t = 2\pi a \cdot \frac{V}{I}$$

Dimensjonen er ohm-meter eller ohm-centimeter.

Er undergrunnen homogen, vil denne verdi falle sammen med den sanne spesifikke motstand. Hvis det foreligger materialvariasjoner innenfor dypet a, vil den beregnede motstand være en middelverdi av de spesifikke motstander i de tilstedeværende materialer. Når man skal foreta en dybdesondering i et punkt, ekspanderer man elektrodesystemet trinnvis og symmetrisk om målepunktet slik at strømmen etterhvert trenger dypere ned i grunnen. De beregnede verdier for tilsynelatende spesifikk motstand avsettes i forhold til elektrodeavstanden a, gjerne på dobbelt-logaritmisk papir. Hvor man har en horisontal diskontinuitet i grunnen, kan man få en kurve som vist på fig. 8. Kurven starter på motstandsverdien i øverste sjikt og nærmer seg asymptotisk verdien for det underliggende medium. Når flere enn 2 sjikt blir berørt av målingene, blir naturligvis kurvebildet mer komplisert. Evt. laterale motstandsvariasjoner vil også innvirke på måleresultatene. Det er utarbeidet forskjellige metoder for kvantitativ interpretering av motstandskurver, men de har dessverre alle den begrensning at de bare gjelder for nær horisontal lagdeling. En metode går ut på å sammenlikne målekurvene med kurver fra et atlas med ferdiglagede kurver, som dekker et stort antall motstands- og mektighetsforhold i opp til 4 sjikt. En kurveskare som gjelder 2 sjikt er vist på fig. 9.

Strømtransporten i undergrunnen er i vesentlig grad elektrolytisk. Fuktighet og mengde av oppløste salter spiller en særdeles viktig rolle. Tabellverdier over spesifikk

motstand varierer derfor ganske mye med lokale forhold, men jeg skal antyde noen tall.

	Ohm-meter
Leire m. 40 % vann	8
Leire m. 20 % vann	33
Leire, meget tørr	50 - 150
Sand m. 90 % vann	130
Sand, relativt tørr	3000 - 8000
Sandstein	500 - 10000
Gneis, granitt	5000 - 10^6

Fjellsprekker som er fylt med vann eller leire, vil ha betydelig lavere motstand enn det omgivende faste fjell. Jeg skal gjengi noen kurver fra en artikkel av V. Fritsch, som belyser dette forhold. Se fig. 10. Anomaliene blir særlig store når en måler parallelt med sprekkesystemene.

Ved å gå langs en målelinje med en Wenner - konfigurasjon som forflyttes i passe trinn, idet en beholder elektrodeavstanden a konstant, kan en oppnå å lokalisere eventuelle sprekker. Betingelsene for et vellykket resultat er at overdekket er forholdsvis jevntykt, homogent og av liten mektighet, slik at ikke for mange overdekke-effekter opptrer i kurvene. Elektrodeavstanden må være så stor at en betydelig del av strømmen trenger ned i fjellet. En prøver gjerne å velge a 1.5 - 2 ganger så stor som midlere overdekkemektighet. Det kan være aktuelt å måle langs flere kryssende linjer for å undersøke om oppsprekningen har noen fremtredende retning. Fjellsprekker kan også lokaliseres ved at man fører ned en elektrodeanordning i borhull og måler motstanden trinnvis langs hullet. Fritsch beskriver en spesialanvendelse som gjelder kontroll av injeksjoner i oppsprukket fjell. Han opererer med følgende verdier for spesifikk motstand i de aktuelle materialer:

Oppsprukket fjell	500 - 5000	ohm-m
Vann i sprekkene	50 - 150	ohm-m
Injeksjonsmasse	1 - 5	ohm-m

Før injeksjonen utføres en måleserie i borhullet og sprekke-

volumet bestemmes i en tilordnet sylinder med diameter = 5 m. Etter injeksjonen gjentas måleserien, og man kan beregne i hvilken grad injeksjonsmassen har erstattet sprekkevannet i sylinderen. Herved får man retningslinjer for å vurdere nødvendigheten av ytterligere injeksjon.

Resistivitetsinstrumentet kan lages meget hendig og robust. Det er vanlig å bruke vekselstrøm av lav frekvens, for derved unngår man polarisasjonseffekter ved elektrodene og naturlige jordstrømmer vil ikke forstyrre måleresultatene. Vekselstrømmen kan frembringes av en håndrevet generator eller av tørrbatterier i forbindelse med en vibrator. Instrumentene er gjerne slik innrettet at man ikke avleser V og I separat, men forholdet mellom dem direkte i ohm.

Integrerte undersøkelser

En kombinasjon av seismiske refraksjonsmålinger og resistivitetsmålinger vil ofte by på store fordeler. Er det god overensstemmelse mellom de uavhengige tolkninger av de 2 undersøkelser, burde resultatene kunne anses som pålitelige. Hvis derimot overensstemmelsen er dårlig, kan det f.eks. skyldes at det foreligger skjulte lag eller "blinde soner" som omtalt under seismikken. En har da et bedre materiale for å vurdere hvor det er særlig nødvendig med kontrollboringer. Når en kombinerer de registrerte lydhastigheter med tilhørende motstandsverdier har en videre et langt bedre grunnlag for identifisering av materialsorter enn en ville ha ut fra en av målemetodene alene. En kan sette opp en skjematisk, semikvantitativ relasjon, som det er vist et eksempel på i fig. 11. De geofysiske data bør helst vurderes ut fra et best mulig kjennskap til måleområdets geologi.

Andre geofysiske metoder

Jeg skal tilslutt såvidt berøre noen andre geofysiske metoder som kan være til nytte ved forprosjektering av anlegg i fjell.

Elektromagnetiske målinger

Ved EM-målinger blir undergrunnen påtrykt et primært vekselstrømfelt. Det kan skje konduktivt ved elektroder i bakken eller induktivt fra en senderspole. Over en mottakerspole avleses et sekundærfelt, som vil være en resultant av primærfeltet og av et felt som skyldes strømmer i eventuelle ledende soner i undergrunnen, f.eks. svakhetssoner i fjell. Siden primærfeltet kan tilføres induktivt, vil målinger kunne utføres også over en elektrisk isolator som f.eks. is.

Indusert polarisasjon

Elektriske ledere blir polarisert av elektrske felt. I de fleste ledere forsvinner polarisasjonen momentant når feltet blir borte. Men i enkelte materialer opprettholdes polarisasjonen i noen brøkdeler av ett sekund. Det gjelder for finfordelte malm-mineraler og kolloidale partikler. Ved I.P.-målinger blir likestrøm tilført undergrunnen, og den induserte polarisasjon måles meget kort tid etterat strømmen slås av. En mulig anvendelse skulle være påvisning av svelleleire, idet montmorillonitt gir større effekter enn kaolinitt. Målingene kan også gi spesifikk resistivitet.

Magnetiske målinger

Med et megnetometer kan en måle jordens magnetiske felt og evt. forstyrrelser i feltet som skyldes magnetiske materialer i grunnen. Under visse forhold kan bergartsgrenser og forkastninger påvises i overdekte områder. Magnetometeret kan lages meget enkelt, hendig og rimelig, og målingene utføres av 1 mann.

Litteratur:

FRITSCH, V.: " Geoelektrische Baugrunduntersuchung ". Die Bautechnik, 31. Jahrgang, Heft 10, Oktober 1954.

GRIFFITHS, D. H. & KING, R. F. (1965): " Applied Geophysics for Engineers and Geologists ".

SWAIN, R. J.: " Recent Techniques for Determination of "In-Situ" Elastic Properties and Measurement of Motion Amplification in Layered Media ", Geophysics, vol. 27, p. 237 - 241.

BØLGEUTBREDELSE I UNDERGRUNNEN

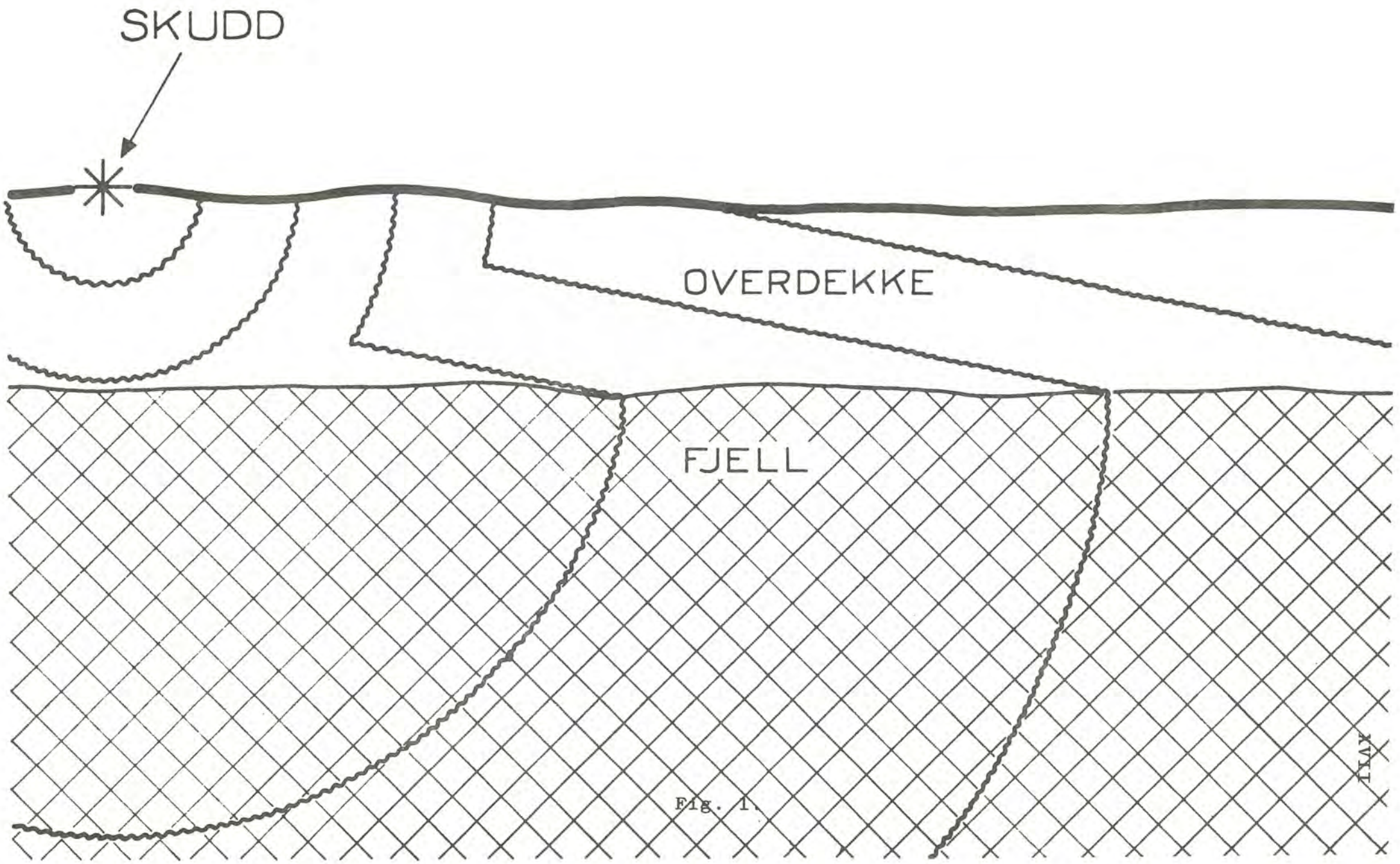


Fig. 1.

