F O R E D R A G

fra

KONFERANSE I FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

Oslo, 19. og 20. november 1964.

Arrangør:

NORSK FORENING FOR FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

TILKNYTTET N.I.F.

Innholdsfortegnelse.

SIKRING AV TUNNELER, UTSTØPNING BAK STUFF. Sivilingeniør Ole Søe Eriksen	Foredrag nr.	1.
STEMPLING MED STÅLBUER. UTSTØPNING PÅ STUFF. Sivilingeniør Tor Johansen.	" "	2.
SPRØYTEBETONG - BETONGTEKNOLOGI. HEFTFASTHET. Sivilingeniør Tor Frimann Barbo.	" "	3.
SPRØYTEBETONG - ERFARINGER FRA TUNNELBANEN, Oslo Sivilingeniør Walter Hoffmann.	" "	4.
STREKKFORSØK MED EKSPANSJONS- OG GYSTE BOLTER. Ingeniør Baard Hoel.	" "	5.
ERFARING FRA GYSING AV BOLTER. Sivilingeniør Lars Muri.	" "	6.
INJISERING I TUNNELER. Ingeniør Arne Tepper.	" "	7.
ANSETT AV BORHULL VED PALL OG SKJÆRINGSDRIFT. Bergingeniør Mehmed Babic.	" "	8.
NYE ERFARINGER MED GROVHULLSRIGG. Sivilingeniør Tor Langvik Hansen.	" "	9.
NYE ERFARINGER MED GROVHULLSRIGG. Sivilingeniør Tron Jorstad.	" "	10.
FAKTORER SOM REDUSERER RENSKARBEIDET I TUNNELER Sivilingeniør Per Thommesen.	" "	11.
RENSK I HØYE BERGROM. Driftsleder Åge Østerstrøm.	" "	12.
PRESPLITTING SOM UNDERSØKELSE AV SPRENGBARHET. Bergingeniør Anders Heltzen.	" "	13.
DIESELAVGASSRENSNING VED L.K.A.B. Bergingeniør Hans Ahlmann.	" "	14.

Innholdsfortegnelse (forts)

DIESELAVGASSER, NORSKE UNDERSØKELSER.
Ingeniør Frank Foldin. Foredrag nr.11.

LADEAPPARAT FOR DYNAMITT M/FILM.
Ingeniør Sten Ljungberg. " " 12.

LADING AV PULVERSPRENGSTOFF.
Sivilingeniør Ludvig Baumann. " " 13.

ELEKTRISK TENNING - SIKKERHETSSPØRSMÅL.
Ingeniør Åsmund Bjørge. " " 14.

FORPLANTNING AV LUFTTRYKKBØLGER FRA SPRENGNING PÅ TUNNELSTUFF.
Kaptein Arnfinn Jensen. " " 15.

NYUTVIKLET VIBROGRAF.
Ingeniør Eskild Bentzen. " " 16.

KONTOR FOR FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK i samarbeid med
DEN NORSKE INGENIØRFORENING.

UTSTØPING AV TUNNELER.

Foreleser:
Sivilingeniør Ole Søe Eriksen.

UTSTØPING AV TUNNELER.

Tokke 1 har nå vært i drift i 3 år. Det kan kanskje virke litt malplasert i denne forsamling å skulle fortelle om ting som hendte helt tilbake til 1958. Allikevel tror jeg der er ting som kan ha aktuell interesse.

Tokke-anleggene som ligger i Telemark, har en 17.5 km. lang tilløpstunnel med 75 m^2 profil.

Ventilkammeret (monteringskammeret) ligger på Eidsborg. Det er to rørgater (trykksjakter) som hver forsyner 2 turbiner med vann (Plan B-3751). Foran hver rørstreng er da som vanlig en rørkonus med finvaregrind. Foran hver av disse er det da en tunnel. Det er disse to tunneler vi særlig skal beskjeftige oss med, de såkalte grentunneler.

Disse tunneler møtes i et stort basseng, pådragskammeret, med svingesjakt og avslagskammer liggende ovenfor. I dette bassenget munner tilløpstunnelen ut.

Fra dette basseng og til første tverrslag (tv.4) er det i tunnelens retning ca. 550 m. Ellers er normal drivelengde på tunnelen ca. 3 km. Den totale avstand mellom ventilkammer, hvor vi hadde adkomst fra dagen, og til tv. 4 var således bare ca. 900 m. At denne avstand var så kort i forhold til de andre seksjoner var bra, da det var her vi møtte de alvorligste vanskeligheter med hensyn til tunneldriften, og det skulle da også vise seg at vi fikk arbeide nok på denne seksjon, for å bli ferdig til fastsatt tid.

Omtrent 250 m ovenfor ventilkammeret visste man fra geologens utsagn at man ville treffe på bergartskillet mellom kvartsitten (i stasjonsområdet) og amfibolitten (i driftstunnelen). Her var det varslet alvorlige vanskeligheter for tunneldriften. Allerede fra driften av adkomsten til ventilkammeret hadde man støtt på dårlig fjell, og måtte gå til omfattende betongutstøpninger. Likeledes i selve ventilkammeret, hvor hele hvelvet måtte utstøpes etter hvert som man gikk fremover med sprengningen, og likeledes 2/3 av veggene.

Et omfattende diamantboreprogram fastslo at den eneste mulige plasering av svingesjakten, en over 60 m høy sjakt med 120 m^2 tverrsnitt, var ca. 350 m ovenfor ventilkammeret.

Dermed fremkom naturlig disse lange grentunneler (ca. 350 m lange) som er så spesielle for Tokke 1.

Ønsket om å drive disse tunneler med så lite tverrsnitt som mulig, gjorde det nødvendig, av hensyn til falltap, å utføre dem med helt glatt betongutforing. Hensynet til trykkvariasjonene med avslag og pådrag (bakenfor svingkammer) og utvendig vanntrykk ved tomme tunneler (inspeksjon) gjorde at de ble utført som vist på denne plan (4141) med armert betong utstøpt i 6 m seksjoner, monolittisk med tetningsskjøt mellom seksjonene.

Disse lange strekningene, ca. 700 m, med kompliserte konstruksjoner i vanskelig fjell gav oss interessante muligheter til å legge opp en rasjonell planlegging for arbeidets utførelse. Arbeidet gikk imidlertid sin gang og allerede fra den første drift frem til konusene var man støtt på så store vanskeligheter at man selv med støp på stuff hadde sikkerhetsproblemer ved 2 m inndrift ad gangen.

Ønsket om å få utføre arbeidet så billig som mulig, gjorde at det ble fremsatt ønske om å støpe seg ferdig etterhvert med permanent utstøpning, alternativ 1. Dette støtte imidlertid på alvorlige praktiske problemer, og et annet alterna-

tiv (II) ble fremsatt. Dette gikk ut på først å drive seg fremover med utstøping på de mest nødv. steder av hensyn til sikkerheten, og så siden å utstøpe permanent. Jeg gjengir et interessant notat fra dengang ang. disse problemer - notat av 13/3.58. (Bilag 1).

Etter dette valgte man å utføre arb. etter alt. II.
En stålforskalling ble bygget. (Plan A-1000). Denne hadde hengsler i sidene som kunne reguleres med skruer og stag.

Jernbuene var foret med plank og deretter pålagt stålhud, 0.8 mm. Dette viste seg å være en heldig løsning, da formen ble svært smidig og sterk av dette, og tålte med letthet de kraftige formvibratorer som ble plasert på sidene (spesifikasjoner Vibroverken E.R. 11).

Formen ble trukket på meier fremover, enten ved hjelp av lastemaskiner eller ved hjelp av kjedetaljer. Det viste seg fort at det lønnte seg å avrette sålen på forhånd under meiene. Gjennom formen hadde man mulighet for å passere med såvel lastemaskiner som med dumptorer.

Arbeidsgangen ved utstøpingen ble da følgende:
(Plan A-1001) (8 punkter).
Ang. armering kan nevnes at den festes til fjellbolter som innsettes nøyaktig i forhold til centret av tunnelen.

Hullet bores rikelig og når boltehodet er kommet i riktig avstand, fastkiles bolten. Ang. betongstøpen kan nevnes: Først støpes sålen. Til å begynne med hadde vi her komplett overforskaling. Det viste seg unødvendig. Et par, tre, forskalingsbord langs sidene viste seg å være tilstrekkelig. Deretter ble formen fyllt fra to luker i sidene med renner fra topprøret.

Til å begynne med hadde vi store vanskeligheter med å få tilfredsstillende resultat i sidene. Vi prøvde med mange forskjellige matesteder for betongen. Det viste seg at det var et enkelt knep som skulle til for å få helt bra resultat.

En presenning eller gammel ventilasjonsduk ble senket ned under luken for å beskytte armeringen mot betongsprut. Denne ble trukket opp etter hvert. Til slutt fyltes resten av formen gjennom topphullet. Plaseringen av dette hullet er meget viktig for kvaliteten av støpen. Ca. 2/4 punkt langs^ toppen av formen var det beste - med andre ord nokså nær den brede enden av formen. I toppluken var det et spjeld, som stengtes når støpingen var avsluttet, og luken ble fjernet få timer etter.

Dagen etter støpingen ble det satt vanning på betongen.

Bilde 1 viser grenrøret etter avsluttet støp. Man ser fuktgjennomslag i fugene. Dessuten ser man vertikale sprekker med fuktgjennomslag midt mellom fugene. Etter endt betongarbeider ble hele grenrører injisert med cementvelling mellom betong og fjell, med særlig henblikk på å tette alle vannlekkasjer. Dette injiseringsprogrammet lyktes tross enkelte store vannlekkasjer med svært vanntrykk.

Her vises en normal produksjonsrapport midt i perioden 3 seksjoner = 18 m ved 3 skifts drift. 2 skift a 4 mann og 1 skift med 3 mann.

Videre vises en produksjonsrapport fra slutten av arbeidet, der man gjennom trening var kommet opp i 4 seksjoner i uken 24 m.

Bilde 2 viser forskalingsformen før man skal rigge seg til for støping.
Bilde 3 viser øvre del av forskalingen, man ser formvibratorene og reguleringsstagene for forskalingen.

Bilde 4 viser formen fra støpesiden. Dette bilde er fra en tidligere periode da vi førte topprøret inn gjennom endeforskalingen. Man ser den avrettede såle og endeforskalingen. Den innerste del av endeforskalingen ble benyttet om igjen flere ganger (fra gang til gang).

Bilde 5 viser en detalj av endeforskalingen, som festes til bukken med klaver. Man ser også "tetningsblikket" av plastik eller lign.

Bilde . viser formvibratorene. Det var 4 stk. i bruk + 1 senere. Disse kunne festes mange forskjellige steder på formen.

Bilde viser støperingen.
" 8 " inntakskonusen.
" 9 " lukene ved beg. av grentunnelene. Lukene er rulleluker H = 600 m. B = 200 m.
" 10 " Samme før riving av forskaling.
" 11 " Svingesjakten sett fra bunnen og oppover.
" 12 " Samme sett før forskalingen er revet.

Data og omkostninger:

Sprengningsarbeider: kr.1.450.000.-

(pr.m $\frac{1450.000}{536.000}$ = 2.700 kr/m)

Sikringsarbeider:

Lønninger:	204.577.-	
Materialer:	173.983.-	
Transport:	18.361.-	
Egne maskinutg.:	4.130.-	" 401.052.-

Permanent utstøpning:

Lønninger:	678.422.-	
Materialer:	1.043.394.-	
Transport:	66.021.-	
Egne maskiner:	43.342.-	
Leiemaskiner:	4.879.-	
Andre utg.:	1.600.-	" 1.837.659.-

(pr.m $\frac{1.837.659}{536}$ = 3.420 kr/m) kr.3.688.700.-

Totale omkostninger eks. administrasjon:

(pr.m $\frac{3.688.700}{536}$ = 6.870 kr/m)

Foreskrevne minste tykkelse på grenrør, 20 cm, teoretisk masser etter minsteprofil 18.9 x 536 x 0.20 $\approx$ 2000 m^3.

Virkelig medgåtte masser 5983 $\sim$ 6.000 m^3. D.v.s. 3 ganger så mye som nødvendig etter minsteprofil.

Driften av grentunneler.

Notater pr.13/3.58.

Alternativ I.

(Armering og ferdig utstøping i en operasjon. Sålen utstøpes etterpå).

Mot denne plan kan gjøres følgende innvendinger:

A. Kvalitetsmessige.

1. Det vil være vanskelig, i visse tilfeller helt umulig, å utføre førsteklasses betongarbeide i rasfarlig fjell. Man kan risikere at formen raser full av stein og jord, og armeringen kan ta skade.

2. Det vil ikke være mulig å garantere at betongen ikke tar skade under skytingen, selv om betongen er fullstendig herdnet.

3. Man kan ikke støpe helt på stuffen av hensyn til skjøting av armeringen. Skjøtarmeringer vil bli skadd under skytingen og kan vanskelig rettes fullstendig opp igjen.

4. Det vil være umulig å få utført sålestøping i forbindelse med veggstøp. Her må derfor innlegges en fuge. Dette er en kvalitetsmessig svakhet.

B. Tidsmessige.

1. Skulle man overhodet ta sjansen og skyte i nærheten av betongen måtte denne i alle fall ha stått i minst 3 døgn. Dette betyr en forsinkelse i forhold til uarmert utstøping, hvor vi kan skyte etter 30 timer.

2. Arbeidet vil være komplisert og vanskelig å få inn i en bestemt rytme. Det vil være vanskelig til alle tider å få både snekkere, støpere, tunneldrivere og utlastere effektivt beskjeftiget.

C. Sikringsmessige.

Arbeidet vil være svart uheldig sikringsmessig sett, idet der vil være umulig å forhindre at der arbeides i lange tidsrum under det dårlige fjell.

Alternativ II.

Denne går ut på først å føre tunnelen helt igjennom til fordelingsbassengområdet, og sikre driften ved betong-utstøpning (uarmert) der hvor det er nødvendig.

Deretter utstøpes hele tunnelen med annen betong.

Denne plan har følgende fordeler:

A. Kvalitetsmessige.

1. Betongarbeidene kan utføres tilfredsstillende, da fjellet ikke er rasfarlig og der ikke forekommer skyting eller steintransport under arbeidet.

2. Betongen kan få lov å herdne i fred. Dette gjelder også sålen.

3. Sålen kan utstøpes i forbindelse med veggstøpingen og man unngår skjøter.

4. Skjøtarmeringen bevares intakt.

B. Tidsmessige.

1. Arbeidet med å drive tunnelen igjennom og sikre den vil gå betydelig hurtigere, da man ikke trenger å vente på at betongen skal herdne ved drift av begge tunneler samtidig. Arbeidet blir mindre komplisert og man kan hele tiden utnytte mannskapsstyrken effektivt.
2. Utstøpingen av den armerte betong kan legges rasjonelt til rette, da det ikke vil være skyting og stentransport i tunnel.