Fig.2

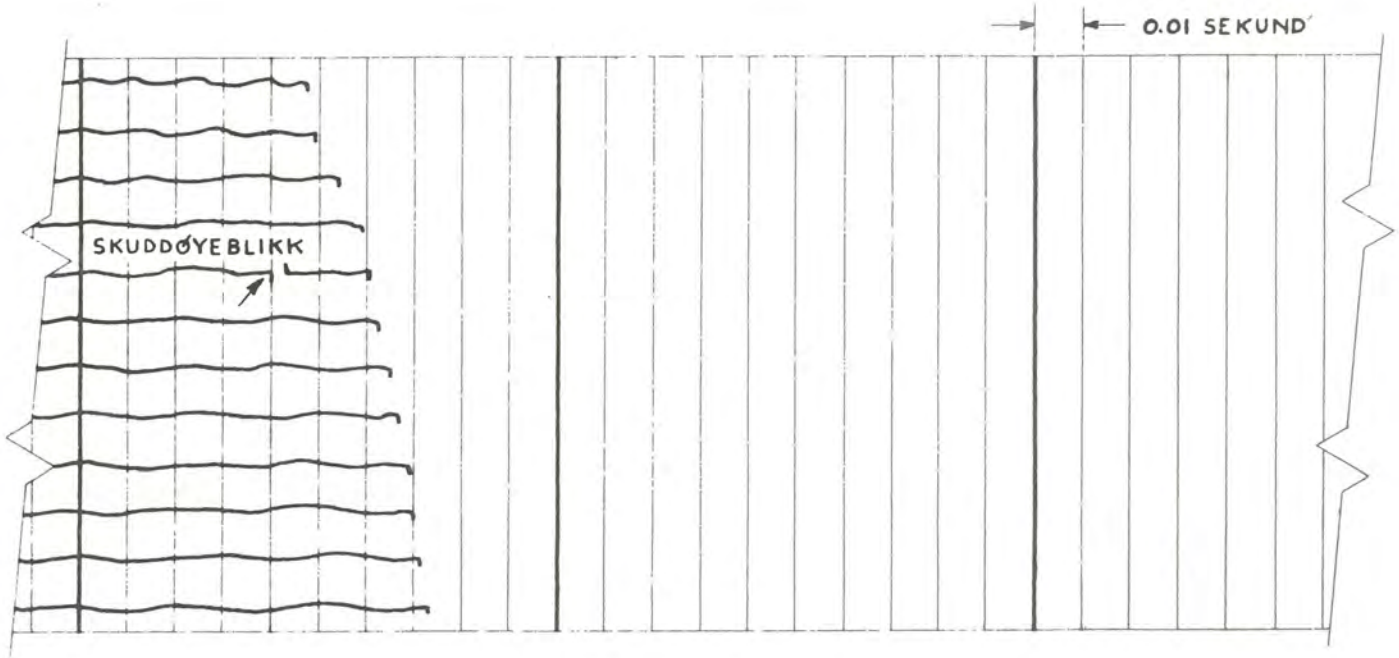


Fig.3

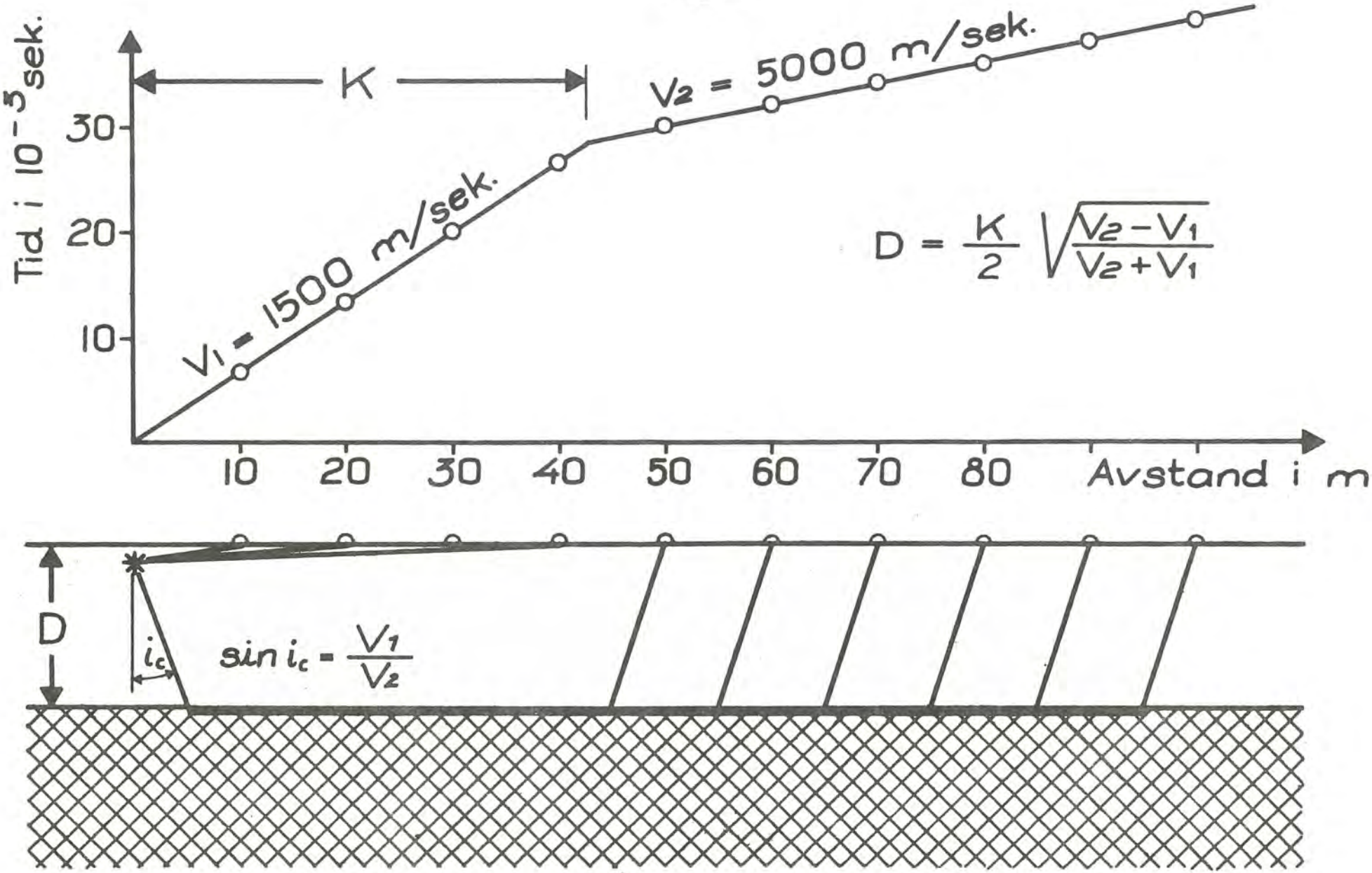

Tid i 10^{-3} sek.
30
20
10
K
V_1 = 1500 m/sek.
V_2 = 5000 m/sek.
$D = \frac{K}{2}\sqrt{\frac{V_2 - V_1}{V_2 + V_1}}$
10 20 30 40 50 60 70 80 Avstand i m
D
i_c
$\sin i_c = \frac{V_1}{V_2}$

Fig.4

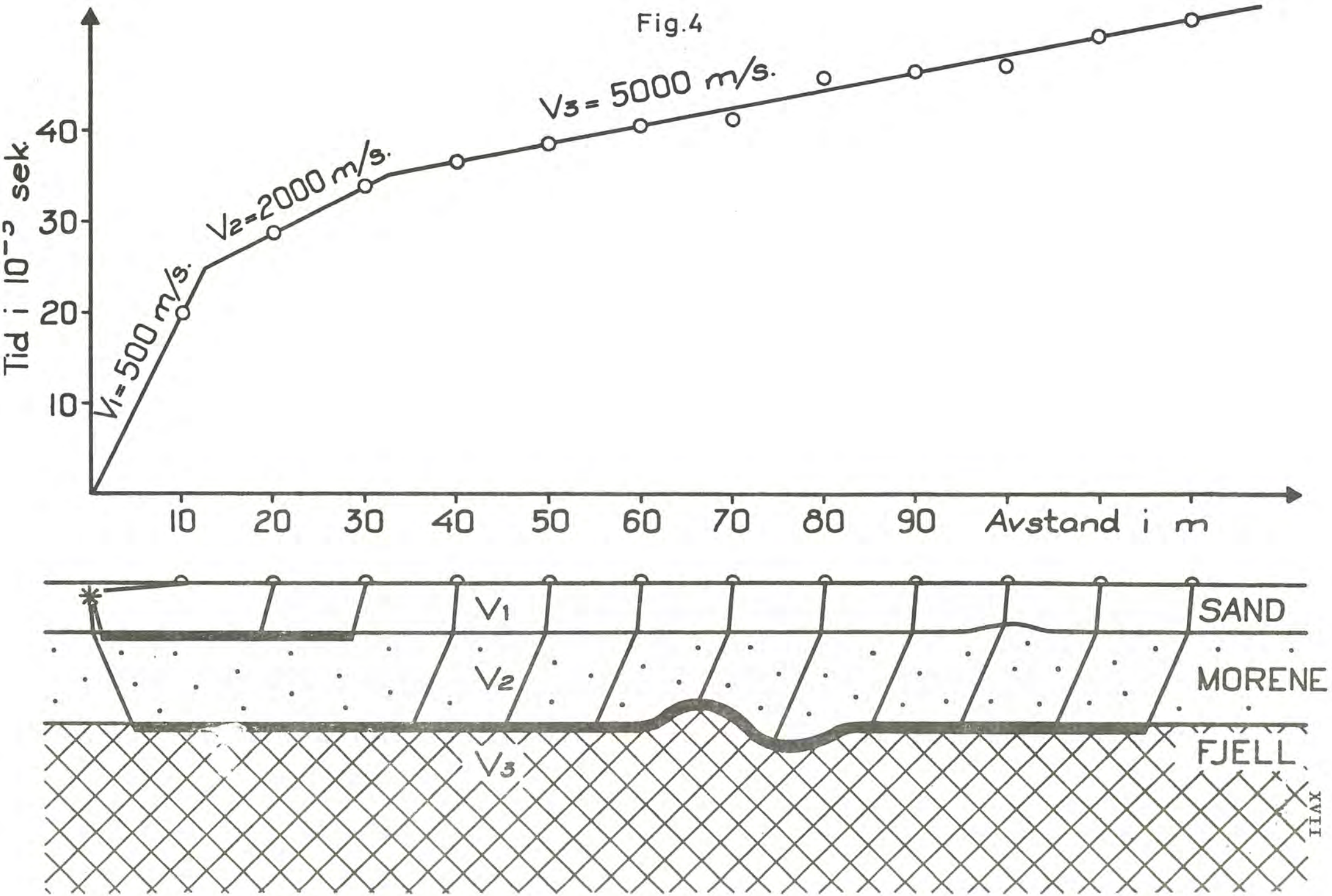
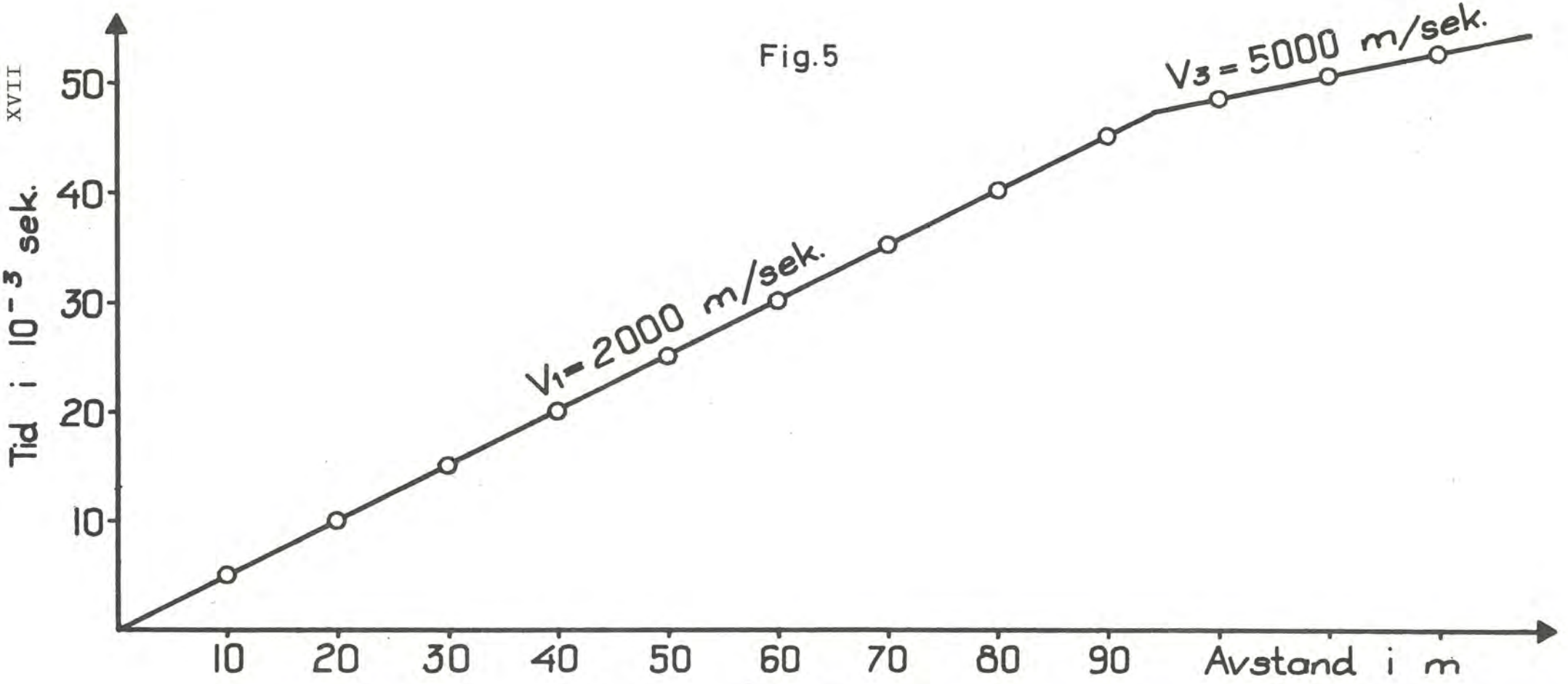

Tid i 10^{-3} sek.
40
30
20
10
V_1= 500 m/s.
V_2=2000 m/s.
V_3= 5000 m/s.
10 20 30 40 50 60 70 80 90 Avstand i m
V_1
V_2
V_3
SAND
MORENE
FJELL
XVII
IIAX

Fig.5


Tid i 10^{-3} sek.
50
40
30
20
10
V_1 = 2000 m/sek.
V_3 = 5000 m/sek.
10 20 30 40 50 60 70 80 90
Avstand i m

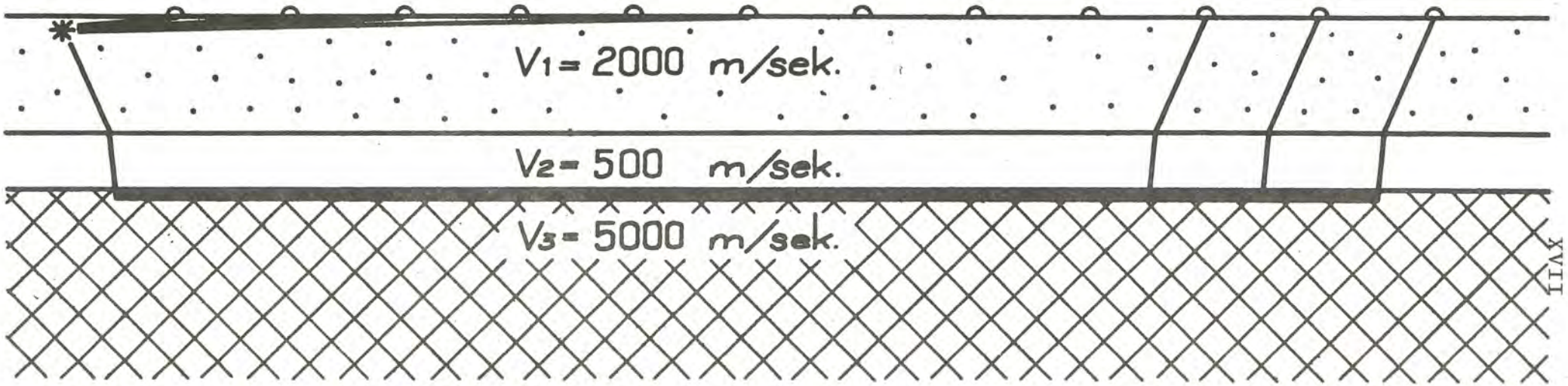

V_1 = 2000 m/sek.
V_2 = 500 m/sek.
V_3 = 5000 m/sek.