3. Man vil kunne fjerne forskalingen hurtigere, da det ikke er skyting i tunnelen.

C. Sikringsmessige.

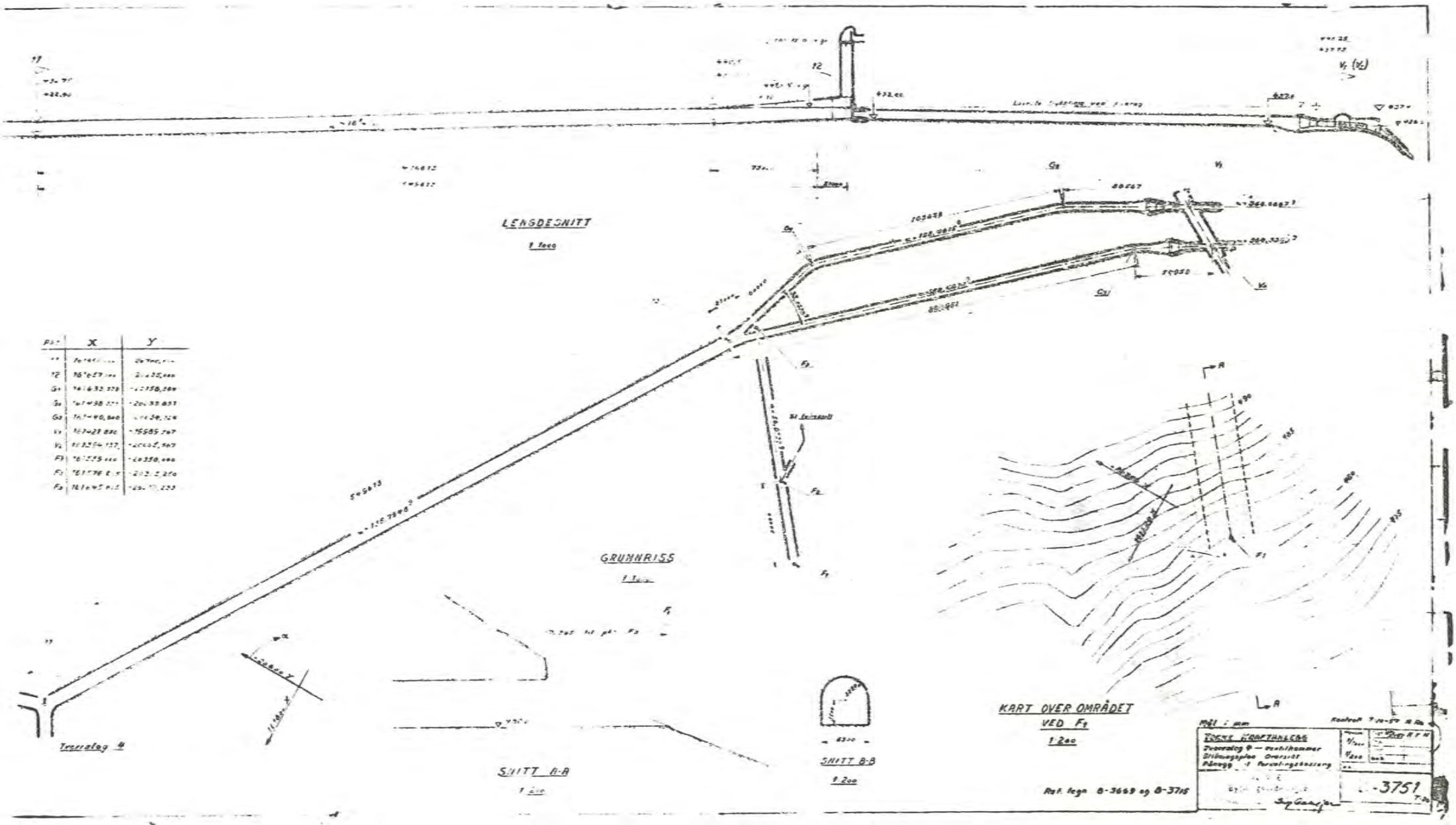
1. Arbeidet med å drive tunnelen igjennom kan utføres på vanlig måte med minimum opphold under rasfarlig fjell.

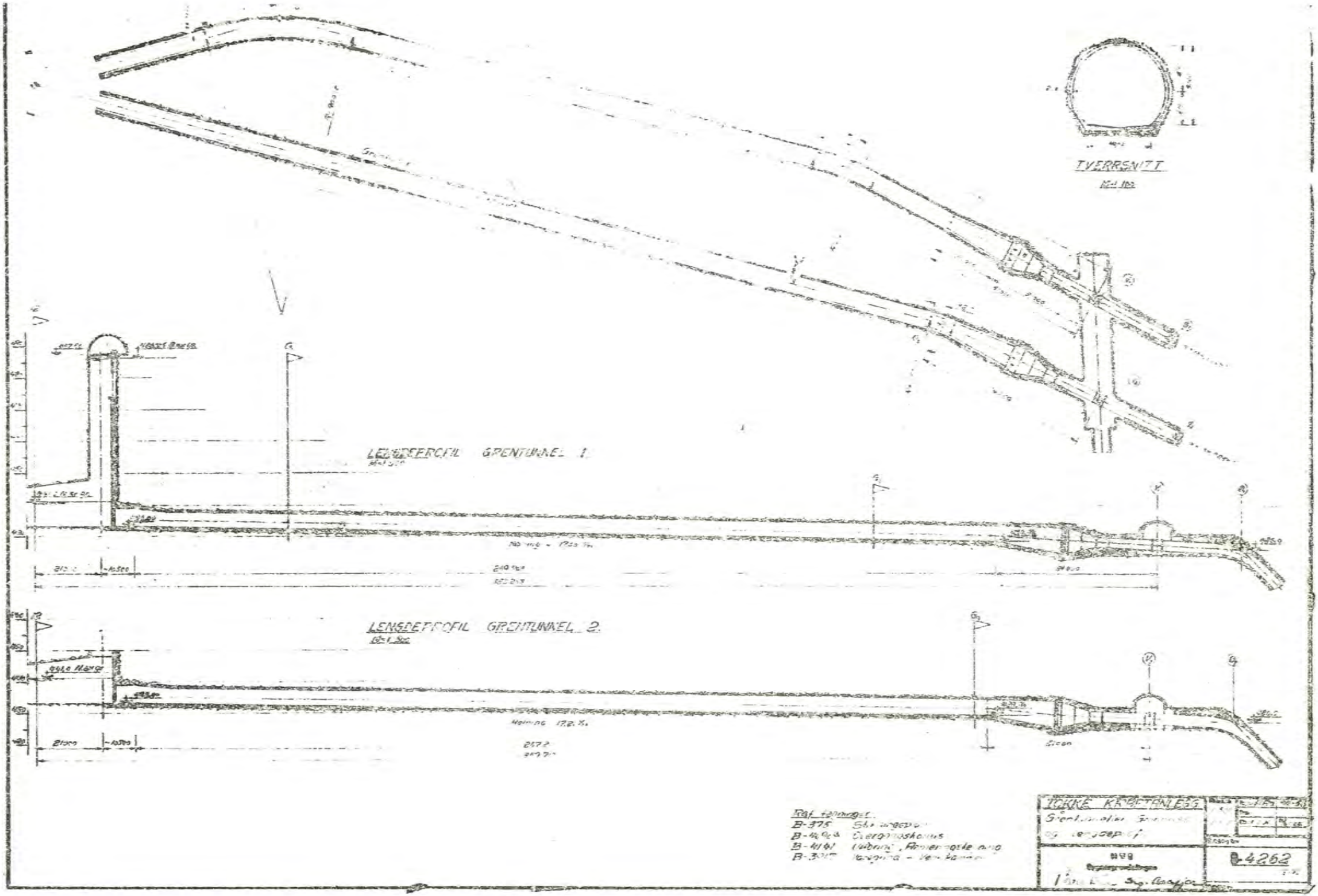
2. Den armerte utstøping kan utføres under helt betryggende forhold.

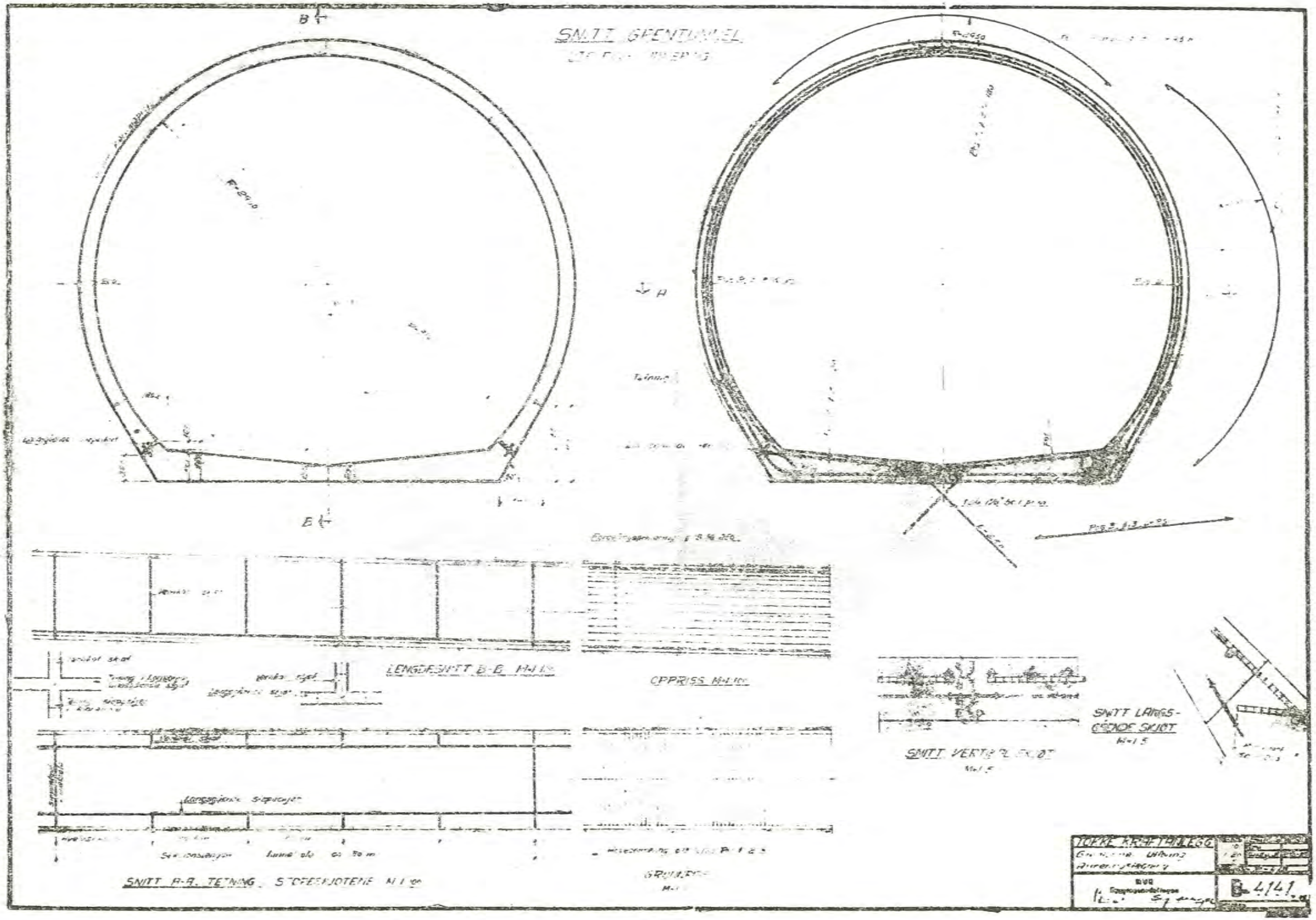
1959 Tunnelrapport.

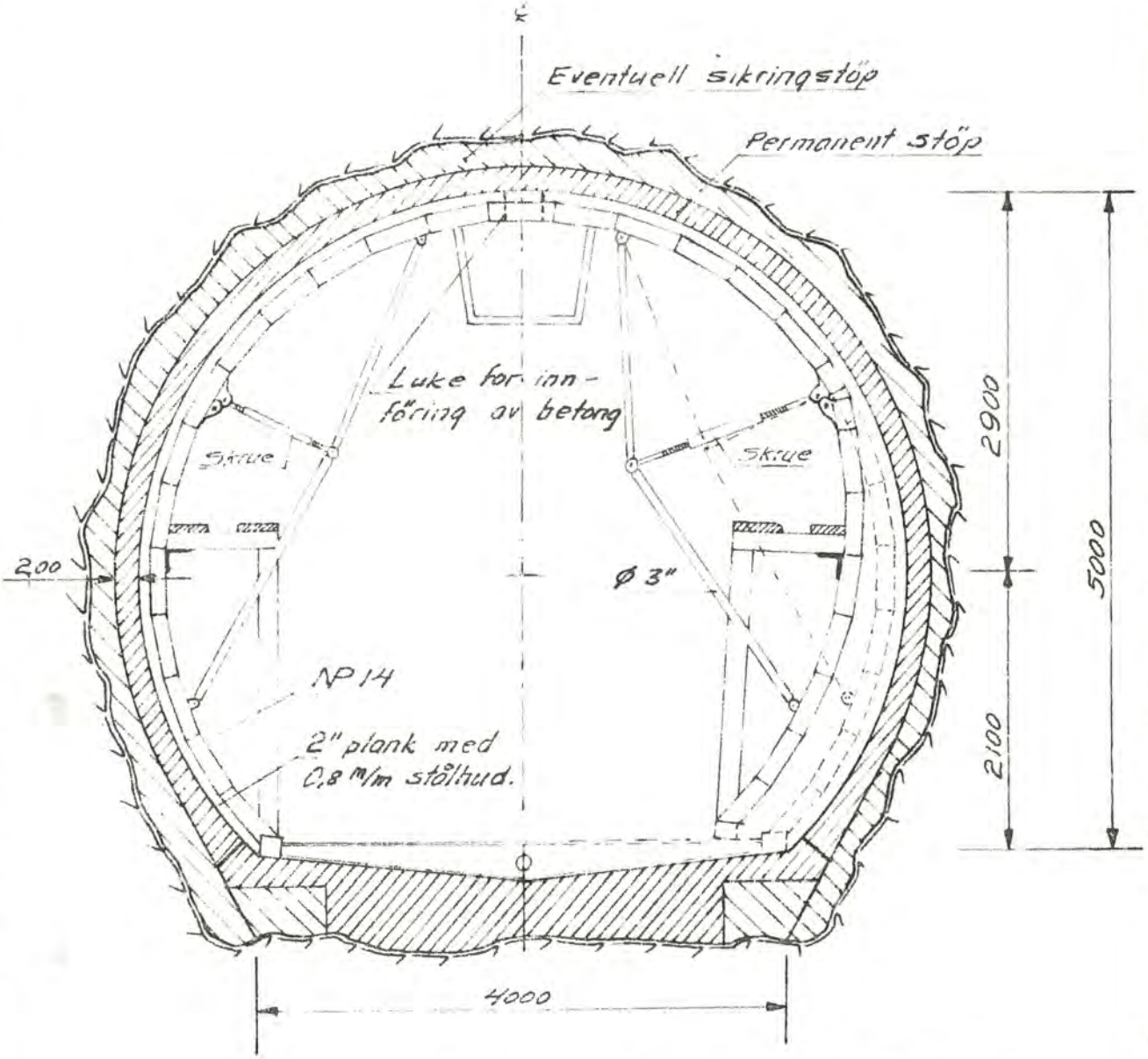
okt.		timer
9.	Endeforskaling 3	22.5
	" 4	30
	Støping 3	22.5
10.	" og opprydding	22.5
	Bolteboring for armering	30
	Jernbinding	22.5
12.	Flytting og smøring av forskaling	30
	Endeforskaling og armering i bunn	22.5
	" " støping	30
13.	Støping og opprydding	30
	Bolteboring for armering	22.5
	Jernbinding	30
14.	Flytting og smøring av forskaling	30
	Endeforskaling og armering i bunn	22.5
	" og støping	30
15.	Støping og opprydding etter støp	30
	Bolteboring for armering	22.5
	Jernbinding	30
	Støpt i uken 3 seksjoner a 6m) Sum timer	480
27.	Flytting og smøring av forskaling	30
	Endeforskaling og armering i bunn	30
	Støping	30
28.	Bolteboring for armering	30
	Armering	30
	Flytting og smøring av forskaling	30
30.	Endeforskaling og armering i bunn	30
	Støping	30
	Bolteboring for armering	30
nov.		
1.	Armering	30
	Flytting og smøring av forskaling	30
	Endeforskaling og armering i bunn	30
2.	Støping	30
	Bolteboring for armering	30
	Armering	30
3.	Flytting og smøring av forskaling	30
	Endeforskaling og armering i bunn	30
	Støping	30
	Sum timer	540

Støpt i uken - 4 seksjoner a 6 m.