Fig.6

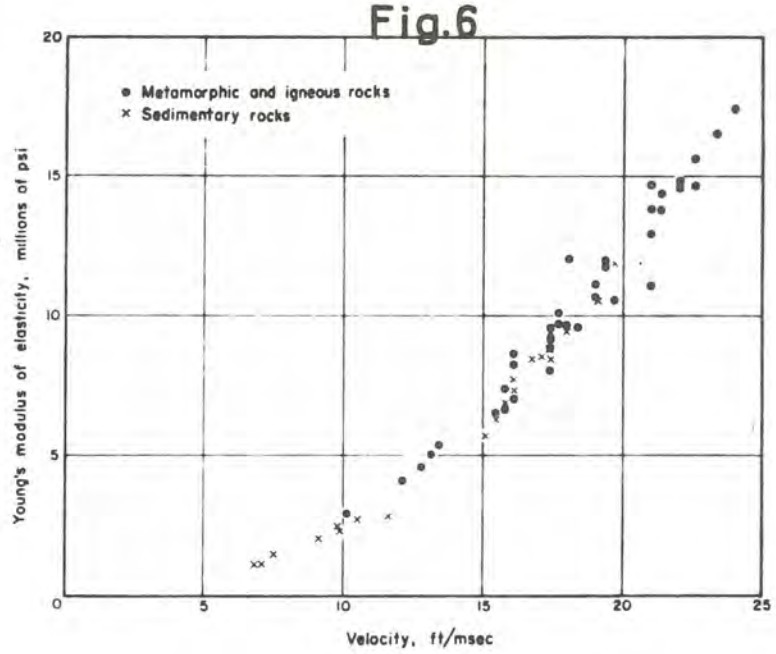


Fig.7

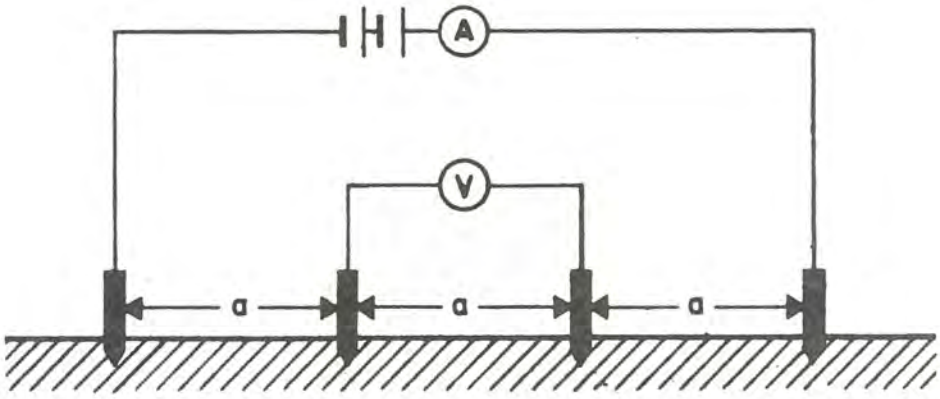


Fig.8

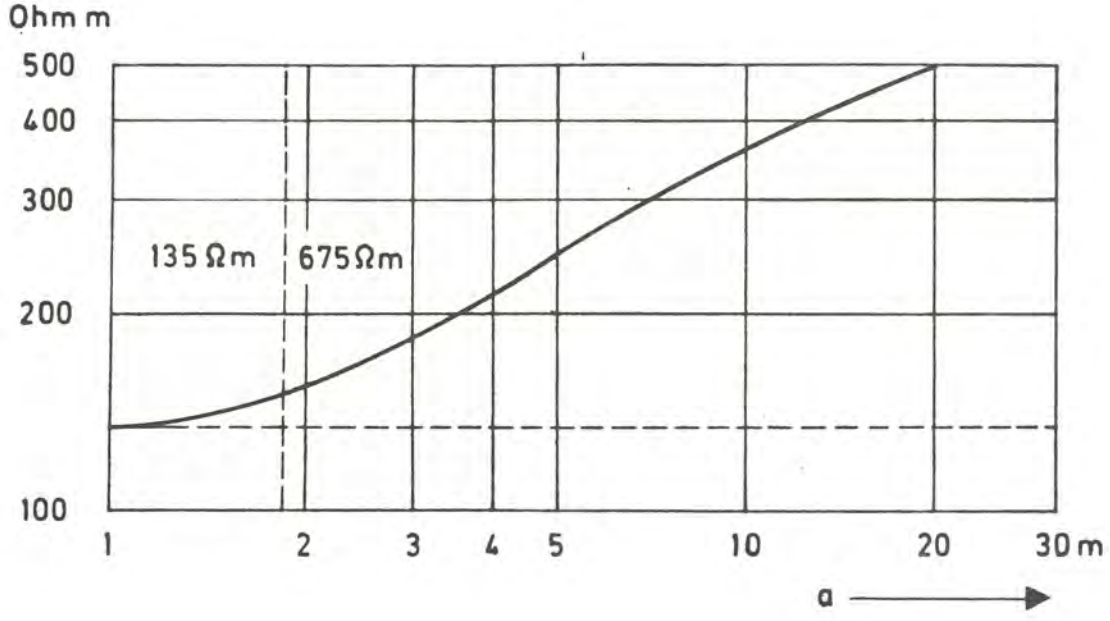
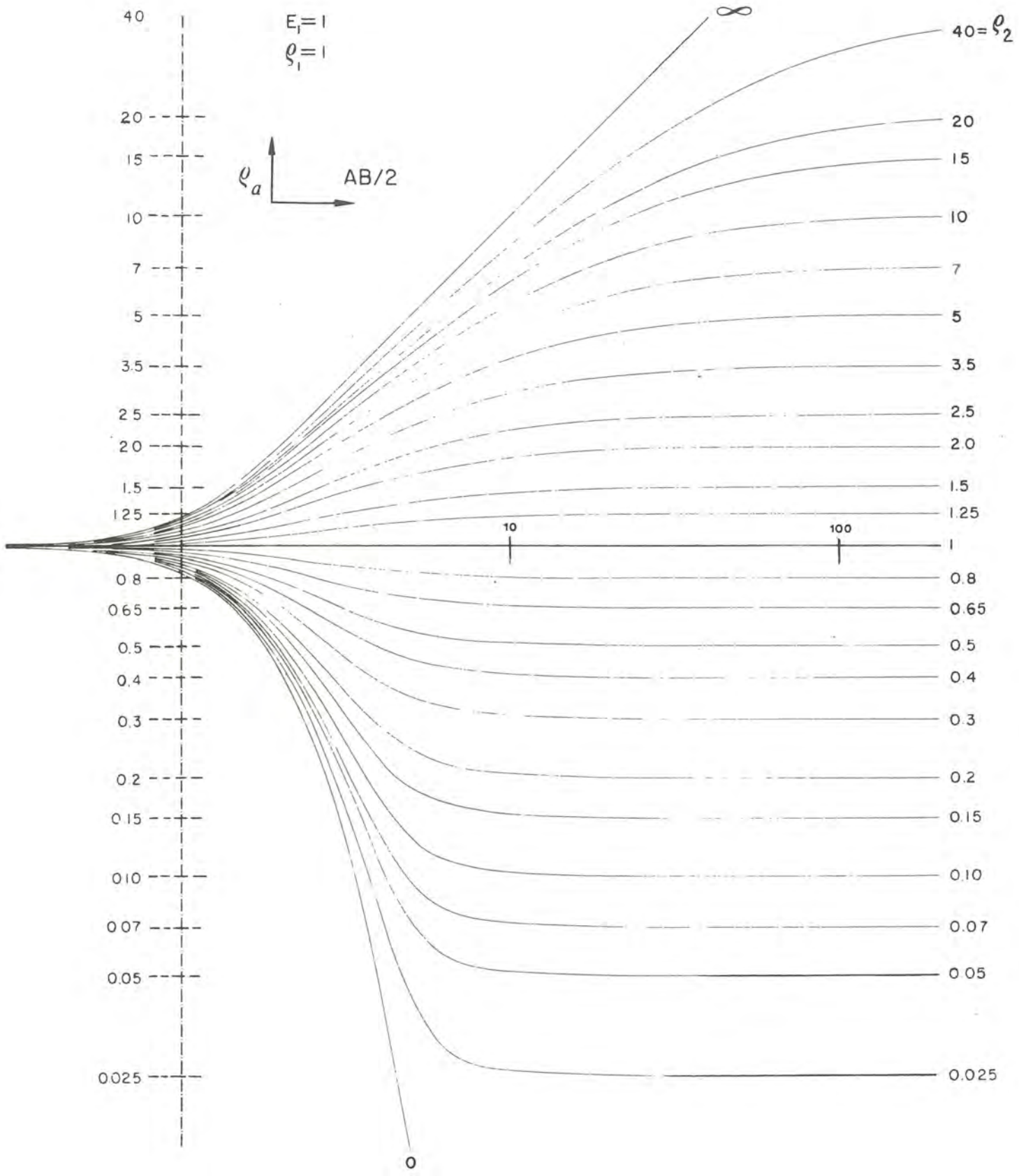


Fig.9

SHEET
LAMINA 1



ORELLANA—MOONEY
MASTER CURVES FOR VES
CURVAS PATRON PARA SEV.

TWO — LAYER CURVES — CURVAS DE DOS CAPAS

Fig.10

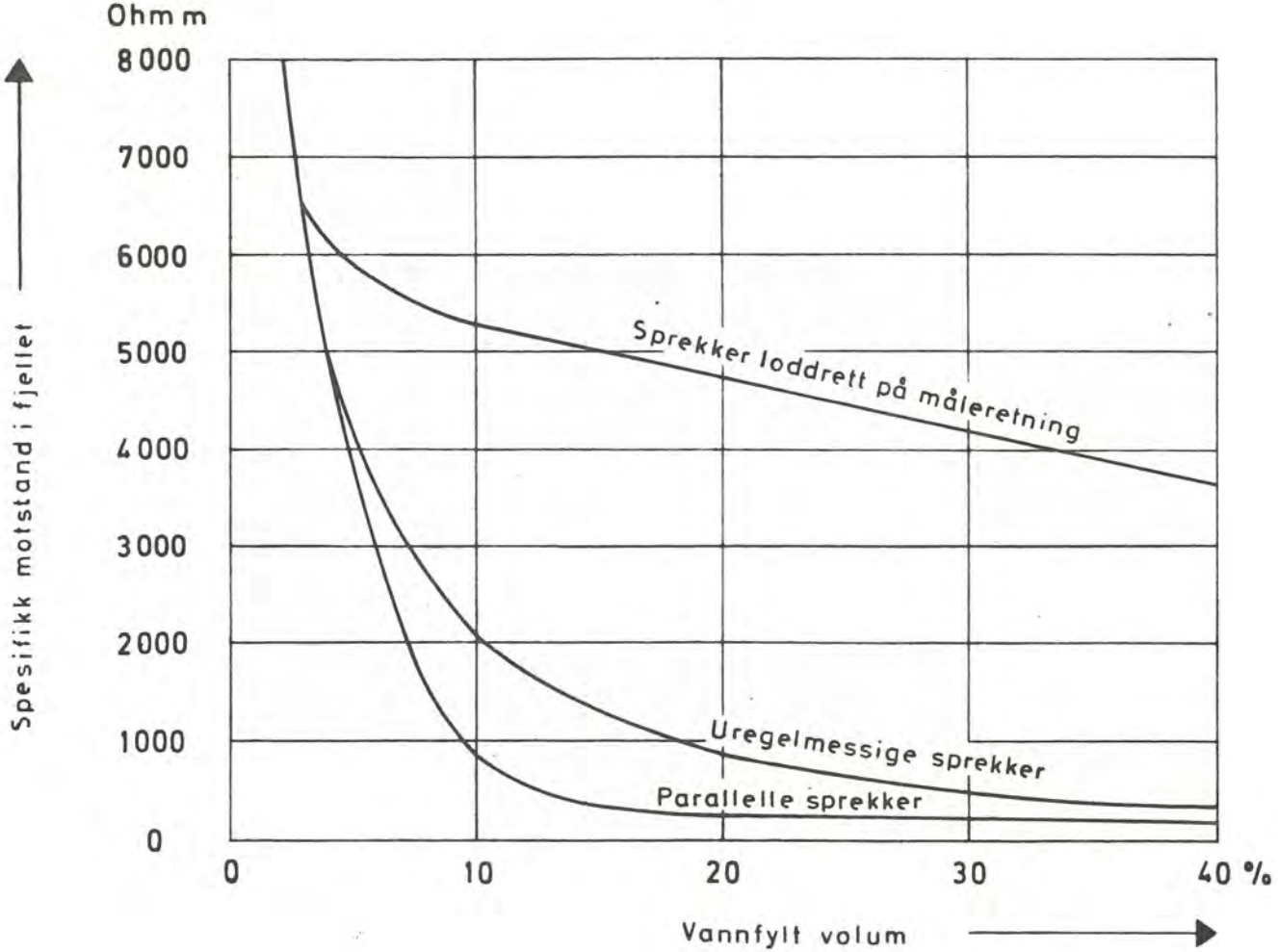
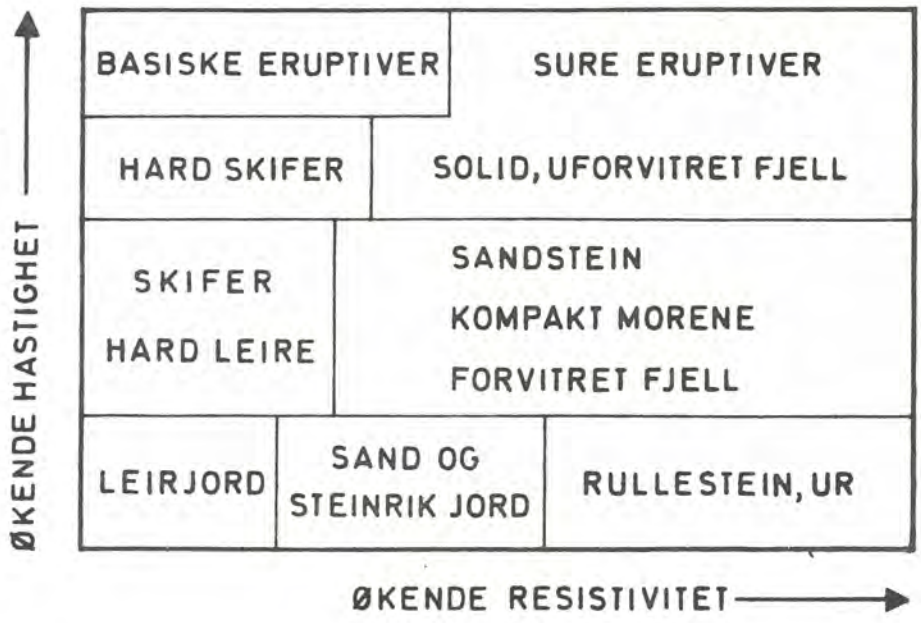

Ohm m
8000
7000
6000
5000
4000
3000
2000
1000
0
Spesifikk motstand i fjellet
Sprekker loddrett på måleretning
Uregelmessige sprekker
Parallelle sprekker
0
10
20
30
40 %
Vannfylt volum

Fig.11


BASISKE ERUPTIVER
SURE ERUPTIVER
HARD SKIFER
SOLID, UFORVITRET FJELL
SKIFER
HARD LEIRE
SANDSTEIN
KOMPAKT MORENE
FORVITRET FJELL
LEIRJORD
SAND OG
STEINRIK JORD
RULLESTEIN, UR
ØKENDE HASTIGHET
ØKENDE RESISTIVITET

INGENIØRGEOLOGISKE FORUNDERSØKELSER - ERFARINGER

av

Sivilingeniør Reidar Lien
O. Kjølseth A/S

INGENIØRGEOLOGISKE FORUNDERSØKELSER - ERFARINGER

På vedlagte bilag er vist en skjematisk oversikt over arbeidsforløpet ved en ingeniørgeologisk undersøkelse for et middels stort anlegg i fjell. Med utgangspunkt i dette vil jeg komme med noen kommentarer til den aktuelle situasjon her i landet i dag.

For det første vil jeg gi en oversikt over det som vanligvis gjøres i dag og stille spørsmålet hva som kan regnes som rimelig sikker prognose og hva som må bygge mer eller mindre på vurderinger. Dernest vil jeg stille spørsmålet om den innsats eller investering i ingeniørgeologiske forundersøkelser som utføres, står i rimelig forhold til den betydning som tillegges en slik undersøkelse og de konsekvenser en eventuell feilvurdering kan få.

De ingeniørgeologiske forundersøkelser som utføres i dag, utføres vel stort sett etter det opplegg som fremgår av vedlagt bilag, selv om undersøkelsene i de fleste tilfeller ikke får det omfang som her angitt. Stadium I og II vil ofte gå over i hverandre med det resultat at den foreløpige rapport kan bli den endelige. Dette er en uheldig utvikling som kan ha flere årsaker. For det første er slike undersøkelser en investering som en byggherre ikke uten videre er villig til å sette i sving på et så tidlig tidspunkt at et ideelt program for undersøkelsene kan gjennomføres. For det andre vil bevilgnings- og konsesjonsspørsmål lett føre til at en kommer i tidsnød, slik at mer omfattende undersøkelser ikke er gjennomførbare. Ved en undersøkelse i stadium I er det naturlig å satse på enkle metoder hvor en med rimelige midler kan få en oversikt over de vesentligste problemer ved et prosjekt før mer avanserte og kostbare metoder kommer til anvendelse. Ved de undersøkelser som derved kommer til anvendelse i stadium I vil omtalen av prosjktet i stor utstrekning være avhengig av skjønnsmessige vurderin-

ger. Slike vurderinger er nødvendige for å kunne legge opp et mest mulig realistisk program for detaljundersøkelsene. Men dersom et anlegg bygges bare med skjønnsmessige vurderinger som grunnlag, uten en etterfølgende detaljundersøkelse som kan verifisere antagelsene, vil en lett komme galt av sted. De erfaringer som etter hvert er samlet her i landet fra ingeniorgeologiske forundersøkelser for forskjellige anlegg, vil jeg hevde gir grunnlag for at en i dag kan gi fyldestgjørende svar på de fleste spørsmål i forbindelse med et fjellanlegg. Forutsetningen er imidlertid at undersøkelsene kan gjennomføres med tilstrekkelig tidsmargin og at de midler som kreves, er disponible.

Bergartsfordelingen med en beskrivelse av de enkelte bergarter, oppsprekkingsgrad og knusingssoner kartlegges etter vanlige geologiske metoder. Dette arbeidet danner så grunnlaget for å vurdere mer spesielle forhold som bergtrykk og generelle stabilitetsforhold i tunneler og bergrom. En slik vurdering må skje på grunnlag av topografi, overflateformer, områdets geologiske historie o.s.v. Her er det altså ikke mulig bare ved overflatestudier å skaffe tilveie målbare størrelser som grunnlag for en konklusjon. Erfaring fra anlegg i lignende formasjoner og evnen til å kunne tyde riktig de forhold som observeres i dagen, vil være avgjørende. Kjennskap til driftsforhold fra anlegg i nærheten eller samme geologiske formasjon vil oftest være en betingelse for å trekke de riktige konklusjoner. Dersom slike data ikke foreligger, skal en være meget forsiktig med å overføre erfaringer fra andre områder med andre geologiske formasjoner. Eneste mulighet til å skaffe seg sikre opplysninger er da å utføre de nødvendige detaljundersøkelser.

På denne bakgrunn er det at omfanget av detaljundersøkelsene må avgjøres, og dette vil da også være en del av konklusjonen i den foreløpige rapport i stadium I (kfr. bilag).

De detaljundersøkelser som vanligvis utføres, er for det første prøvetaking av bergartene med laboratorieundersøkelser for bestemmelse av mekaniske egenskaper som borbarhet og sprengbarhet. Resultatene av slike undersøkelser slik

slik disse kan utføres i dag gir et rimelig sikkert grunnlag for prosjekteringen. Videre omfatter detaljundersøkelsene kjerneboringer og seismiske målinger for bestemmelse av fjellkvalitet, knusningssoners forløp o.s.v. Av disse er seismiske målinger mest anvendelig for en generell oversikt, mens kjerneboringer anvendes for mer spesielle undersøkelser. En kombinasjon av disse to undersøkelsesmetoder er derfor en meget gunstig løsning. Jeg vil spesielt peke på den muligheten som seismiske målinger gir for bestemmelse av fjellkvaliteten. Særlig for lengre tunnelprosjekt med mye løsmasseoverdekning vil det være en meget god støtte for vurdering av driftsforhold og stabilitet.

De seismiske måleresultatene er imidlertid ikke noe direkte mål for for eksempel stabilitetsforholdene, men må vurderes ut fra kjennskap til bergarten. Helst bør disse måleresultatene korreleres med målinger i en forsøksstoll i samme formasjon hvor en direkte kan se driftsforholdene.

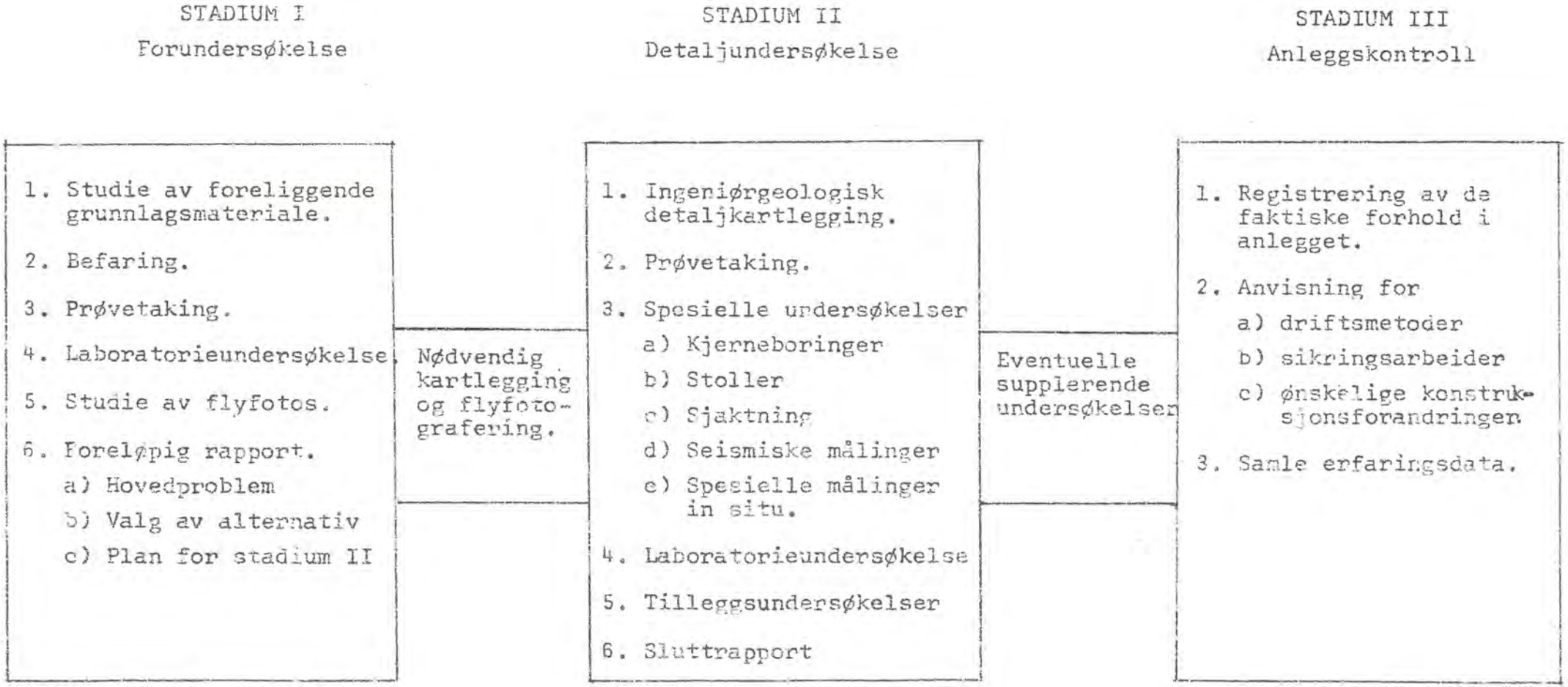
Driving av undersøkelsesstoller er vel heller lite nyttet her i alndet, men at det i visse tilfeller er en nødvendighet for å få sikre opplysninger kan det ikke være tvil om. I den forbindelse er det ofte gode muligheter til å utføre en del av det fremtidige prosjekt som undersøkelsesstoll, for eksempel adkomsttunnelen eller et tverrslag ved et kraftverk.