LENGDESNITT
1:1000
GRUNNRISS
1:1000
SNITT A-A
1:200
SNITT B-B
1:200
KART OVER OMRÅDET
VED F3
1:200
Terrateg 4
Ref. tegn B-3699 og B-3715
B-3751


TVERRSNITT
LENGDEPROFIL GRENTUNNEL 1
LENGDEPROFIL GRENTUNNEL 2.

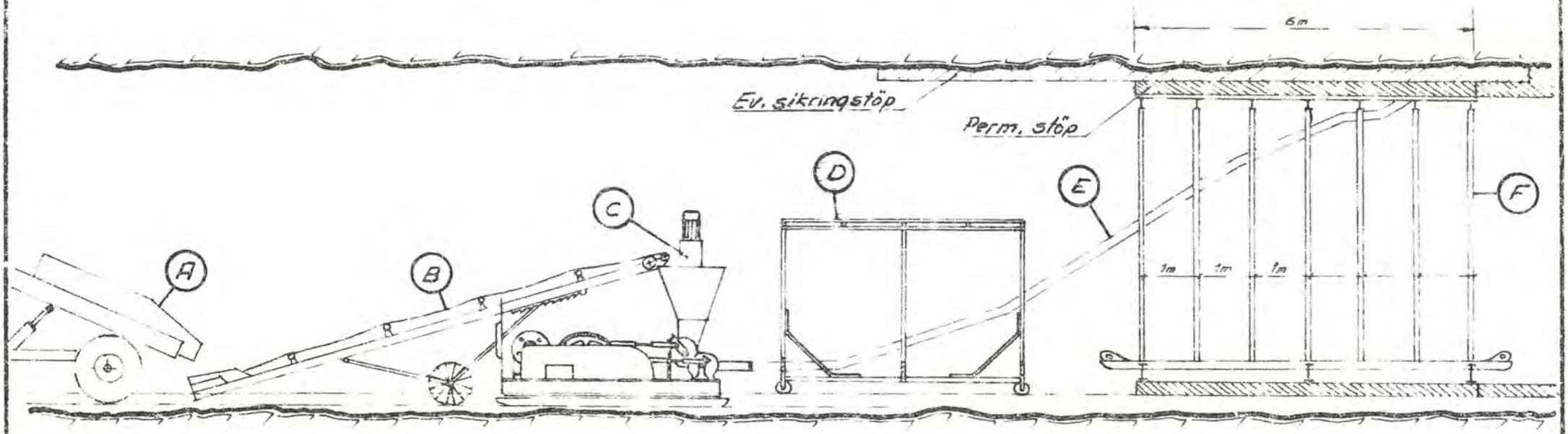

SNITT SPENNTUNNEL
LENGDESNITT B-B M 1:100
OPPRISS M 1:100
SNITT LANGS-GÅENDE SKJØT M 1:5
SNITT VERTIKALT SKJØT M 1:5
SNITT A-A. TETNING. STØPEFUGENE M 1:100
GRUNNRISS M 1:100



Hovedarmering (vertikal) Ø 13 c/c 120

Horisontalarmering Ø 13 c/c 250

Stålforskalling for permanent utstøping grentunneler. Tokke 1	Tegn.: Trac.: LL	M 1:50
TOKKE KRAFTANLEGG Arbeidsstudiegruppen	Kfr.: Dato: 5/11-57	A-1000



Betegnelser

A Betongkasse montert på bil.
B Transportband
C Betongpumpe (Torkret L-7A).
D Bukk for bolteboring og armering.
E Trykkluftrör for betong
F Flyttbar stålforskalling.

Beskrivelse av arbeidsgang.

1 Spyling rengjöring tunnel og såle
2 Stöpe fundament for forskallingsslede
3 Armering (mens herdning pågår).
4 Plassering forskalling
5 Plassere endeforskalling
6 Stöpe såle (uten forskalling)
7 Stöping rundt forskalling
8 Herdning. Benyttet herdetid ca.

Permanent utstöping grentunneler Tokke I	Tegn.:	M=1:100
TOKKE KRAFTANLEGG Arbeidsstudiegruppen	Trac.: Kfr.: Dato: 8/6 - 51	A-1001



Fig. 1

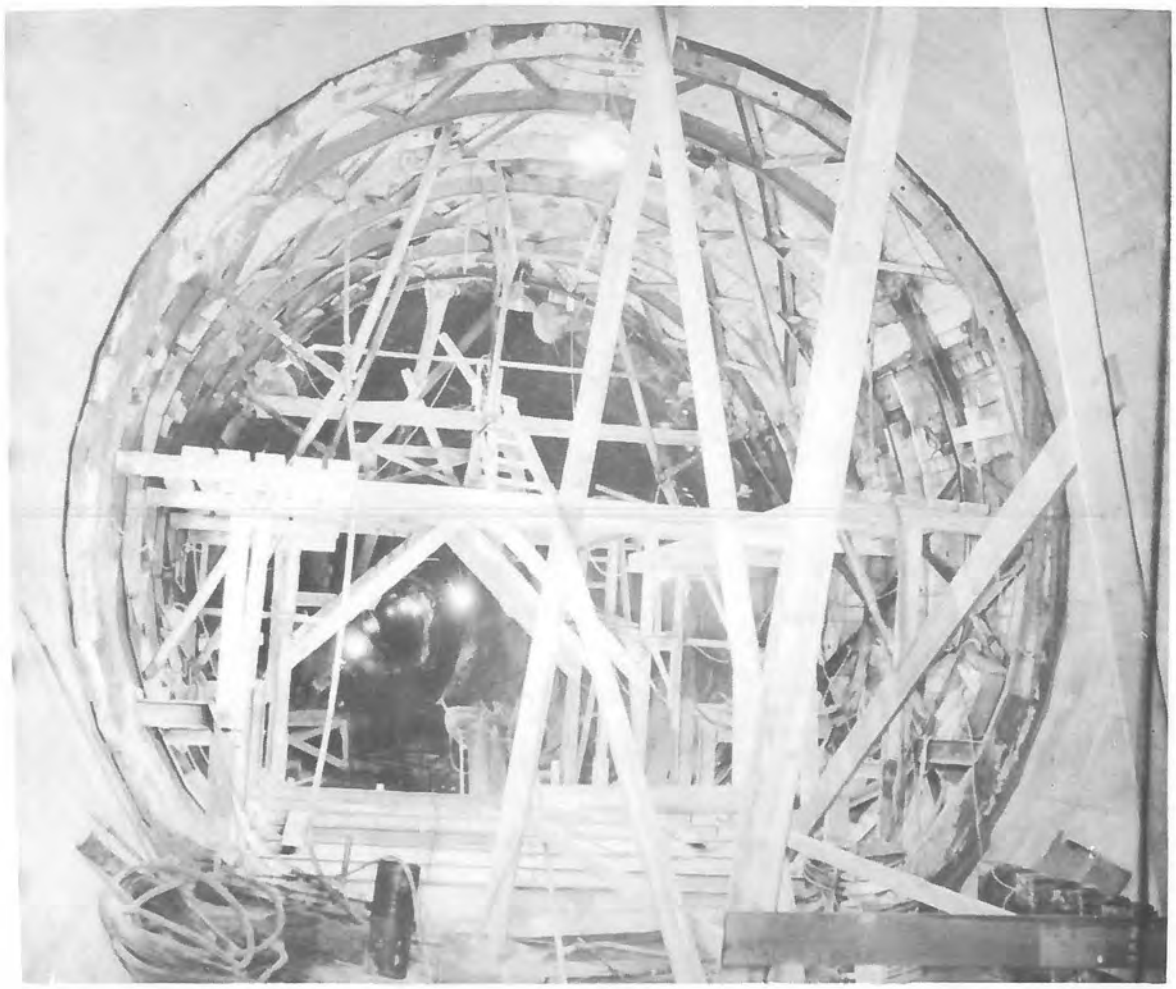


Fig. 2



Fig. 3

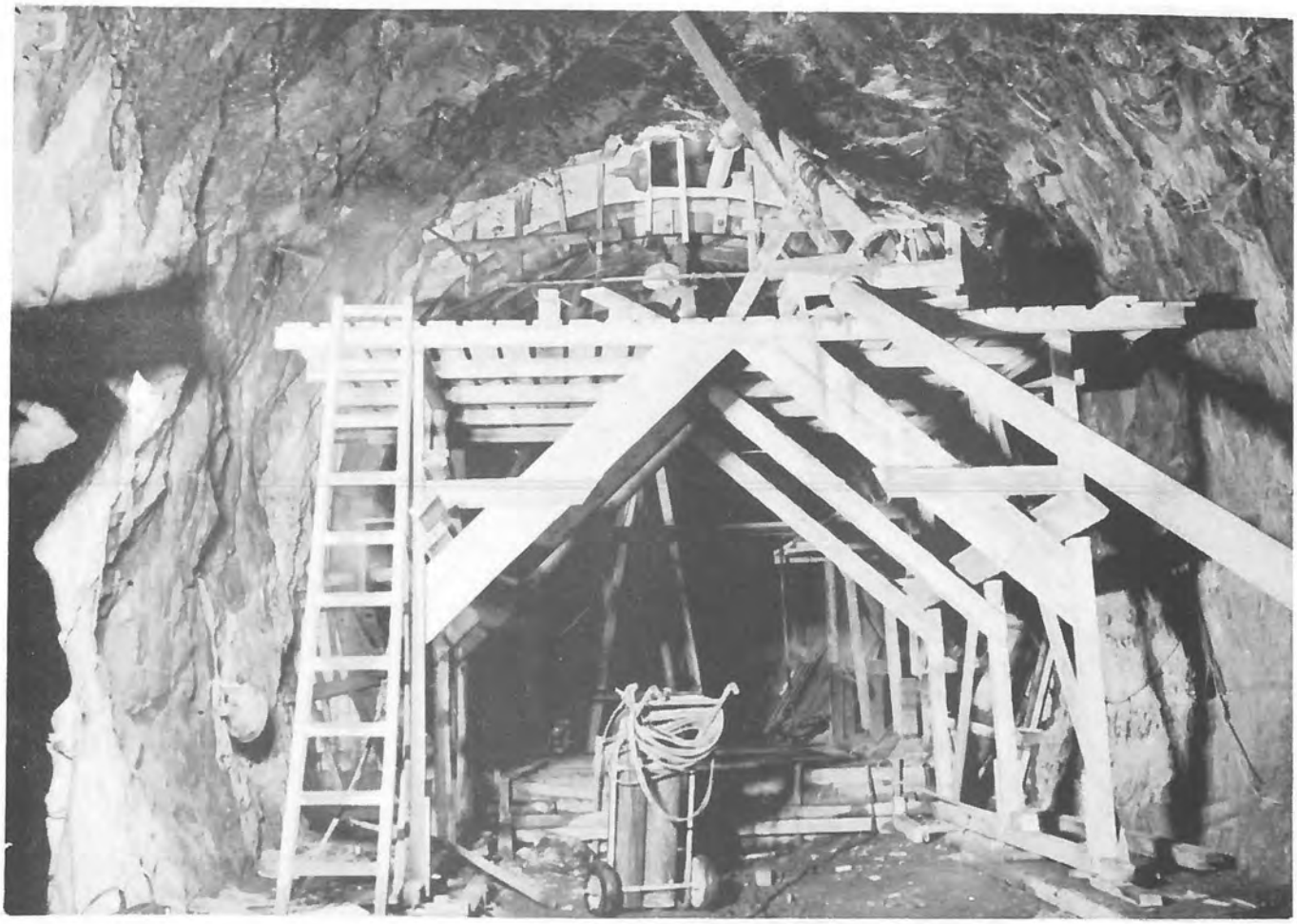


Fig. 4



Fig. 5

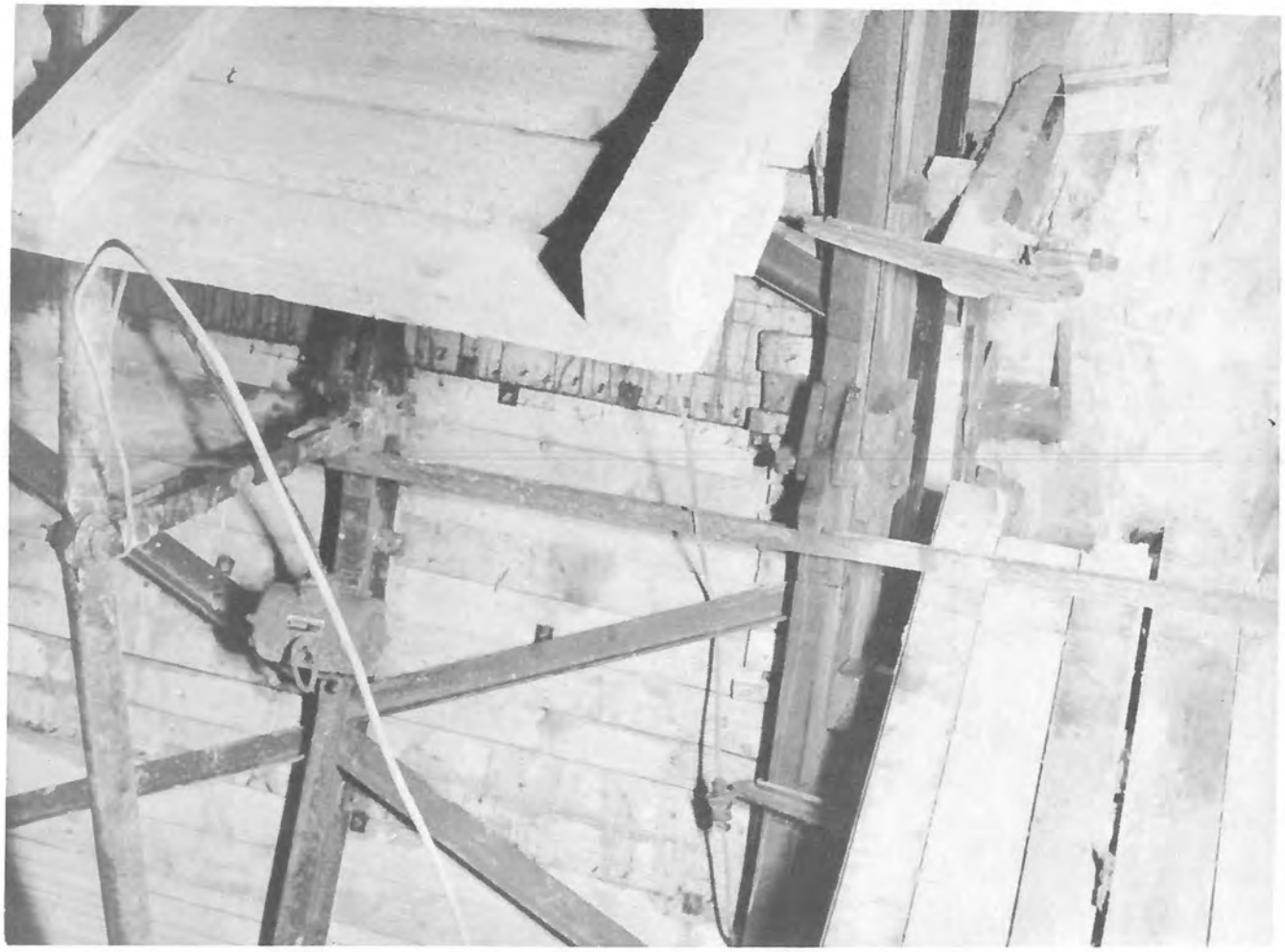


Fig. 6





Fig. 8



Fig. 9

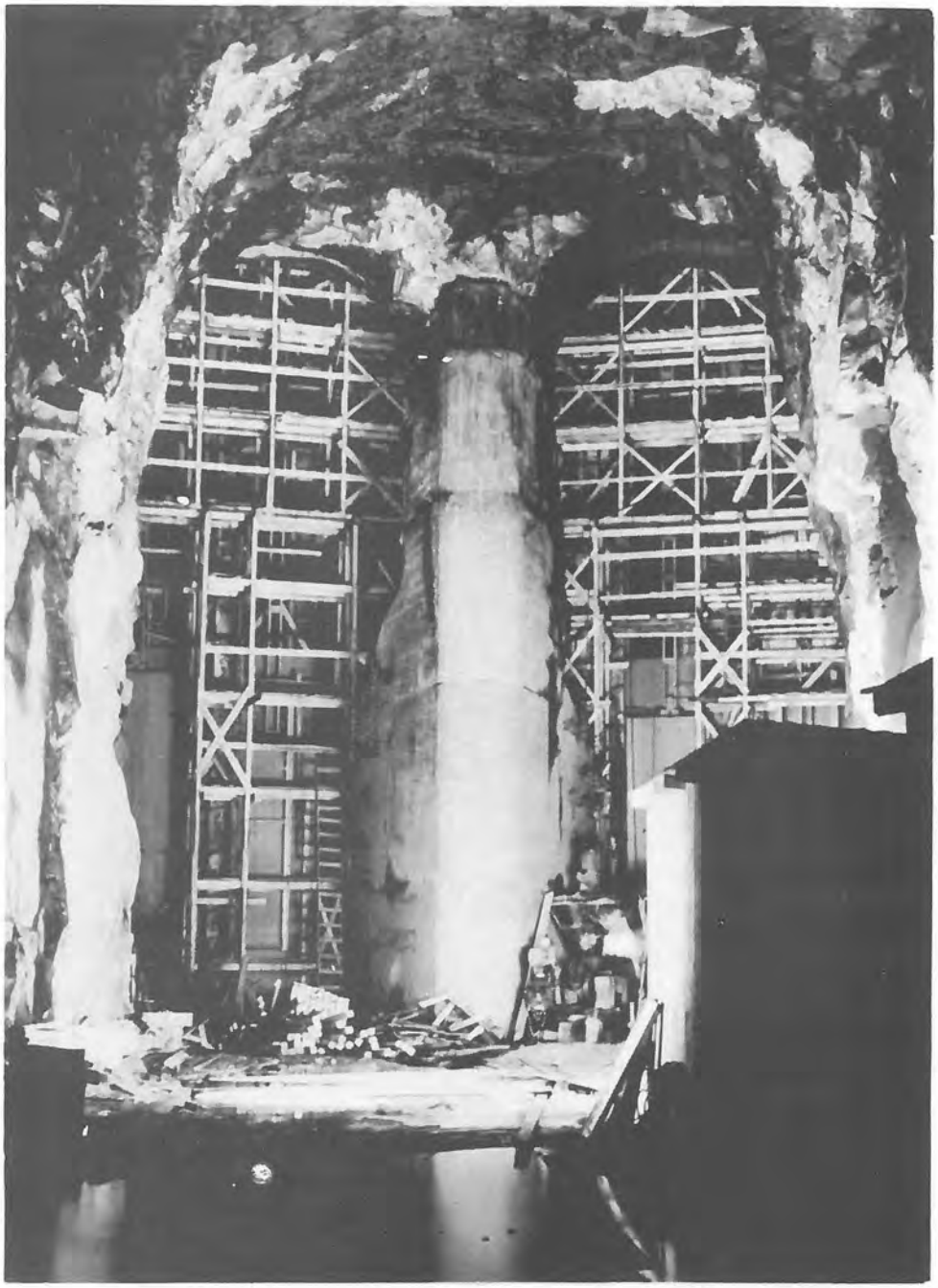


Fig. 10



Fig. 11

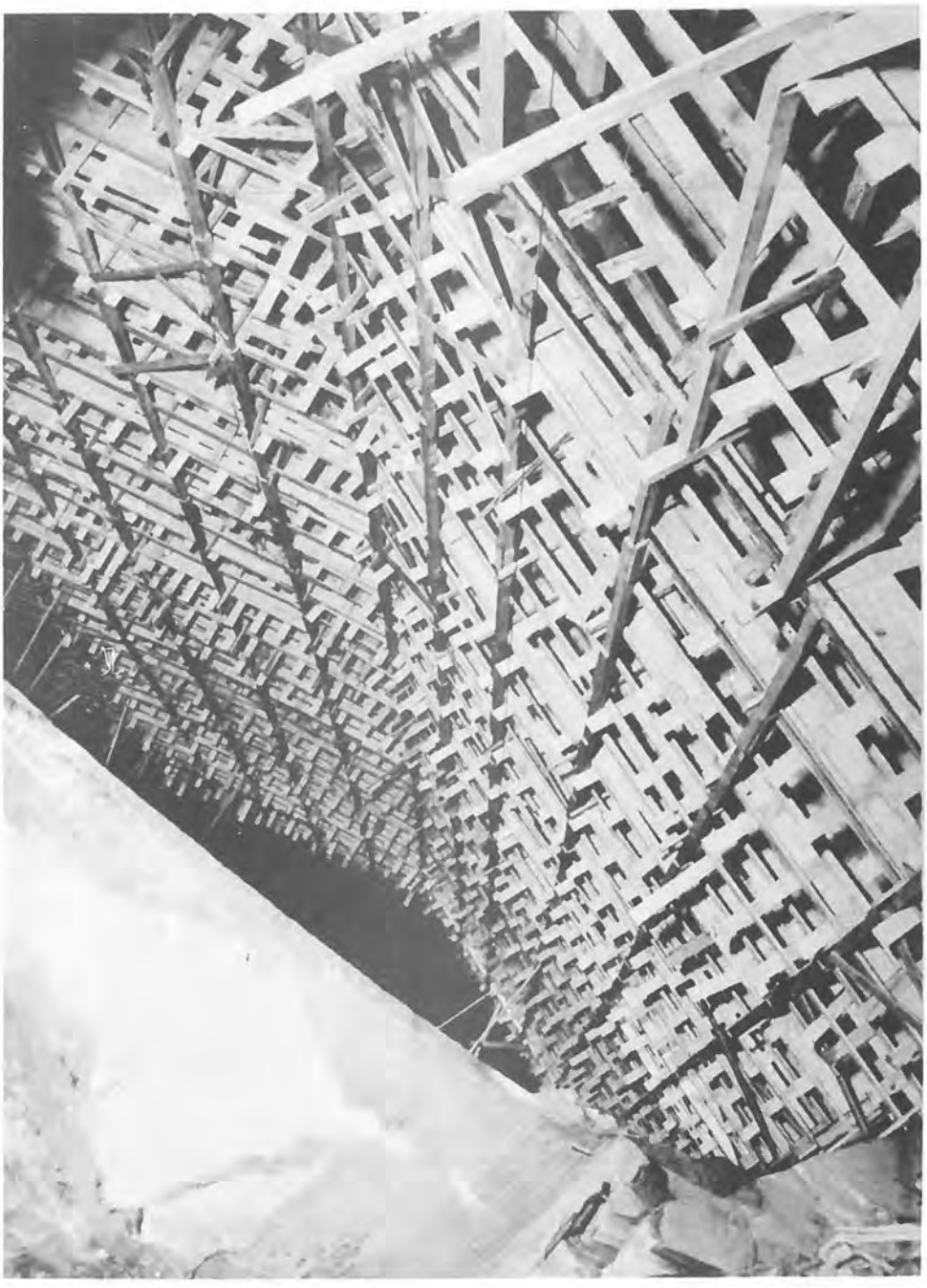


Fig. 12

KONTOR FOR FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK i samarbeid med

DEN NORSKE INGENIØRFORENING.

Konferanse i FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK.

STEMPLING MED STÅLBUER.

UTSTØPNING PÅ STUFF.

Foreleser:

Sivilingeniør Tor Johansen.

Som vel kjent er, har man her hjemme i de siste 20 år drevet en lang rekke mil med tunneller - skal vi tro vår egen firma-annonse i den tekniske presse - har bare vårt firma drevet nærmest en uendelighet av dem.

Det aller meste av dette er først og fremst utført i små tverrsnitt - fra 5 til 20 m2.
Det vil si, at de problemer vi der har møtt i form av dårlig fjell, de har vi fått fra den letteste siden, og de har stort sett latt seg løse med enkle midler.

Det er fristende å si, at i den lange rekken av tunneller med små tverrsnitt har vi så godt som ikke behøvet å bekymre oss om, eller oppdaget, hvilke problemer en drift gjennom et virkelig dårlig fjell kan føre med seg.

Tradisjonelt hadde vi derfor vennet oss til at fjellet hos oss er godt. Hele vår drift i de lange tunneller var innstillet på å skulle være en parademarsj. Det billede vi så for oss, også for de store tverrsnitt, det var nærmest et glansbillede.

Da vi så gikk over til utstrakt drift også av de store tunneller, og der traff på de dårlige fjellpartier, dumpet vi følgelig rett opp i elendigheten, av både teknisk og ikke minst økonomisk art.

Med vår erfaring fra de små tverrsnitt betraktet vi våre nye og sørgelige forhold som høyst overraskende og uforutsette, og både byggherre, konsulent og entreprenør tok det hele nærmest som en personlig fornærmelse.

Dermed var man uvillig til å se problemene alvorlig nok med en gang. Det var langt lettere å gi seg hen til ønsketenkning om snarlig overgang til bare stasfjell igjen.

Så humpet man da fra den ene improvisasjon til den andre, kanskje en hel, lang anleggsperiode gjennom.

Vi hadde ikke - som grubene - vante sjakthuggere i våre rekker, men våre vanlige forskalingssnekkere og ulystne stuffolk balet på med tømmer og boks så godt de kunne. Møysommelig reiste vi våre tømmerskjermer under

taket, men sørgelig sjeldne ble de annet enn temmelig verdiløst skuebrød.

Og våre vel overveiede stemplinger av grovt tømmer ble allikevel stående så håpløst i veien, når vi til syvende og sist måtte frem med forskalling og støp.

Vi reduserte tverrsnittet kraftig, og vi forsøkte å liste oss forbi til venstre eller til høyre. Det kunne gå bra, men langt fra alltid. Og for den videre drift var disse krumspring i alle fall en evig plage.

Det var derfor et langt skritt fremover da man for ca. 10 år siden via tidsskrifter og ikke minst ved Selmers Snowy Mountain arbeider kom i kontakt med den amerikanske metode med stempling av stålbuer på stuff. Fig. 1.

Fordelene er åpenbare, og jeg skal nevne noen i fleng.

a. Man kan komme gjennom, d. v. s. man er i stand til å drive rett gjennom et filleparti uten å redusere tverrsnitt, eller å forandre retning.

b. Buene kan oppta de krefter som måtte oppstå, og man kan lett holde øye med i hvilken grad de faktisk blir belastet.

c. Buene kan og skal reises helt inne på stuff, og de tåler den enorme påkjenningen fra salveskytingen.

d. De steroplede partier kan støpes ut siden uten at man behøver å rive noe av stemplingen først.

e. Elementene er nærmest i form av byggeklosser, slik at det vanlig stufflag greier arbeidet selv uten hjelp av snekkere.

DETALJER.

Systemet er jo nå vel kjent, og vi skal bare ganske kort se på en del detaljer slik som de fremgår av et billede fra en 65 m2 tunnel på Rjukan, drevet i årene 1956 - 1957.

Buene er bygget opp av I bjelker.

a. Dimmensjonene er ikke bestemt ut fra statistiske hensyn alene, men også ut fra den forutsetning at de skal settes helt inn på stuff og vil bli skutt på, og at de derfor bør være litt robuste.

   For tunnelstørrelser fra 18 m2 til 70 m2, kan en slik tabell passe:

18 m2 - I.N.P. 14
25 m2 - I.N.P. 16
30 m2 - I.N.P. 18
40 m2 - I.N.P. 20
50 m2 - I.N.P. 22
70 m2 - I.N.P. 24

b. Avstand, 1,5 m synes være en brukbar avstand mellom buene, d.v.s. man starter gjerne noe forsiktig med 1 m, så øker man på til 1,5 m og forsøker 2,0 m, men går da ganske kvikt tilbake til 1,5 m igjen.

c. Avstivning.

Buene stives av seg imellom med strekkbånd og avstandsstykker av boks. Dessuten må man fore ut mellom fjell og buer ved leddene, og få satt inn noen fjellbolter, så ikke det hele rakler sammen ved første salve.

d. Dekket.

Over buene legges plank eller reisved, og fra dette dekket og opp til fjellet pakkes så opp med krysslagte boksestubb, gammel slippers eller småømmer.