Så vil jeg gå over til å se nærmere på en del økonomiske spørsmål ved de ingeniørgeologiske undersøkelser og hvilken vekt som slike undersøkelser tillegges eller hvilken "status" de har. Som et utgangspunkt for vurderingen av en rimelig investering i undersøkelser vil jeg velge geotekniske undersøkelser for vanlige byggeprosjekt. Nå må det bemerkes her at det ikke er meningen å hevde at det i dag er til stede et grunnlag for investeringer i ingeniørgeologiske undersøkelser på samme måte som for geotekniske hvor en omfattende forskning danner grunnlaget, men heller at det burde vært slik og at en må ha dette som mål. En del av investeringene i ingeniørgeologiske undersøkelser må derfor nødvendigvis bli av mer forskningsmessig karakter. Et realistisk tall for

kostnader ved en geoteknisk undersøkelse av et middels vanskelig prosjekt kan anslås til 1 % av de totale byggekostnader. Dersom en benytter samme målestokk for en ingeniørgeologisk undersøkelse, vil et kraftanlegg til 100 mill. med middels vanskelighetsgrad kreve ingeniørgeologiske undersøkelser for et beløp av størrelse 1 mill. kroner. Dette skal da kunne dekke vanlige undersøkelser som angitt i stadium I og II. Den faktiske situasjon i dag er vel at kostnadene ved de undersøkelser som vanligvis utføres, ligger på tiendeparten av dette beløp, det vil si ca. 1 o/oo av byggekostnadene. Ved siden av at en ingeniørgeologisk rapport skal danne grunnlag for utforming og plassering av et anlegg så skal den også danne grunnlaget for kostnadsberegningene både for byggherre og entreprenør. I begge tilfelle kan en slik rapport få en status eller bli tillagt en betydning som det ikke er full dekning for og hvor konsekvensene ved en feilvurdering ikke står i noe rimelig forhold til investeringene i undersøkelser.

Ut fra disse generelle synspunkter skulle det være grunn til å hevde at en gjennomgående økning i omfanget av de ingeniørgeologiske undersøkelser for fjellanlegg er berettiget. Behovet må nødvendigvis vurderes i hvert enkelt tilfelle, men det kan vel ikke være tvil om at usikre vurderinger bør erstattes med undersøkelser ved hjelp av kjerneboringer, seismikk og undersøkelsesstoller. En vil da oppnå et sikrere grunnlag til å beregne totalkostnadene ved et anlegg.

Som konklusjon på dette innlegget vil jeg si at mulighetene er tilstede for å få utført en tilfredsstillende ingeniørgeologisk undersøkelse. Men i dagens situasjon kan undersøkelsene altfor ofte bli mangelfullt utført av utenforstående årsaker. Behovet for en økning av investeringene i ingeniørgeologiske forundersøkelser er tilstede, men forutsetningen er at den nødvendige grunnlagsforskning følges opp. Dette vil kunne redusere mulighetene for feilvurderinger i vesentlig grad og gi en sikrere prosjektering av fjellanlegg.



SKJEMATISK OVERSIKT OVER ARBEIDSFORLØPET VED EN INGENIØRGEOLOGISK UNDERSØKELSE FOR ET MIDDELS STORT ANLEGG I FJELL

Bilag. 1
XVIII

NORMALISERTE TUNNELKOSTNADER

av

Sivilingeniør Odd Johannessen
NVE Statskraftverkene

NORMALISERTE TUNNELKOSTNADER

Innledning

Denne kostnadsanalysen bygger på et stort antall detaljerte etterkalkyler fra gjennomførte tunneldrifter - supplert med beregninger og skjønnsmessige vurderinger.

Analysen er foretatt i samarbeid med sivilingeniør Flønes, som har gjort størdelen av arbeidet.

Rapporten er foreløpig - vi håper på anledning til en kritisk gjennomgåelse og ajourføring før endelig offentliggjøring.

Hensikten

med analysen er først og fremst å skaffe tilveie data for økonomisk dimensjonering og for kalkulasjon av tunnelanlegg. Men den vil også gi en økonomisk kartlegging av alternative drivemetoder i grove trekk.

Målsettingen (/)

er å kartlegge følgende:

1. Kostnadene som funksjon av tunneltverrsnitt.
2. Grensekostnadskurver.
3. Korreksjonsfaktorer for drivelengde.
4. Merkostnadene når tverrslaget (adkomsten) går på fall.
5. Kostnadene ved forskjellige drivemetoder, som sporfri eller sporbundet transport- og lasteutstyr.

Forutsetninger

En tunnels kostnad avhenger av en rekke faktorer, såvel tekniske som naturgitte. Her er gjort følgende forutsetninger:

1. Tunnellengde.
   En stufflengde på 3.000 m. er lagt til grunn for normalkostnadene. . Avvik fra denne lengde korrigeres med en beregnet faktor.
2. Avstand fra tunnel til tipp.

Denne avstand, d.v.s. lengden av tverrslaget, samt avstanden fra påhugg til tipp, er satt til 500 m.

3. Stigningsforhold i tverrslag.

I normalkostnadene er det regnet med horisontalt tverrslag. Går tverrslaget på fall, får det konsekvenser for kostnadene, ved sporbunden transport avgjørende konsekvenser. Korreksjonsfaktorer for synk er beregnet. Selve tunnelen er forutsatt drevet tilnærmet horisontalt, 2 - 5 o/oo stigning.

4. Utstyr.

Forskjellig utstyr, da særlig laste- og transportutstyr, viser prinsippielt forskjellige kostnadsforløp. En har i det følgende regnet med følgende utstyrskombinasjoner: (2)

1. Sporbunden transport og kastlastemaskiner.
2. Sporbunden transport og shovellasting.
3. Sporfri transport og shovellasting.

5. Fjellets egenskaper

spiller en avgjørende rolle for kostnadene, selv om en i denne sammenheng ser bort fra ekstraordinære sikringsarbeider. Normalkostnadene blir satt opp for to prinsippielt forskjellige fjellarter med hensyn til behov for boring, sprengstoff og løpende rensk. Bilag 3 viser sprengbarheten uttrykt ved spesifikt bormetertall.

a. Den nederste kurven representerer "svensk granitt". Fjellet i Aura- Tokke- og Tunnsjøområdet f.eks. følger stort sett denne kurve.
b. Den øverste kurven er basert på forholdene metamorfe, glimmerrike sedimenter med utpreget lagdeling. Eks. Ranaområdet. Disse bergarter karakteriseres ved dårlig sprengbarhet, d.v.s høgt spesifikt bormetertall, høgt sprengstoffforbruk og mye rensk.

Kostnadskomponenter

Tunnelkostnadene deles naturlig i komponenter som i det følgende behandles hver for seg. (4)

1. Boring, lading, skyting og løpende fjellrensk.

2. Lasting, Inkluderer trykkluftforsyning for luftdrevne kastlastemaskiner.
3. Utkjøring som inkluderer transportbane og tipparbeid.
4. Øvrige kostnader.
   a. Ventilasjon.
   b. Elektriske anlegg.
   c. Diverse, andel ufordelte hjelpeanleggs-funksjoner m.m.

Bilag 5 viser de forskjellige komponenters relative andel av kostnadene.

Bilag 6 viser eksempel på detaljert kostnadsrapport.

I. Boring, lading, skyting og løpende fjellrensk.

Dette er den dominerende kostnadskomponent, omlag halvparten av kostnadene ligger her.

Bilag 7 viser kostnadene uttrykt i kr./bormeter for en del fullførte tunneler. Det synes å være rimelig å anta en konstant bormeterkostnad uavhengig av tverrsnitt og fjellart. Den tendens til større slitasje på borutstyret som "svensk granitt" representerer kompenseres av mindre rensk.

Bilag 8 viser eksempel på kostnadssammensetning. (Grovhull).

Det forhold at kostnadene vedrørende boring, lading, skyting og løpende fjellrensk kan uttrykkes som en fast kostnad pr. bormeter, gjør det mulig å beregne kostnadene for de forskjellige tverrsnitt og for ulik sprengbarhet på basis av kurvene for spesifikt bormetertall. Bilag nr. 9.

Normale nisjer er inkludert i kostnadene. Der det er nødvendig med særskilte lastenisjer og spesielt store snunisjer, som ved last og bærmetoden i små tverrsnitt, må det imidlertid korrigeres for dette.

II. Lasting.

Lastemaskinene som benyttes i tunneldrift kan deles inn i følgende hovedtyper.

1. Kastlastemaskiner som stort sett brukes i tverrsnitt ≤ 20 m^2 og i samband med sporbunden transport.
2. Belte- og hjullastere som brukes både ved sporfri og sporbunden transport i tverrsnitt fra 18 - 20 m^2 og oppover, og ned til ca. 12 m^2 ved sprengning av lastenisjer og bruk av last- og bærmetoden.
3. Gravemaskiner som brukes både ved skinne- og gummihjulsdrift i tverrsnitt fra 39 - 40 m^2 og oppover.

Utviklingen har gått i retning av shovellasting, en har derfor her gått ut fra lastekostnadene for disse i de tverrsnitt hvor de kan brukes.

Bilag 10 viser normaliserte overmassetillegg.

På bilag 11 er grunnprisen kr/vfm^3 og kr/tfm^3 som er regnet ut på grunnlag av overfjellprosenten (se bilag 10) tegnet opp. Som man ser er det et sprang på kurven ved 18 - 20 m^2. En regner dette som minimumstverrsnitt for shovellasting uten lastenisjer. I mindre tverrsnitt må en gå over til last- og bærmetoden med lastenisjer. Kostnadene for lasting vil da gå opp.

For de minste tverrsnitt kommer en ikke utenom kastlastemaskinene. Kostnadsforløpet for disse er illustrert på bilag 12. Her skal en være oppmerksom på at vaggrangering hører inn under lastingen. Derfor den forholdsvis høye lønnskostnaden. Lastekostnad i kr/m tunnel er vist på bilag 13.

III. Utkjøring.

1. Sporfri transport. En har her nyttet leiebilenes satser i kr/vlm^3, se bilag 14. Som omregningsfaktor fra løs- til fastmasse er brukt 1.65 og

overfjellsprosent i følge bilag 10.

Det er videre regnet med en korreksjonsfaktor som varierer med tverrsnittet - se bilag 15. - Denne faktor skal kompensere det forhold at bilparken, som dimensjoneres ut fra kravet om at lastemaskinenes kapasitet skal utnyttes, får varierende utnyttelse med tunneltverrsnittet.

Går en da ut fra en tunnellengde = 3 km. og avstand tunnel tipp = 500 m., og regner med de tillegg som nevnt ovenfor, får en en transportkostnad som vist på bilag 15. Kostnadene for transportbane og tipparbeid er vist på bilag 16. Særlig når det gjelder transportbanen kan kostnadene variere mye alt etter om en har egnede masser på stedet eller ikke, likedan om tunnelen er tørr eller har mye vanntilsig.

Den totale transportkostnad (kr/m) inkl. kjørebane og tipparbeid er vist på bilag 18.

2. Sporbunden transport.
Bilag 17 viser kostnadene spesifisert for skinnetransport.
Den ene halvpart av investeringsbeløpet avskrives over 6 år og andre halvpart over masse.

IV. Øvrige kostnader.

A. Ventilasjon. Ved sporbunden transport er evakuering av skytegasser bestemmende for dimensjonering av ventilasjonsanlegget. Ved sporfri transport øker kravet til frisklufttilførsel i det fortynning av dieselekshaust her er avgjørende for dimensjoneringen.

I bilag 19 er ventilasjonskostnadene framstilt som funksjon av tverrsnitt og drivemetode. Det er forutsatt nyttet tekstilduk - 75 % avskrivning.