DRIFTSRESULTATER.

Et amerikansk firma utførte i 50-årene en 30 m2 tunnel på New Zeeland. Hver meter ble stemplet på stuff og senere utstøpt. De hadde der en jevn inndrift inklusive stempling på vel 60 m pr. uke. Vi må bare uten videre innrømme at det helt stiller i skyggen våre hjemlige Verden- Norges- og Setesdalsrekorder, kan vi nå opp i 30 - 40% av vår fremdrift, skal vi være meget godt fornøyet.

UTSTØPNING PÅ STUFF.

Som regel må man senere støpe ut de partier som er stemplet. Vi ser uten videre at betongutfyllingen må bli så som så, med løsmasser, trematerialer og stålbuer innestøpt.

Særlig uheldig er selvfølgelig forholdene ved svelleleire eller kalkspattganger kombinert med vann. Det er da ingen grunn til å gå omveien om stempling, det er bare om å gjøre å få forseglet og støttet opp partiet permanent så fort som mulig.

Våre stemplingsbuer - litt modifisert - gir uten videre et brukbart forskalingssystem for direkte utstøping på stuff. Fig. 2.

Igjen er det det samme, vi disponerer et vanlig stufflag, og arbeidet med utstøpingen bør være så enkelt at stufflaget selv greier det uten noen ekstra hjelp.

Hvis man til driften bruker en vanlig robust borbukk, er det naturlig å utnytte den som arbeidsplattform og som del av stemplingen.

Elementene er av normalprofil I, for denne 70 m2 tunnellen er det I. N. P. 22. De er ikke tyngre enn at et par mann kan montere dem fra de forskjellige borplattinger.

Leddene må sikres både med stempling innbyrdes og med utforing mellom buer og fjell.

Hvis det er så pass til fjell at man kan utnytte bolter, kan en del av den innbyrdes stemplingen sløyfes. Fjellboltene er dessuten til god hjelp ved monteringen.

Har man ikke en stor borbukk, vil et lettere system lønne seg. Fig. 3. Det har færre ledd, d. v. s. færre steder hvor folk må kunne komme til ved monteringen. Det forutsettes en reis i center for oppstøtning av toppleddet og for avstivning av stemplingene.

Da får man samtidig den arbeidsstillas som man må ha for å montere og for å forskale.

Selve forskalingsflaten er 2" plank. Den stiftes meget forsiktig til samlebord på buene.

Stuffen er som regel ujevn. Når man bruker plank, blir den tildannet fjell og skjøvet helt mot, slik at fjellet blir støttet opp av betonghvelvet helt inn til den vertikale stufflaten. Det er viktig for driften videre fremover.

Buene må kunne senkes for å bli avlastet betongvekten.

Her er foten bygget av en skruespindel eller om man ønsker det, av en sveivejekk. Fotplaten på denne skrues så hver gang fast til en langsgående DIP. Det gir mulighet for høyderegulering på 20 - 30 cm.

På skissen, fig. 4, er vist forskaling av 7 lm tunnel, d. v. s. 2 salver. Normalt reises buene på stedet, altså helt inne på stuff. Det er det letteste, men det fører med seg at mesteparten av laget i noen timer må arbeide på det mest utsatte rasparti.

Men det er heller ingen ting i veien for å arbeide vesentlig sikrere.

Hele seksjonen kan settes sammen 10 - 15 m bak stuff - hvor det allerede er sikret. Den langsgående svillen av DIP hviler da i et kanaljern som ligger som skinne, og den ferdig montерte formen skyves inn til stuff av bulldozer eller shovel. Men arbeidet med anslutningen til fjell blir noe mere brysom.

Sørgelig ofte er det kraftig vannsprut i de dårlige partiene. Er først buene reist, og en del av plankingen utført, kan man nokså lett kle hele fjellflaten med presenninger og få til en fullt god betong mellom presenning/ fjell og forskalingen.

BETONGSTØPINGEN.

Støpearbeidet er ikke noe problem. Både pumpe og kanon er brukbare. Jeg vil foretrekke kanon, for den pakker bedre og er robust. Vi har i mange år holdt på Placy. Den har liten byggehøyde, og kombinert med betongsilo og trommelbiler har selv en så liten type som G. 250 ikke noen vanskeligheter med å skyte inn 70 - 80 m3 pr. skift. For skinnegangsdrift har forøvrig Placy en egen utgave montert på lavett. Den har luftdrevet ifyllingsskuff som kan mates rett fra vagg eller trommel. Utstyret egner seg meget godt i små tverrsnitt.

Støperøret bør legges opp på topp av hvelv. Det lønner seg å kunne grene ut fra øvre bend, med 1 rør til hver side. Da kan man lettere ha kontroll på at veggene fylles opp i samme tempo.

DRIFTSRESULTATER.

Den fremdrift som man kan oppnå er selvfølgelig først og fremst avhengig av hvor dårlig fjell man egentlig står i.

Er det stadig ras som slår ned buene nesten før de er kommet opp, kan det f. eks. for en 70 m2 være brysomt nok å få til noe særlig mer enn et par salver i uken. Men hvis man først får støpt til stuff en gang, skal fjellet være svært dårlig om man ikke greier å ta ut et par salver - og oftest også tre - før det må støttes opp igjen. Det går da gjerne med 4 - 5 skift til å ta ut de 3 salvene - 10 m tunnel. Så må man ha 6 - 7 skift på reising av buer, forskaling og støp. Herdetiden må være et minimum. Til nedrigging og herding og borring av ny salve kan ikke ofres mere enn 1 skift, slik at de resterende 4 - 5 skift rekker til å ta ut nye 3 salver og å gjøre dem klar til forskaling. D. v. s. at man forholdsvis greit kan komme frem til en drift på 12 - 14 m drevet og utstøpt tunnel pr. uke.

Ved et noe bedre fjell kan fremdriften økes vesentlig. Kan man ta ut 4 salver, d. v. s. 13 - 15 m, og så nøye seg med å støpe ut de 7 m nærmest stuff, og så gå frem 4 salver igjen før utstøpning av nye 7 m, får man en total fremdrift på vel 25 m pr. uke. Riktignok blir da bare det halve utstøpt, men det er umiddelbart klart at det er tilstrekkelig i en lang rekke

tilfeller, for de råsprengte partier støtter seg da mot betong på begge sider.

Ved en vanlig tunneldrift har ikke stufflagene noe puffarbeide som de kan settes på mens man plundrer med utstøping. For en 70 m2 tunnel med normal bemanning koster hvert venteskift ca. kr. 3.000,-. Med det i tankene er man snart villig til å være hardhendt med den ferske betongen. Og når det da skytes salver rett på støp som bare er noen få timer, blir den selvfølgelig temmelig frynset. Men det er den pris man må betale for fremdriften. Så får man heller for ordens skyld pynte litt etterpå med vanlig flikk og betongsprøyte.

OMKOSTNINGENE.

Om disse er det bare å innrømme, de er forferdelig store. Vi har nettopp avsluttet en entreprise på Brokke. Av 17 km - 70 m2 tunnel ble støpt ut i alt ca. 700 m, herav på stuff ca. 550 m.
Arbeidet var fordelt på 6 forskjellige stuffer.

Omkostningene ved å drive frem gjennom de dårlige partier samt å støpe disse ut på stuff, var ca. 5 ganger de utgifter man har ved normal drift.

Drives det en vekseldrift, så mannskapene kan skyves over i annen produksjon, lønner det seg selvfølgelig å redusere lagene kraftig når de står i dårlig fjell. Det er bare så sjelden det passer. D. v. s. i det lange løp reduserer lagene seg selv. Det er et kjent fenomen, at stufflag som står lenge i vanskelige fjell, har lett for å gå i oppløsning. Jeg har i en annen forbindelse sett litt på hyppigheten av skadene på folk på grunn av steinfall og ras.

I et vanskelig fjell var selvfølgelig hyppigheten større. Men når det ble så vidt ille at man måtte slavisk sikre permanent, da gikk skadehyppigheten radikalt ned igjen. Slik at fremdriften gjennom de aller dårligste partier og sikringen av disse, det resulterte ikke i flere skader pr. arbeidstime enn det som var middel for hele driften.

SKJOLDDRIFT.

Det er nærliggende å erstatte de løse buene med et fast skjold av stålplater. Da slipper man å reise og rive buer og forskaling for hver gang.

Hele arbeidet skulle kunne innskrenkes seg til å trille skjoldet til og fra stuff.

For et par år siden så vi på et ved St. Bernadino. Det var bygget for 90 m2 tunnel. Prisen var dengang kr. 400.000,- for en 10 m seksjon.

For våre 6 stuffer på Brokke ville det med andre ord ha dreiet seg om 2,5 mill. kroner, eller nær kr. 5.000,- pr. utstøpt tunnelmeter.

Det er sikkert mulig å bygge dem enklere og billigere. Men et skjold må hele tiden bringes med om det skal være noen effektiv hjelp, det krever sin egen skinnegang, det er i veien for ventilasjon og for borbukker. Dessuten er systemet stift, det kan ikke jenkes på om der står en knøle igjen. Vanskelig er det også å få skjoldet kloss i stuff så man får støpt helt inn mot denne.

Alt i alt skal det betydelig utstøpningsarbeider til før det kan lønne seg å gå til en slik investering.

SPRUTBETONG.

Sprutbetong er et helt annet alternativ for utforing på stuff. Emnet skal behandles senere i dag, så jeg skal ikke gå noe inn på det her. Jeg vil bare peke på at de betongbuer eller hvelv som man da bygger opp, bør gjøres så grove med en gang, 15 til 25 cm, at de virkelig er i stand til å oppta belastninger. Og da tar også den prosessen tid.

Skal vi til slutt forsøke å trekke ut en konklusjon, må det bli:

Stålstemplinger på stuff vil alltid føre oss gjennem de dårlige partier. Hvor man går frem gjennom løse masser, f. eks. helt oppsmuldret fjell eller ur, er det den eneste brukbare måten.

Ved de fleste andre forhold, vil det generelt være riktigere å bolte seg frem med fjellbånd - eller ved vanskeligere forhold - å ta utstøpningen direkte på stuff. Da er man en gang for alle ferdig med problemet.

I alle fall må vi se i øynene at ved store tunnelarbeider er sikringsarbeider en like naturlig del som sprengningen. Så får vi da bestemme oss for å legge opp vårt sikringssystem med den samme omtanke som når vi bestemmer oss for borutstyret.



Fig. 1

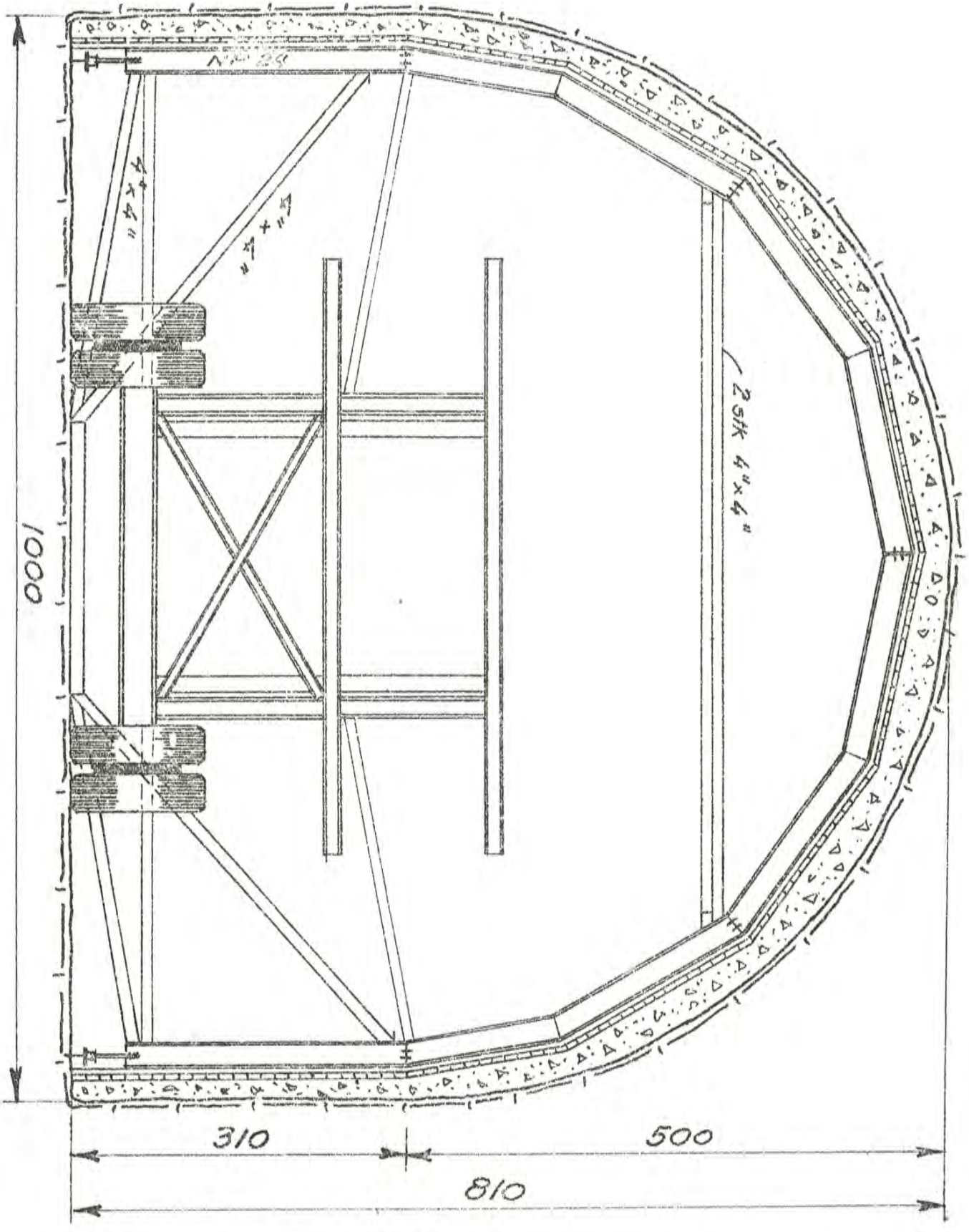


Fig. 2

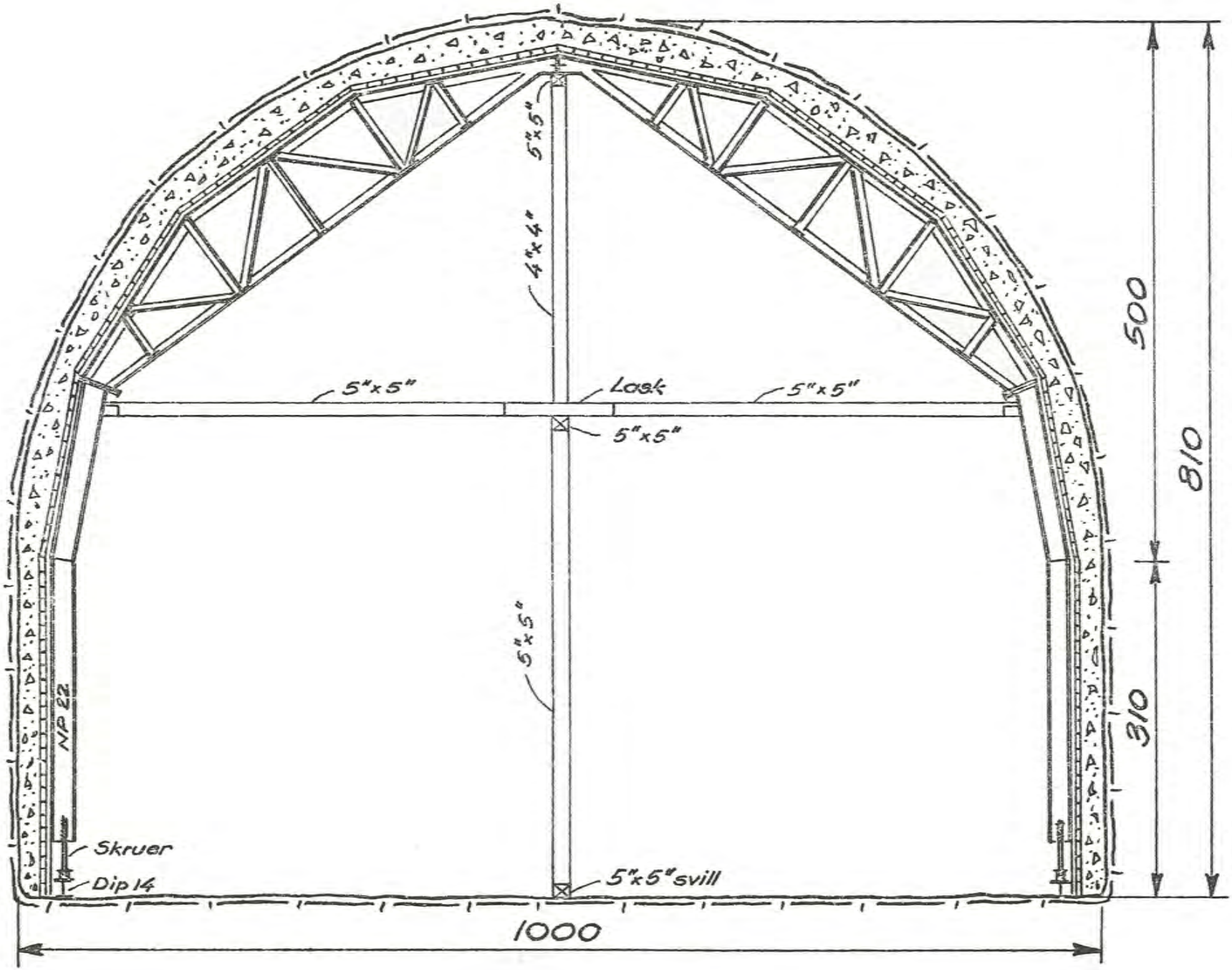

5"x5"
4"x4"
5"x5"
Lask
5"x5"
5"x5"
NP 22
Skruer
Dip 14
5"x5" svill
500
810
310
1000

Fig. 3

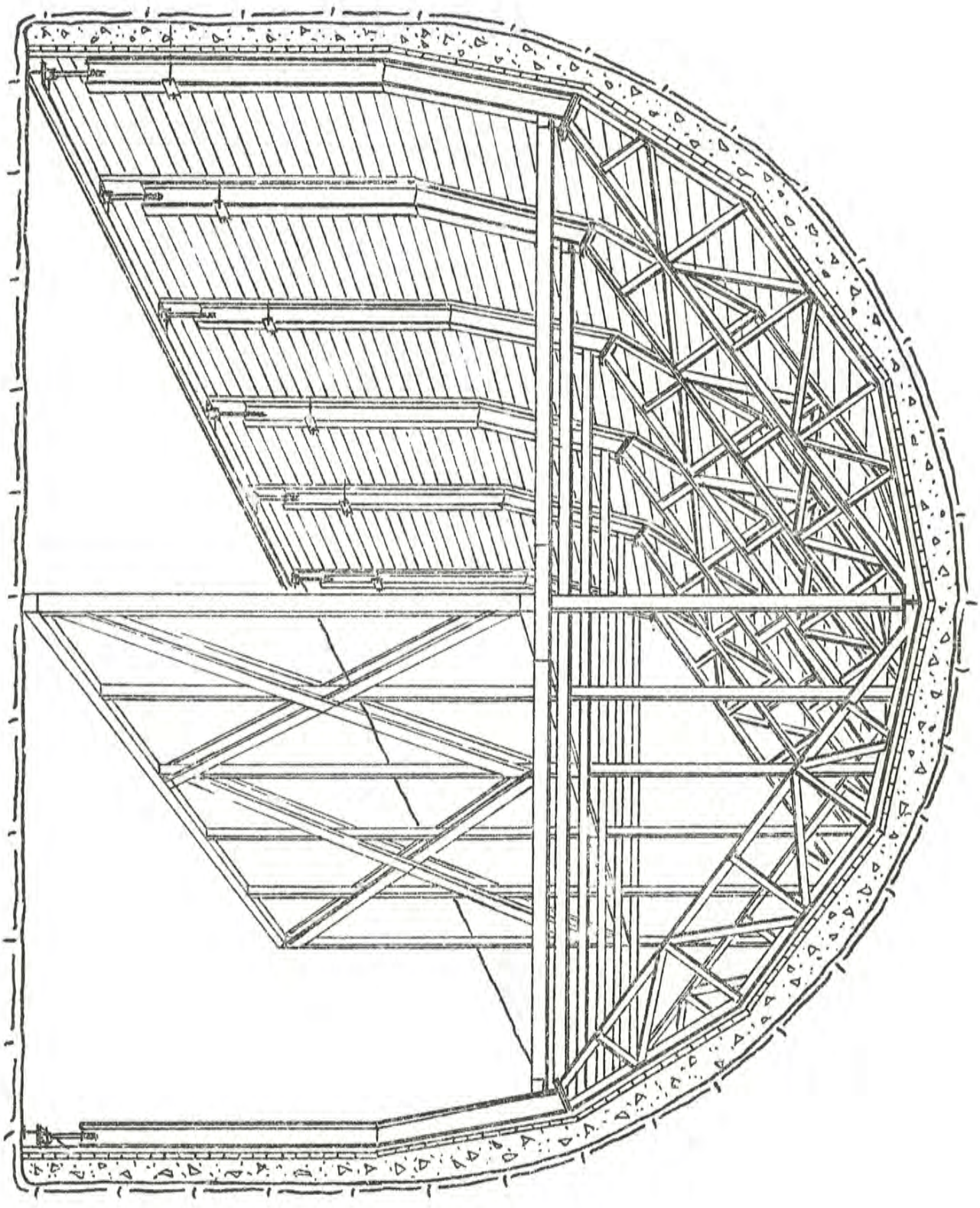


Fig. 4

KONTOR FOR FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK i samarbeid med
DEN NORSKE INGENIØRFORENING.

SPRØYTEBETONG - BETONGTEKNOLOGI. HEFTFASTHET.

Foreleser:
Sivilingeniør T.Frimann Barbo.

SPRØYTEBETONG - BETONGTEKNOLOGI. HEFTFASTHET.

Oversikt.

Bruken av sprøytebetong er ikke ny. Allerede før første verdenskrig var det i Tyskland konstruert og tatt i bruk en sprøyte som ble kalt BUM en forkortning for "Beton- und Mörtel-Spritz-Verfahren".

Metoden ble de første årene anvendt i første rekke ved reparasjoner og forsterkninger av gamle mur- og betongkonstruksjoner. I årenes løp er metoden prøvet anvendt ved en rekke ulike type arbeider, men det er vel først i de siste 10 årene at metoden har fått virkelig stor utbredning. Dette skyldes nok sikkert forbedringer både av maskintyper og arbeidsmetoder og ikke minst den ekspansive utvikling av trykkluftteknikken. En annen vesentlig årsak til utbredningen er nok også den kolossale økning av fjellarbeider under dagen som har funnet sted i de siste 15 år og den oppdagelse at sprøytebetong egnet seg ypperlig til sikring av tunneler og bergrom.

I utlandet brukes sprøytebetong foruten ved fjellsikringsarbeider, også til f.eks: støping av tynne vegger mot ensidig forskaling, forsterkning av gamle grunnmurer, broer, murverk etc., reparasjon av frost og brannskader på betong eller mur, brann- og rustbeskyttelse av stålkonstruksjoner, støping av store dammer, bygging av lager- og fabrikkhaller samt skallkonstruksjoner, og forøvrig en rekke andre ting.

Bruk av sprøytebetong ved anleggsdrift synes å være mest aktuell ved sikringsarbeider o.lign. hvor fare for ras, tidsnød eller andre tvingende grunner gjør vanlig betongstøpning ri-

sikabel eller uøkonomisk. Som regel behøves ingen forskaling i det hele tatt. Prisen for sprøytebetong er derimot relativt høy, anslagsvis kr. 800.- - kr. 1000.- pr.m^3. I trafikktunneler og haller i fjell kan man sjelden, av økonomiske grunner, foreta hel utstøpning. På den annen side kan man ikke la fjellflatene stå ubehandlet da man i så tilfelle ville få høye utgifter til jevn kontroll og rensk av fjellet ettersom sikkerhetskravet mot nedfall av sten må stilles meget høyt. Dessuten kan vannlekkasjer medføre høy luftfuktighet og utrivsel, skader på installasjoner og besværlig isdannelse om vinteren. Det kan derfor ofte vise seg fornuftig å lage en permanent overflateforsterkning med sprøytebetong selv i relativt godt fjell som egentlig ikke trenger forsterkning av statiske grunner.

Selvenavnet eller betegnelsen har variert endel her hjemme, men man er nå blit enige om at det mest korrekte vil være: sprøytebetong og betongsprøyting.

Jeg håper derfor at det gjennom dette representative forum vil være mulig å få gjennomført denne terminologi innen våre bransje og at ord som sprutbetong, etc. etterhvert forsvinner.

Det blir jo her, p.g.a. tiden, en meget beskjeden omtale av betongteknologien, men en generell omtale vil sikkert være av interesse.

Hva er sprøytebetong ?

Med sprøytebetong forståes vanligvis tørrblanding av cement og gradert sand/grus som med trykkluft sendes gjennom en slange til et munnstykke hvor vann tilsettes, hvoretter blandingen slynges på en flate med høy hastighet.

Herunder regnes ikke sprøytepuss på fasader ettersom sammensetningen er forskjellig fra sprøytebetong og pusslaget er adskillig tynnere.

Egenskaper.

For sprøytebtong må man som ved vanlig betong gå ut fra de krav som stilles til betongen og velge arbeidsmetode, materialer, proporsjonering og utrustning deretter.

Sprøytebetong har lav v/c faktor (0.3 - 0.4), stor tetthet p.g.a. strålens komprimerende kraft (betongen slynges mot en flate med en hastighet av 80 - 170 m/sek.), høy trykkhastighet (400-700 kp/cm^2), høy bøyningsfasthet (40-100 kp/cm^2) og god heftfasthet (inntil 20 kp/cm^2).

Kravet til heftfastheten til andre materialer, vanntetthet og motstandsstyrke mot aggresivt vann er lettere å oppfylle ved bruk av sprøytebetong enn ved konvensjonell betong. Overflaten av sprøytebetongen er ujevn, men den kan om ønskes behandles med brettskuring eller stålslipning. En bakdel ved sprøytebetongen er at endel av det grove tilslagsmaterialet preller av under påsprøytingen. Dette prelletapet kan ligge på 20 - 40 % under en normal sprøytning. Forøvrig må det legges stor vekt på at sprøytebetongens egenskaper fullt ut, og i langt større grad enn tilfellet er ved konvensjonell betong er avhengig av kvalifiserte arbeidere.

Materialer.

Kravet til de anvendte materialer for sprøytebetong er i prinsippet det samme som for vanlig betong. Cement, tilslagsmaterialer (sand og sten) og vann skal oppfylle de samme krav til kvalitet og renhet som ved vanlig betongstøping. Sten kan være knust, men en velgradert grus er å foretrekke. Fig. 1 viser siktekurve for velgraderte tilslagsmaterialer i størrelsen 0 - 25 mm.

Forholdet cement til grus bør være ca. 1:4 etter volum, eller 1:5 etter vekt. På grunn av prelletapet blir blandingsforholdet i betongen på veggen noe fetere.

Tidligere var det vanlig med gradering av tilslaget fra 0-3mm

eller 0-6 mm. En middelstor sprøyte har idag til-slag opp-til 12 mm og en stor sprøyte opptil 25 - 30 mm. Graderingen av til-slaget er meget viktig og det bør legges stor vekt på å få dette så ideelt som mulig for å oppnå best mulig kvalitet og minst mulig prelletap. Nye sprøyter som kan ta til-slag opptil 50 mm er under utvikling og delvis under bygging. Det er dog visse bakdeler med for stor maksimum kornstørrelse på tilslaget da prelletapet av de større partiklene kan bli ganske besværlig.

Vanligvis brukes Standard cement.

Under spesielle forhold, for eks. sprøyting ved stuff hvor en hurtig herdning og høy trykkfasthet er av stor betydning, kan det gjerne brukes Rapid cement. Rapid cement kan være fordelaktig også sammen med en aksellererende tilsetning som f.eks. Betokem A som vil redusere herdningstiden ytterligere.

Er det vannsig i fjellet vil en hurtig størkning av betongen være nødvendig. Dette kan oppnås ved å tilsette betongen f.eks. Betokem HS-1. Den betong man da sprøyter på vil størkne praktisk talt momentant, men trykkfastheten vil reduseres noe.

Prøving av trykkfastheten kan skje ved å skrape av fersk masse og komprimere godt i terningformer. Det har vært påvist at forskjellen fra utborede prøvelegemer blir liten. Sprøyting direkte i terning eller cylinderform frarådes. Det vil gjerne bli stenansamling langs kantene.

Utførte undersøkelser viser at munningshastigheten i høy grad påvirker sprøytebetongens trykkfasthet. Betongens trykkfasthet vil inntil en viss grense tilta med munningshastigheten. Deretter avtar trykkfastheten om hastigheten ytterligere økes. Ved denne grense vil også prelletapet begynne å bli betydelig større. Maksimum trykkhastighet og minimum prelletap vil oppnås ved en munningshastighet på ca. 100 m/sek.

Sprøytebetongen kan gjerne armeres, men dette skal jeg ikke komme nærmere inn på her nå.

Arbeidsmetodikk.

Selve arbeidsmetodikken vil jeg ikke omtale da det vil bli behandlet av neste foredragsholder.

Sprøytetyper.

Det finnes en rekke sprøytesystemer og typer på markedet. Jeg skal her kort beskrive de vanligste typer.