B. Elektriske anlegg (bilag 19).
Det er forutsatt lysopplagg i alle tverrsnitt.

Kostnadene her vil bli justert når erfaringene fra tunneler uten lysopplegg kan konkretiseres.

C. Diverse, bilag 20.
Disse kostnader inkluderer andel ufordelte kostnader ved hjelpefunksjoner som ikke naturlig faller inn under noen av de andre grupper.

Totale tunnelkostnader (eks. sikring) er vist i bilag 21, og bilag 22 viser detaljer i området 5 - 30 m^2.

Korreksjon avvikende tunnellengde

1. Sporfri transport.
Det som først og fremst varierer med tunnellengden er transport-, kjørebane- og ventilasjonskostnadene. Ved kortere tunneler kommer også treningseffekten inn i bildet.

Transportkostnadene lar seg lett beregne ved de forskjellige tunnellengder. Nødvendig bilantall øker forholdsvis mer med tunnellengden enn transportprisene, slik at kjøringen blir ugunstigere. En har derfor økt transportsentralens takster med 5 % for tunnellengder over 3 km.

Ventilasjons- og kjørebanekostnadene er økt med 10 % for hver km. over 3 km.

Treningseffektens betydning for de korteste tunneler er det vanskelig å beregne. Det må bli en vurderingssak. Se bilag 23.

2. Sporbunden transport.
Her, som ved biltransporten, er det transport- og ventilasjonskostnadene som varierer mest ved tunnellengden. I dette tilfelle synes det å være en minimumskostnad ved ca. 3 km. tunnellengde.

Foruten selve treningseffekten, har dette sin årsak i skinnekostnadene i tverrslag og på tipp, hvis belastning pr. m. tunnel avtar med økende tunnel-

lengde. Videre må en allerede i oppstarten ha et visst minimum av utstyr som først ved tunnellengder på 3 - 4 km. får sin fulle utnyttelse. Ved større tunnellengder derimot kommer det på tale å sette inn mer utstyr og øke bemanningen for å holde ytelsene oppe.

Synktillegg

1. Sporfri transport.
   Går tverrslaget på fall vil først og fremst transportkostnadene øke, men en vil også få økte kostnader for tilrigg og drift av pumper.

   Her er det regnet med et generelt stigningstillegg på 0.30 kr/vlm^3, samt et tillegg til normaltransportkostnadene, bilag 14, på 10 %. Dette siste fordi synken øker bilantallet, noe som fører til mindre masse pr. bil. Pumpekostnadene er satt til 20 kr/m. Se bilag 24.

2. Sporbunden transport.
   Forutsetter omlasting i biler nede i synken. Transportlengde fra omlastingsarrangement til tipp = 500 m. Som ekstra kostnader regnes:
   1. Biltransport fra omlastingsarrangement til tipp = 2.89 kr/vlm^3 inkl. stigningstillegg. Til fradrag regnes forskjell i tipputgifter ved henholdsvis skinne- og biltransport iflg. bilag 7 og 8.
   2. Omlastingsarrangement.
      Forutsatt direkte omlasting fra vagg til bil ved 10 m^2 tunnel. Utsprengt masse for omlastingsarrangement ca. 3.000 m^3. Total kostnad ved arrangement ca. 200.000 kroner. Ved 60 m^2 tunnel er det forutsatt utsprengt siloer med tappeluker etc. Utsprengt masse ca. 4.500 m^3. Total kostnad ca. 450.000 kroner. Kostnadene fordeles over 3.000 m. tunnel og forutsettes gå lineært.

3. Pumpekostnader.
Pumpekostnadene er satt til 20 kr/m. som ved biltransport.

Sikringsarbeider

Det er bare løpende fjellrensk og evt. ukerensk som inngår i de kostnader som er inkludert i posten: Boring, lading, skyting og i løpende fjellrensk. Bolting og annen sikring er ikke med i normalkostnadene.

Det er ikke mulig uten videre å si hva sikringskostnadene vil bli for en tunnel. Stort sett er størrelsesordenen ca. 5 - 10 % av normalkostnaden. De relative kostnadene øker noe med økende tverrsnitt under ellers like forhold.

For å få sikringskostnadene med i bildet for beregning av marginalkostnadene har en antatt:

5 m^2 tunnel sikringskostn. = 5 % av normalkostnad
70 m^2 " " = 8 % " "

Rettlinjet forløp av sikringsprosenten mellom 5 og 70 m^2.
Marginalkostnader se bilag 25. x

Sluttord

En har her ikke kunnet ta hensyn til alle detaljer og forhold som vil gjøre seg gjeldende i tunneldrift. Det en i første rekke har tatt sikte på er å få frem kostnadene for "gjennomsnittstunneler" med korreksjoner for større endringer av lengde, stigningsforhold og fjellforhold.

Derfor bør en ved overslags- eller anbudsregning for en bestemt tunnel, ta for seg de enkelte kostnadskomponenter og vurdere konsekvensene av særlige forhold (+ eller +) som kan ha betydning for kostnadene.

Kostnadene inkluderer:

Lønn inklusive sosiale utgifter. Materialer inklusive lager- og frakttillegg. Maskinkostnader. Videre omsetningsavgift på alle materialer, også sprengstoff.
Drift av alle hjelpefunksjoner er inkludert (lager, verksted, kompressorstasjon).

Administrasjon er ikke inkludert. Kostnadsnivå 1966.

Hensikten med analysen er ikke først og fremst å finne de absolutte tall, men relasjonene.

Vi vil understreke at analysen er basert på etterkalkyler - og må ikke forveksles med anbudspriser, men resultatet av oppgjorte anbud.

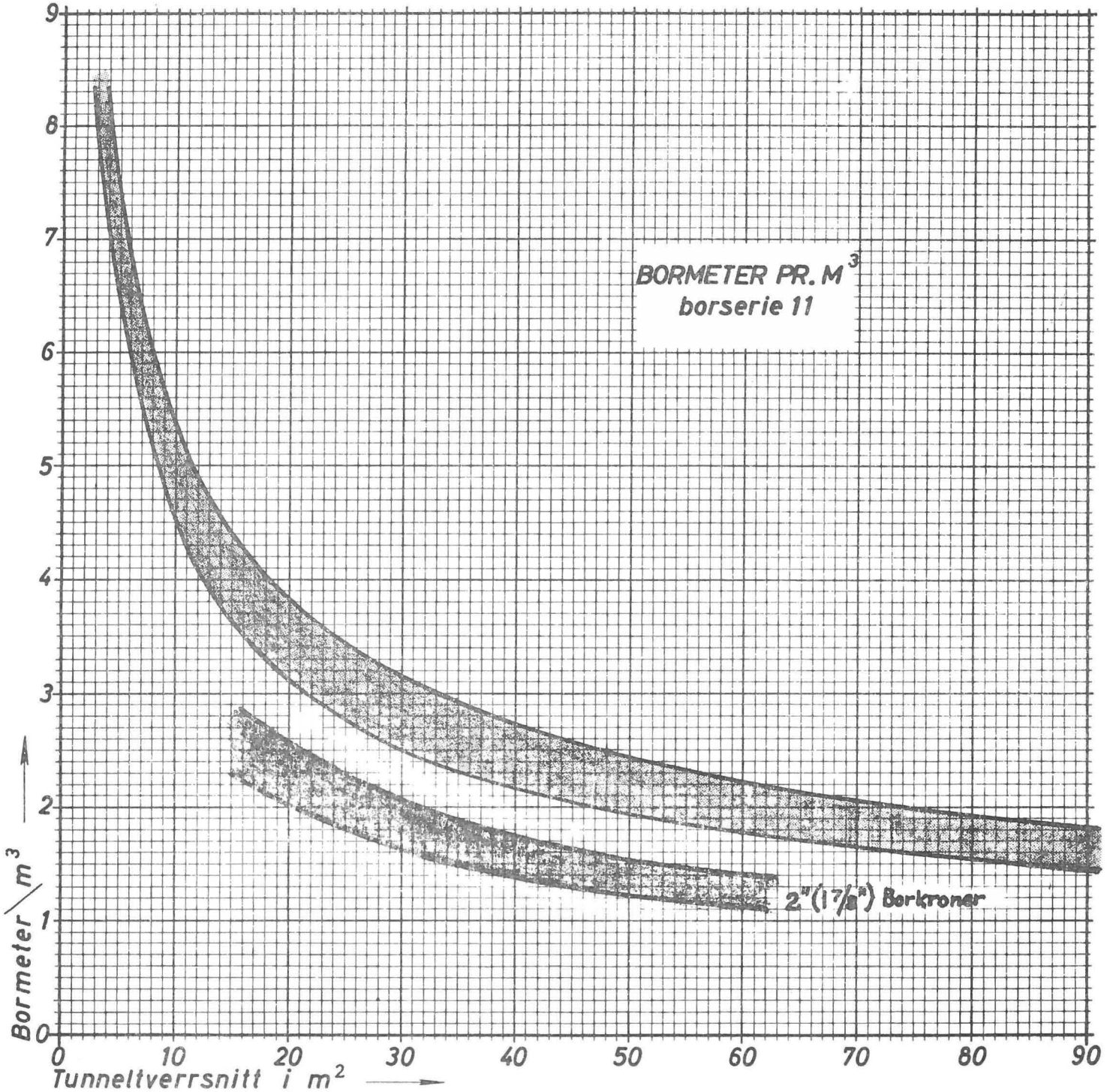
1. Kostnadene som funksjon av tunneltverrsnitt.
2. Grensekostnadskurver.
3. Korreksjonsfaktorer for drivelengde.
4. Merkostnadene når tverrslaget (adkomsten) går på fall.
5. Kostnadene ved forskjellige drivemetoder, som sporfri eller sporbundet transport og lasteutstyr.

BILDE I.

1. Sporbunden transport og kastlastemaskiner.
2. Sporbunden transport og shovellasting.
3. Sporfri transport og shovellasting.

BILDE 2.