I. Sprøyten mates med tørrblandet sats og hoveddelen av vannet tilføres i sprøytemunnstykket. Se fig. 2.

A.2 kammere over hverandre (Torkret, BSM,m.fl.). Dette er den mest kjente typen. Den jordfuktige blandingen av cement og tilslagsmaterialer plaseres i det øverste kammeret og føres gjennom en sluse ned i det underste kammeret som kan holdes under konstant trykk og derfor kjøre kontinuerlig. I bunnen på det underste kammeret finnes en roterende doseringsskive som porsjonerer ut satsen slik at den blir revet med i en luftstrøm som fører den gjennom en slange til et munnstykke, hvor vannet tilsettes som fine stråler, idet satsen slynges ut på sprøyteflaten.

I de siste 10 årene har det vært sprøyter av denne typen på markedet som kan sprøyte materialer opp til 25-30 mm kornstørrelse. Slangen kan være mer enn 200 m og høydeforskjellen mellom munnstykke og sprøyten mer enn 100 m.

B. Den tørre blandingen transporteres v.hj.a. en skrue. Den mest kjente typen er vel den sveitsiske type Aliva sprøyten. En stor vertikal matningsskrue står inne i et rør i midten av en åpen roterende beholder. Påfylling av sats skjer oppe i denne beholder. Dette gir kontinuerlig matning som ved mer mekanisert drift medfører store fordeler. Skruematningen letter også doseringen av tilsetningsstoffer, f.eks. aksellererende stoffer. Matningen er også lett fordi sprøyten

er lav. De største typene har høy kapasitet og kan sprøyte materialer opp til 25 mm kornstørrelse, men man kan ikke bruke like lange slanger som for typene nevnt under pkt.A.

II. Cement, tilslagsmaterialer og vann blandes ferdig før det går inn i sprøyten. Trykkluften slippes på og satsen trykkes ut gjennom slangen til munnstykket, hvor trykkluftstråler fra en separat slange fordeler det til en passelig stråle. Denne sprøyten kan lages lettereenn øvrige typer og harlavere reparasjonsomkostninger ettersom det ikke finnes bevegelige deler (Lancy, Tiger, Drupu m.fl.). Den ferdigblandede satsen kan også pumpes til munnstykket.

Dennetype sprøyter er bare økonomisk for mindre arbeider og betongen kan ikke sammenlignes med de forannevnte typers resultat, skjønt kvaliteten er likevel så høy at den kan forsvares i mange tilfeller.

Valg av sprøytetype.

Alle sprøytetypene har sine fordeler og ulemper, såvel kvalitativt som økonomisk, og de kan i mange tilfeller faktisk komplettere hverandre.

I dette foredraget er det ved omtale av sprøytebetong tenkt på sprøyting med tørrblandet sats.

Statisk betraktning av sprøytebetongens virkningsmåte.

Uarmert sprøytebtong i selv flate tak vil som kjent ha en betydelig bæreevne og vi skal se på en skjematisk og sterkt forenklet fremstilling av det statiske problem. Fig. 3 forestiller en tunnel hvor det i taket, p.g.a. sprekker er en adskilt pyramideformet blokk med kvadratisk grunnflate med sidelengde 1 m og høyde 1 m. Denne blokken av f.eks. granitt vil da veie ca. 900 kg. Sprøytebetongens skjærfasthet og heftfasthet til fjell settes begge til 10 kp/cm^2 (hvilket ifølge utførte forsøk skulle være moderate verdier). Da kan det langs kantene som hver er 100 cm lange tas opp følgende last:

$P = 4 \times 1 \times d \times 10 = 4 \times 100 \times 3 \times 10 = \underline{12000 \text{ kg.}}$

Dette gir en sikkerhetsfaktor F = 12000:900 = $\underline{13}$

I en tunnel med buet tak virker dessuten sprøytebetonglaget som en skallkonstruksjon. Mange vil sikkert innvende at man på grunn av de ujevne fjellkonturene ikke får noen hvelvvirkning med mindre man lager en tykk bue, men trykklinjen går hovedsaklig i fjellet og på grunn av sprøytebetongens gode heftfasthet kan det overføres normal- og skjærkrefter mellom fjell og betong. Man skal heller ikke glemme den virkning som oppnås i tunnelens lengderetning ved uregelmessig fjellkonturer. Et enkelt eksperiment kan vise dette:

Man tar et tynt stanniolpapir som i seg selv har liten stivhet og krøller sammen og glatter det ut igjen og former det til et sylinderisk hvelv. Til tross for at papiret ikke følger noen teoretisk trykklinje, når man kun betrakter et visst tverrsnitt, så har hvelvet en forbløffende stivhet.

Heftfasthetsprøver.

Som jeg tidligere har nevnt ligger en vesentlig del av sprøytebetongens verdi nettop i dens høye heftfasthet til fjell og som nevnt ligger denne i området inntil 20 kp/cm^2. Det er naturligvis en rekke forhold som influerer på heftfastheten, f.eks.: vanntilsig, oksydasjonsbelegg, sleppebelegg, olje,ekshaust, og sist og ikke minst de geologiske og mineralogiske egenskaper av det berg som skal betongsprøytes. I Skandinavisk og utenlandsk litteratur blir nødvendigheten av vannspyling og evt. avfetting før sprøytingen sterkt presisert. Det synes imidlertid ikke noen steder å forekomme data over hvilke variasjoner som kan eksistere ved mer eller mindre god rengjøring av fjellet og heller ikke variasjoner ved påsprøyting på forskjellige bergarter.

Disse spørsmålene som vi fant det naturlig å stille har vi derfor også tatt opp til undersøkelse og jeg skal omtale de

forsøk som har vært utført.

Forsøkene startet med at vi fra forskjellige anlegg som vi besøkte tok med endel utsprengte stenblokker og brakte disse til et anlegg ved Oslo hvor omfattende sprøytebetongarbeider var igang. Endel av blokkene ble, som det vil fremgå av prøveskjema, behandlet med smøreolje og ekshaust fra et utblåsningsrør. Blokkene ble satt opp mot veggen i tunnelen og sprøytemannskapet behandlet blokkene på samme måte som de tunnelflater de sprøytet. D.v.s.: vannspyling, mørtelpåsprøyting, betongsprøyting i flere lag. Fuktigheten i tunnelen var meget høy og betongen trengte ingen vanning under herdningen. Blokkene lå under disse forhold i 7 døgn før de ble hentet og brakt til Oslo Materialprøveanstalt for selve prøven.

Ved hjelp av 1 bormaskin med 3" cylindrisk diamantbor ble det boret igjennom betonglaget og et stykke inn i stenen. Dette er vist i fig. 4. Etter boringen ble blokkene lagt til tørk slik at betongoverflaten var tørr. Toppen av den utborede betongcylinder ble børstet for løse partikler og vasket med et avfetningsmiddel.

Betongflaten ble avrettet med et lag stålplast og en rund skive, plan på undersiden og med en gjenget krave på oversiden, ble lagt på stålplasten før denne herdnet. Skiven ble på den måten limt fast til betongen. Endel blokker med pålimte skiver er vist i fig. 5.

Apparatet for prøving av strekkfastheten er vist i fig. 6. Apparatet ble stillet opp på blokken og sentrert så godt som mulig i forhold til skiven ved hjelp av 3 stillskruer. En skrue ble festet i den gjengede kraven på skiven. Denne skruen var festet til en lenke som igjen hang i det hydrauliske stempel. Ved hjelp av en hydraulisk håndpumpe ble strekket økt til et brudd fant sted. Resultat ble avlest på et manometer og ved hjelp av kalibreringskurver kunne heft-

spenningen regnes ut. Fig. 7 viser en typisk prøve hvor brudd har oppstått i kontaktflaten og det går tydelig frem at heftfastheten har vært så god at enkelte stenkorn har fulgt med samt en større bit. På fig. er dette de mørke flatene.

Tabell 1 viser resultatene av heftfasthetsprøvene og jeg skal ganske kort kommentere disse:

Av de første 15 prøvene ser vi at sleppebelegg og oljebelegg har gitt lav eller ingen heftspenning, mens de resterende prøver stort sett har et normalt bruddforløp og en gjennomsnittsheftspenning på 10 kp/cm^2.

Prøvene 16 - 20 har hatt oksydbelegg, men viser allikevel normalt bruddforløp og heftspenning på mellom 8 - 9 kp/cm^2.

Prøvene 21 - 27 har ikke noe spesielt belegg, men viser meget uregelmessige heftspenninger. Tallene i parentes er ikke representative da de betegner brudd i betonglaget eller i limingen.

Prøvene 28 - 32 har hatt tildels tykt oksydbelegg og de to laveste heftspenninger forekom hvor belegget var tykkest. De to andre verdier er de høyeste som i det hele tatt har vært oppnådd under forsøkene.

Prøvene 33 - 36 har hatt dieselekshaustbelegg og det er her interessant å se hvordan heftspenningen øker omvendt proporsjonalt med den tid som stenene har vært utsatt for ekshaust. Det er også interessant å merke at ekshaust fra maskin på tomgang tilsynelatende ikke har gitt noe belegg som reduserer heftspenningen.

Prøvene 37 - 40 er ubehandlet, men de gir i grunnen ikke noen representative tall.

Prøvene 41 - 44 viste det ganske pussige resultat at heftspenningen av sprøytebetong til alunskifer var så god at

det her faktisk er bergarten som er svak.

Såvel de glimmerrike bergarter som leirskiferen har det felles trekk at et hårtynt skikt av stenen har fulgt med i betongen når brudd i kontaktflaten har oppstått. Det kan derfor være tvilsomt om det er korrekt å si at bruddet har oppstått i kontaktflaten, men dette spørsmålet har jeg ikke gått nærmere inn på.

Hele forsøkscyklusen er tidkrevende og antall prøver så få at man vel neppe kan trekke noen ubetinget konklusjon av de resultater som er fremkommet. De må kun betraktes som orienterende forsøk og man vil forhåpentligvis med bakgrunn i dette kunne gå inn for mer reelle in situ målinger. Dette vil også kunne bringe på det rene om den rent praktiske innvending som er gjort er berettiget, nemlig: umiddelbart etter en salve vil det være store støvmengder tilstede i luften som legger seg på alle flater i tunnelen, og belegg som olje, ekshaust o.lign. skulle altså legge seg oppå støvlaget og dermed uten vanskelighet la seg spyle bort.

En annen ting som man også gjerne skulle vite er om sterk varme har noen innflytelse på heftfastheten. Jeg har et sted konstatert at et flak på mellom 1 og 2 m^2 har løsnet og falt ned etter at en provisorisk varmelampe var plasert et stykke under det betongsprøytede tak. Det skulle by på spesiell interesse å få dette spørsmål klarlagt.

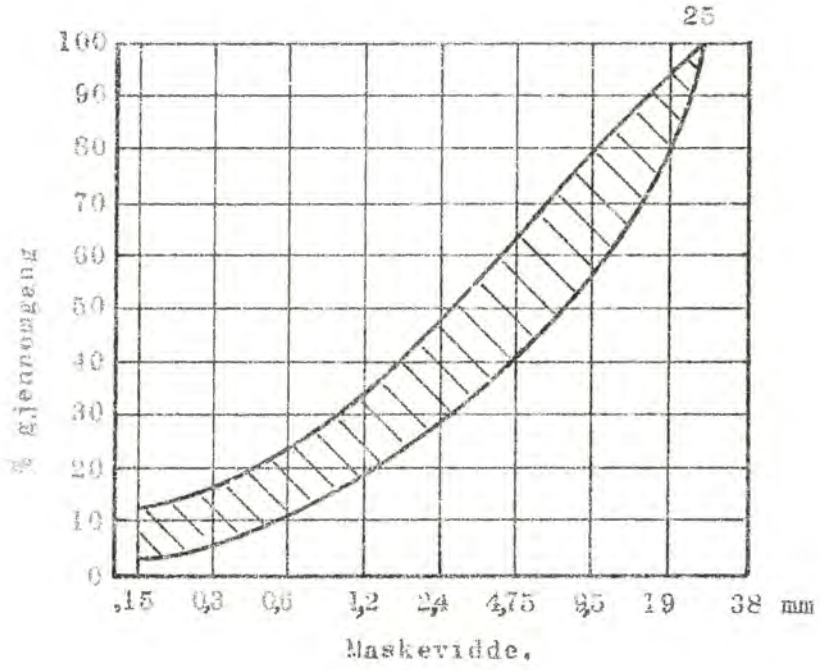


Fig. 1

Siktekurve for god gradering
av tilslagsmaterialer 0-25 mm.

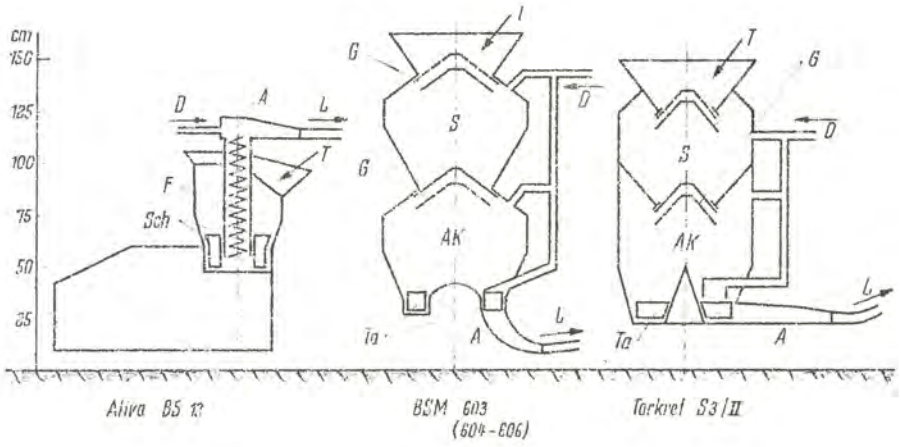


Fig. 2

Prinsipskisse av de vanligste sprøytetyper.

T= torrsats
Sch= skovler
F= materskrue
D= trykkluft
A= utblåsnings-
kammer
L= materslange
S= sluse
G= klokkeventil
AK= arbeidskammer
Ta= doseringsskive

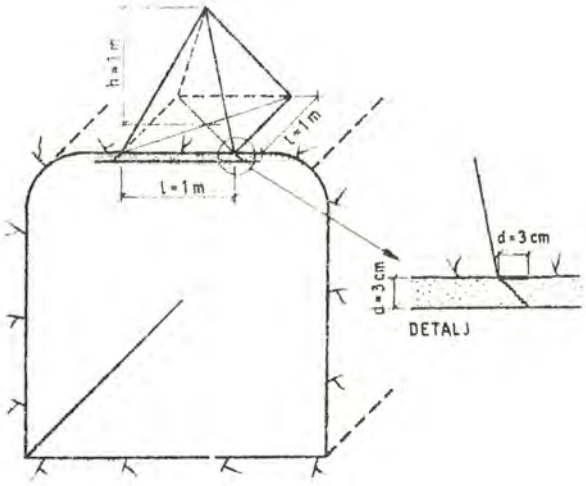


Fig. 3

Sprøytebetongens virkningsmåte.