BILAG 3. X


BORMETER PR. M³
borserie 11
2"(1⅞") Borkroner
Bormeter \ m³
Tunneltverrsnitt i m²
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
0
10
20
30
40
50
60
70
80
90

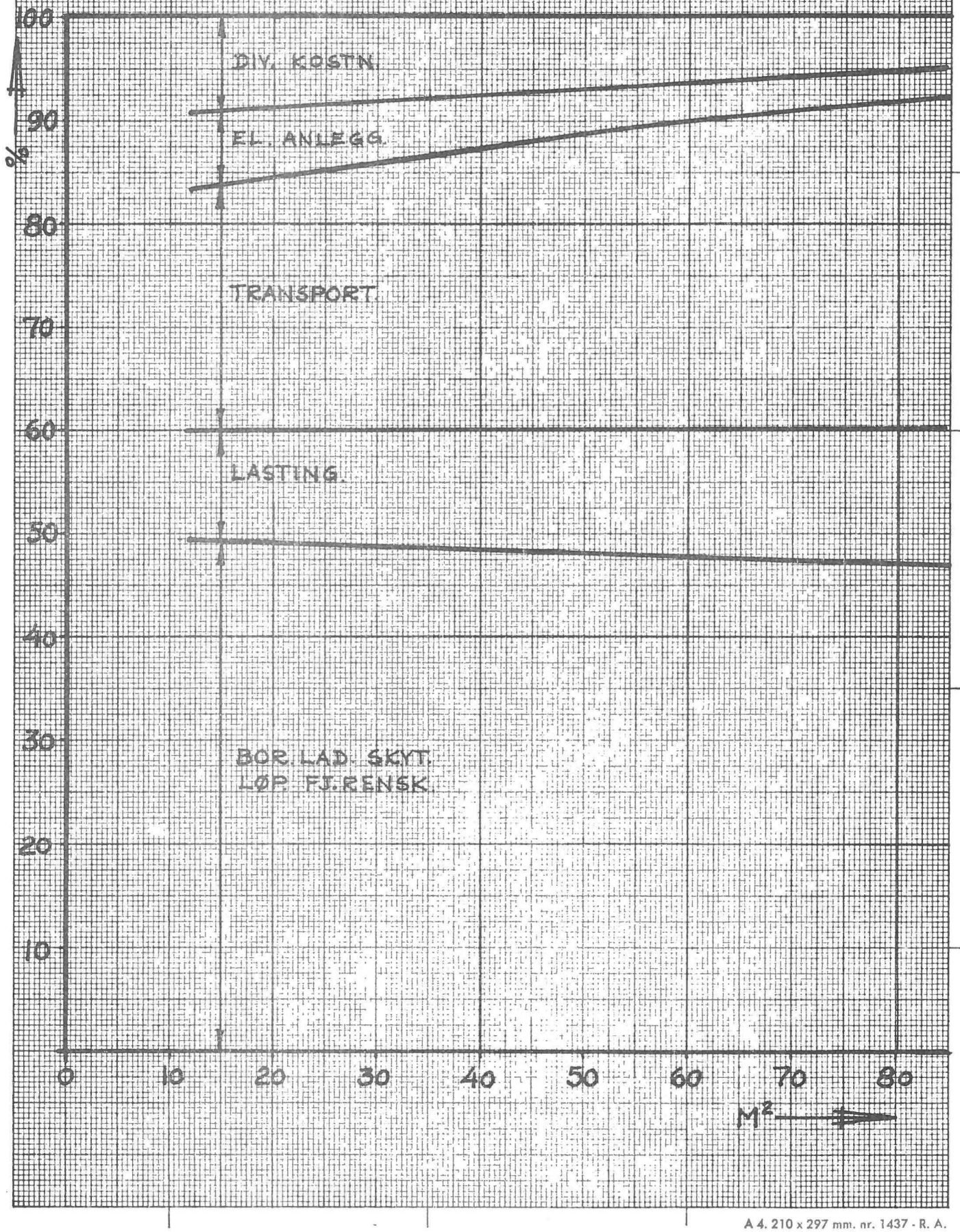
1. Boring, lading, skyting og løpende fjellrensk.
2. Lasting. Inkluderer trykkluftforsyning for luftdrevne kastlastemaskiner.
3. Utkjøring som inkluderer transportbane og tipparbeid.
4. Øvrige kostnader.
   a. Ventilasjon.
   b. Elektriske anlegg.
   c. Diverse, andel ufordelte hjelpeanleggsfunksjoner m.m.

BILDE 4.

BILAG S.
XIX

KOSTNADSKOMPONENTENES FORDELING.

(SPORFRI TRANSP. OG MIDDELS BRYTNING)



A 4. 210 x 297 mm. nr. 1437 - R. A.

Statskraftverkene — KOSTNADSRAPPORT 52 m² till. tunnel — Anlegg Rana — Arb.sted Åga h.og v. — Per. 1. kv. 67.

		Kostnader (1000 kr.)							Enhetspriser				Norm	Merknader	
		I	Til dato						I 1. kv.		Til dato		kostn.		
		1. kv.	Lønn	Matr.	Tr. sport	Av-skr.	Øvr. utg.	Sum	Kr./m²	Kr./l.m.	Kr./m³	Kr./l.m.	Kr./l.m.		
2732	BOR., LAD., SKYT., LØP. RENSK	511	1.596	2.824	6	229	15	4.671						Etter overslag	10.473
	KOMPR. STASJON	25	192	187	5	4	–	388	15,19	880	16,49	956	1.100	BRUKT	10.109
2733	LASTING	110	534	227	6	522	114	1.302	3,11	181	4,25	247	247	INNSPARING	364
7341	LEID TRANSPORT	335	–	–	2.241	–	–	2.241	9,48	550	7,30	424	481		
7346	ARBEID PÅ TIPP	10	63	36	–	27	3	129	0,28	16	0,42	24	38		
7347	TRANSP. BANE	37	222	92	34	62	35	446	1,05	61	1,46	85	86		
7348	ØVRIG ARB. VEDR. UTKJ.	–	6	6	–	–	–	12	–		0,04	3			
2737	ELEKTR. ANLEGG	41	170	194	2	6	–	372	1,16	67	1,21	70	75		
2738	ØVRIG ARBEID	3	19	24	–	3	1	47	0,08	5	0,15	9			
	VERKSTED	6	11	74	–	21	–	106	0,17	10	0,35	20	58		
	ANDRE TILRIGG.	3	10	5	–	2	–	17	0,08	5	0,06	4			
	VENTILASJ. ANL.	33	141	202	1	30	4	378	0,93	54	1,24	72	85		
	SUM	1.114	2.964	3.871	2.295	906	72	10.109	31,53	1.829	32,97	1.914	2.170		
2735	SIKR. ARBEID	115	561	455	2	41	2	1.061	3,25	189	3,46	200			

XIX

Masser/ l.m. tunnel				Enhetspriser (l.m.)				
I 1. kv.		Totalt		Oppr.lig overslag	1. rev. overslag	2. rev. overslag	I 1. kv.	Til dato
tfm³	l.m	tfm³	l.m.					
35.357	609,6	306.785	5.289,4	2.350	2.100	1.980	1.829	1.914
				225		200	189	200

(BORSERIE 11 2,28 borm/m³

OVERMASSE 1. KV. 5,5 %

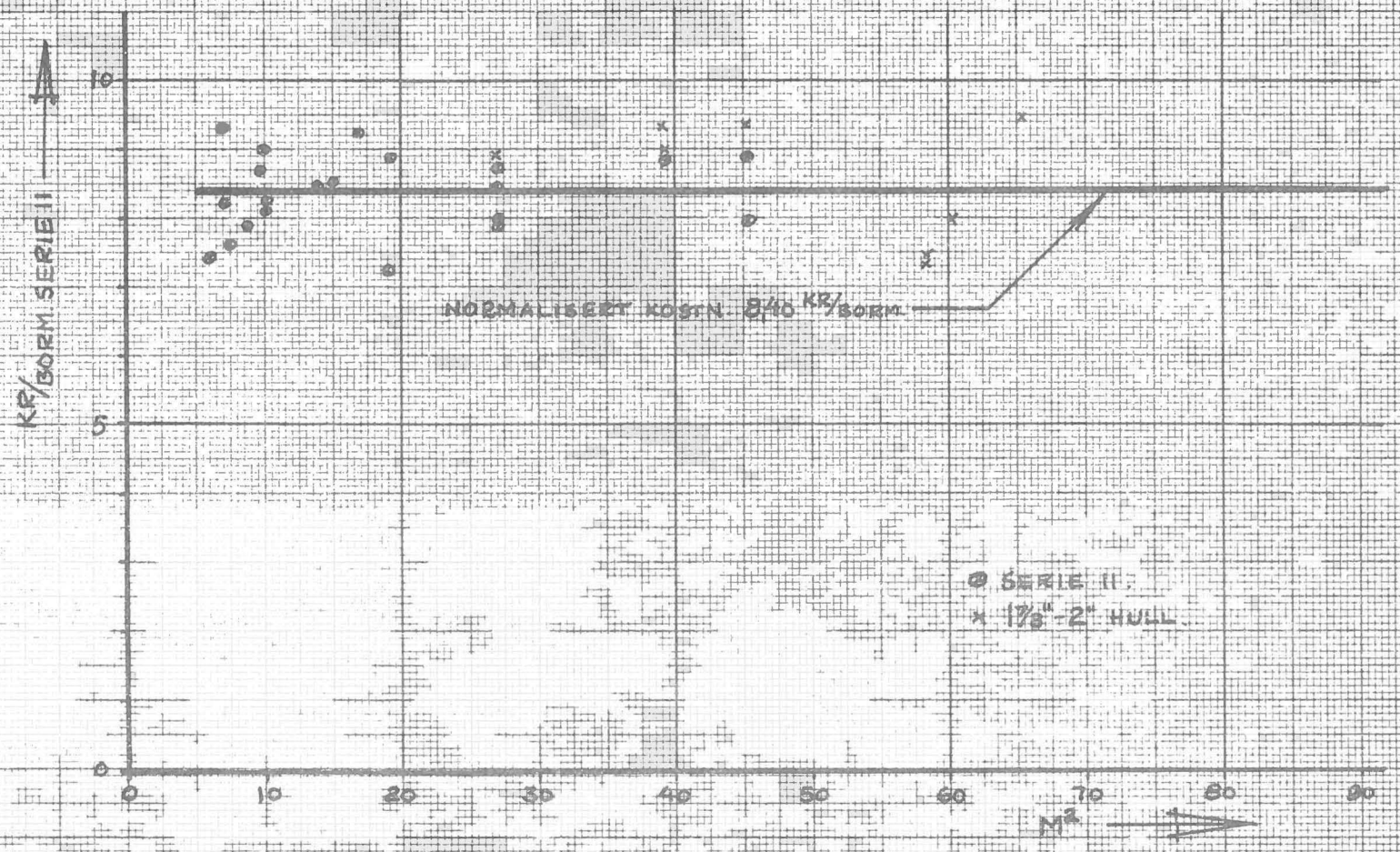
— " — TOTALT 7,- "

SIKRING

BILAG 6.

BILAG 7
X/X

BORING, LADING, SKYTING, LØP. FJ. RENSK.



28.4.67. Flo.

A 4. 210 x 297 mm. nr. 1437 - R. A.

SPESIFISERT KOSTNADSTABELL GROVHULL.

Borutstyr	1,25	kr/bm
Rep.vedl.h.	1,35	"
Avskr.	1,00	"
Sprengstoff	2,90	"
Tennere etc.	0,95	"
Kompr.stasjon	1,00	"
Lønn	3,45	"
Div.	0,75	"
Sum	12,65	kr/bm ≈ 8,40 kr/bm serie 11.

BILAG 8.