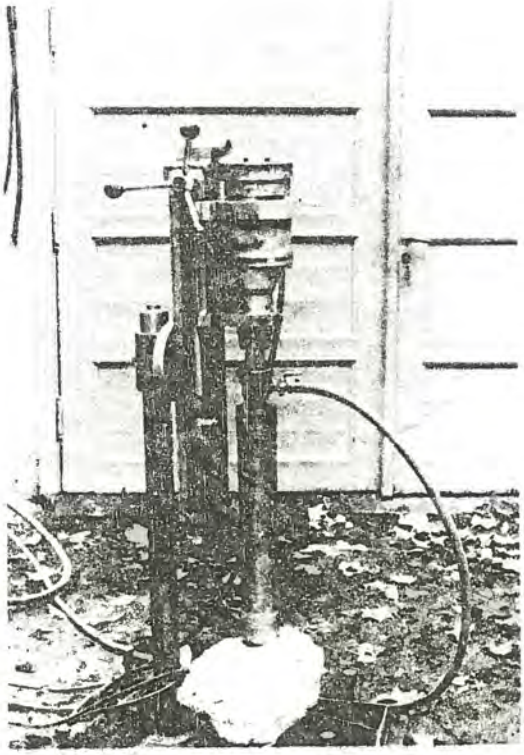


Fig. 4

Diamantbormaskin.

Fig. 5

Utborede blokker med pålimte skiver, klare til forsøk.



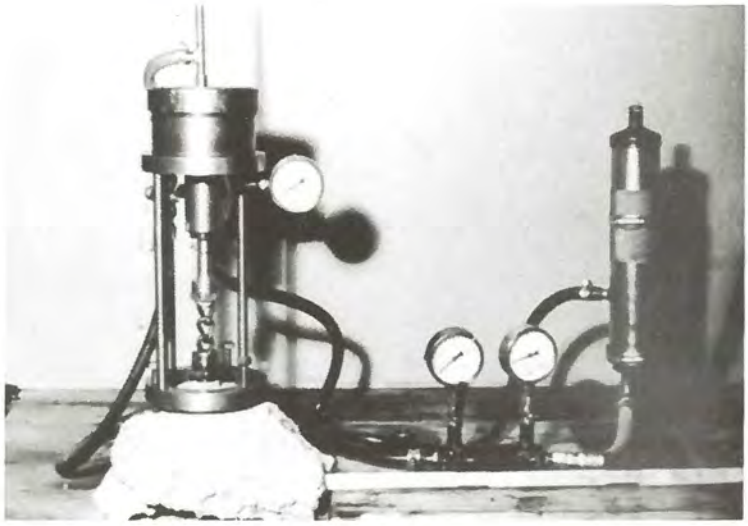


Fig. 6

Apparat for heftfasthetsmåling montert for forsøk.

Fig. 7

Sprøytebetongkjerne etter forsøk. Det har oppstått brudd i kontaktflaten betong/stenblokk og det fremgår tydelig hvordan en del av stenen har fulgt med betongen.



Tabell 1. Resultater av heftfasthetsprøver av sprøytebetong. 1.

Prøve nr.	Art	Sted	Heftspenning Kp/cm^2	Anmerkning
1	Sandsten (rød)	Kolsås	7,1	Brudd i betong hårtynt over kontaktflate
2	m/glimmer		14,5	"
3	"		9,6	"
4	Sandsten		2,9	Brudd i kontaktflate
5	m/sleppebelegg	"	6,7	" " 70%, forøvrig i betong
6	"		0	" " under utboring
7	Sandsten		0	" " " "
8	m/olje	"	0	" " " "
9	"		0	" " " "
10	Sandsten		9,1	" "
11	m/uren flate	"	lo,1	" " 70%, forøvrig i betong
12	"		lo,2	" "
13	Sandsten		0	" " under utboring
14	m/knudret	"	14,5	" " 90%
15	flate		8,6	" " 70%, forøvrig i sten
16	Østfoldgranitt (grå)	Fredrik-	8,0	" " 65%, " " hårtynt
17	m/oksydbelegg	stad	8,5	" " lag
18	"		6,7	" " 50%, " " glimmer
19	"		10,1	" " fulgt med
20	Pegmatitt(rød) fra granitten		2,8	" " 75%, " " betong
21	Lavaporfyr	Prins-	18,5	" "
22	Biotit-	dal		
	hornblendeskifer		(18,9)	" i betong
23	"		14,1	" i kontaktflate -- " --
24	Glimmerrik gneis		8,9	" " -- " --
25	"		(22,0)	" i lim 3 ganger
26	"		(2,8)	" i betong
27			13,3	" i kontaktflate -- " --
28	Nordmarkit (rød)	Voksen-	19,3	" " 90%, " "
29	m/oksydbelegg	åsen	8,9	" " 70%, 30% oksydbelegg på betong
30	tildels tykt		18,5	" "
31	"		(16,8)	" i betong
32	"		9,8	" i kontaktflate

Tabell 1. Forts.

Prøve nr.	Art	Sted	Heftspenning Kp/cm^2	Anmerkning
33	Leirskifer (grå)	Smestad	13,3	Brudd i kontaktflate, hårtynt steinlag på betong 5 min. tomgang.
34	m/dieselexhaust		3,1	" " " " " 3 " " full gass
35	30 cm fra ut-		8,5	" " " " " 2 " " "
36	blåsning		9,8	" " " " " 1 " " "
37	Ubehandlet	"	(3,6)	" betong 50%, forøvrig i sten
38	"		(6,3)	" sten like under kontaktflate
39	"		13,3	" kontaktflate
40	"		3,1	" "
41	Alunskifer	Tunnel-	3,6	" "
42	"	banen	(1,2)	" i sten
43	"		(1,6)	" "
44	"		0	betong løsnet før prøving

KONTOR FOR FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK i samarbeid med
DEN NORSKE INGENIØRFORENING.

Konferanse i FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK.

SPRØYTEBETONG, ERFARINGER FRA TUNNELBANEN I OSLO

Foreleser:

Sivilingeniør Walter Hoffmann

Fremdriften ved våre anlegg i fjell er ikke alltid bare avhengig av hvor mange m^3 vi kan få ut i en viss periode. Forholdene ligger ofte slik til rette at driften av sikringsarbeidene er mer bestemmende for anleggets fremdrift enn driften av selve fjellarbeidet er det.

Jeg skal i det følgende skildre hvordan driften av to sprøytebetongarbeider kan legges opp etter erfaringer vi har gjort ved to større arbeider.

Det dreier seg i begge tilfelle om jernbanetunneler nemlig fjelltunnelen under Ola Narr for Oslo's Tunnelbaner og tunnelen gjennom Ulrikken for NSB.

Tunnelen i Oslo ligger for det meste i kalkholdig leirskifer som er gjennomskåret av større og mindre syenitt og diabasganger med tilhørende råtaslepper. Fjelloverdekningen er maksimalt 50 - 60 meter slik at vi aldri hadde ubehageligheter i form av store bergtrykk. Byggherren bestemte seg på et tidlig tidspunkt for at alt fjell som ikke ble utstøpt skulle behandles med bolter og sprøytebetong. Tunnelen er på storparten av strekningen bygget for dobbeltspor med et profil på 47 - 48 m^2. Den totalt påsprøytede flate utgjorde rundt om 41000 m^2.

Ulrikkenmassivet er bygget opp av krystalline skifere, vesentlig grønnskifere og gneiser, og tunnelen går fra Fløen til Arna og fra Arna gjennom Arnanipa til Tunestveit. Overdekningen kan andra til max 500 - 600 m og man hadde på enkelte strekninger tendenser til sprakfjell som sannsynligvis har gjort fra seg det verste i anleggsperioden. Tunnelen er bygget for enkeltspor med et profil på ca. 30 m^2. Også ved dette anlegg er mesteparten av ikke utstøpte flater behandlet med bolter og sprøytebetong og den totalt påsprøytede flate utgjør ca. 100.000 m^2 i forskjellige tykkelser. Dette arbeide ble vesentlig utført i løpet av 6 måneder med 3-4 betongsprøyter som ble drevet på 3 skift.

De data som etterhvert skal meddeles er basert på det utstyr vi har anvendt, og som har vært betongsprøyter av tysk fabri-

kat BSM type 603, som er en sprøyte av 2- kammer typen. Selve oppbygningen av sprøyten fremgår av fig. 2.

Hva er sprøytebetong?

Jeg skal kort nevne hva vi forstår under det vi idag kaller sprøytebetong. Som all annen betong består den av sement· tilslagsmaterialer og vann og vi kan generelt si at de regler som gjelder for fremstilling av god betong ellers, også er gyldige for sprøytebetong.

Selve fremstillingsprosessen er noe annerledes idet blandingen av sement og tilslag skjer tørt i blandemaskinen. Den ferdig blandede tørrmasse fraktes så til selve betongsprøyta. Tørrmassens (tilslagets) største korndiameter retter seg etter sprøytas konstruksjon og kan ved de forhåndenværende maskiner angis til max. ca. 30 mm. I sprøyta mates tørrmassen ut i en gummislange der den blir revet med av en kraftig luftstrøm og blir fraktet ad pnevmatisk vei frem til slangens munnstykke. Vanntilsettingen skjer ute i munnstykket ved hjelp av en hul sylinder med mange små hull for vanntilførsel gjennom mantelen. Vannet forstøves og blandes i den strøm av ekspanderende luft og tørrmasse som passerer. Komprimeringen skjer idet den nå ferdigblandede betong med stor hastighet slynges mot den flate som skal sprøytes. Mesteparten blir sittende på denne flate mens en viss prosentdel av massen av forskjellige grunner faller ned og betegnes som prelletap. Praksis og forsøk har vist at den ferdige betong på denne måte har oppnådd utmerkede kvalitetsresultater idet en foruten store trykkstyrker også kan regne med stor skjærfasthet og store bøyefastheter. Betongen kan også regnes å være minst like tett som vanlig godt vibrert betong.

Blanderiet.

Etter at vi nå grovt har skissert hva selve sprøytebetongprosessen består i skal vi gå nærmere inn på de enkelte deloperasjoner i den rekkefølge de skjer under prosessen og begynne med blanderiet samt tilslagsmaterialene.

Det vil i mange tilfelle være mulig å få ferdig tørrblanding fra ferdigbetongfabrikk. De krav en i såfall bør stille til blandingen vil fremgå av det som i det følgende sies om forholdene i eget blanderi.

Blanderiet bør være slik innrettet at sand og singel lagres hver for seg og lettvint kan tilføres blandemaskinen. Allerede når det gjelder lagringen særlig av sanden er det endel ting man skal være oppmerksom på for å oppnå et godt sprøyteresultat. Det er av stor betydning at det tilslag som kommer i blandemaskinen har en noenlunde riktig avveiet fuktighetsgrad idet for fuktige materialer lett fører til at de pakker seg eller henger seg opp i sprøyta hvilket for det første nedsetter kapasiteten eller bevirker at arbeidet helt stopper opp, dernest vil tilførselen frem til sprøytemunnstykket skje rykkvis slik at dyseføreren ikke lenger klarer å føre dysen med god nok presisjon. Ved altfor tørt tilslag, som riktignok sjelden er tilfelle hos oss, kan en komme utfor den ting at massen ikke formår å ta til seg vann tilstrekkelig raskt, slik at den er for tørr innen den når sprøyteflaten og man får dårlig betong og stort sprøytetap. Anlegget må også i visse tilfelle være sikkert for vinterdrift. Vi har forsøkt å ha blanderiet inne i tunnelen og der og andre steder prøvet å tørke sand etter samme prinsipp som man primitivt bruker for å holde sand telefri vinterstid, nemlig ved hjelp av varmerør som dynges ned med sand. Silo har vært forsøkt, men sanden blir ikke tørr nok. Ved et større anlegg fant vi en gunstig løsning ved å bygge et stort skur slik at sandbiler kunne kjøre inn og tippe lasset inne, og slik at sandhaugen ble liggende med stor overflate. Skuret var isolert med 10 cm. mineral-ull rund baut og forsynt med ventilasjonsluker. oppvarmingen skjedde ved at en spesiell type stråleovner i et større antall ble montert slik at de kunne anbringes i en hvilken som helst høyde ved hjelp av et trinsesystem. Sanden ble så tatt til blandemaskinen med en slepeskrape.

Etter utenlandske undersøkelser bør sanden ha en siktekurve som vist. Forholdet mellom sement og sand bør ligge på omkring 1 : 3 etter vekt.

Det vil sjelden forekomme at man trenger en blandemaskin større enn 250 liter, den bør helst være en tvangsblander.

Det viser seg desverre at det har lett for å komme fremmedlegemer inn i tørrmassen, f.eks. stor stein, jernstomper, papir fra sementsekker m.v., og for å forhindre kjedelige avbrudd eller reparasjoner på sprøyta som følge av dette, lønner det seg å legge inn et sold som massen må passere før den går inn i blandemaskinen.

Transport.

Etter blandingen skal massen transporteres frem til det sted sprøyta står. Dette byr vanligvis ikke på problemer idet massen kan tas på lastebil, tralle, transportbånd e.l. I visse tilfelle kan det kanskje være på sin plass å forsøke en form for pnevmatisk transport selv om den nok er dyr.

Bemanning.

Arbeidet med selve ut- og påsprøytingen har til for nylig hos oss vært utført med 3 mann i laget.

1 mann har ført tørrmassen inn i sprøyta, 1 mann kjører sprøyta og 1 mann fører munnstykket eller dysen. Matingen av sprøyta har hos oss skjedd ved at en mann har spadd direkte fra en gammel lastebil, eller fra en platting i gunstig høyde i forhold til topp av sprøyte. Transporten fra blanderiet har også skjedd ved at massen er blitt tippet i en kasse på sålen. En mann har så spadd massen på et transportbånd som fører til topp sprøyte. Denne mannen med spade kan sjaltes ut ved å benytte en form for en hydraulisk silo enten som en vanlig Gekokasse eller med teleskopiske bein. På grunn av de trykkluftstøt som skjer inne i og ut av en tokamret sprøyte under driften skulle det også være mulig å utvikle en helautomatisk tømming av siloen og fylling av sprøyta ved trykkluftstyring slik at den mann som kjører sprøyta kan slippe å bekymre seg om matingen, men utelukkende konsentrere seg om kjøringen av sprøyta etter de signaler han mottar fra dyseføreren.

Sprøytekjørerens oppgave skal her ikke nærmere berøres.

Før vi kommer inn på dyseførerens arbeide skal nevnes at det til sprøytas drift trengs god tilførsel av trykkluft, til den av oss brukte sprøyta minst 11 m^3/min. og med et arbeidstrykk av de vanlige 6 - 7 atm. Av denne og av andre grunner vil det ofte være fordelaktig å legge driften av sprøytebetong-arbeidene til tider da arbeidet ellers på anlegget står stille.Dette er på den annen side ikke alltid lett da sprøyte-betongen helst, etter forhåndenvarende teori, skal påføres så snart som mulig etter tunneldrivingen for å oppnå størst mulig sikringseffekt. I Mellomeuropa anses dette ofte som en betingelse for i det heletatt å anvende sprøytebetong.

Fjellflatenes forbehandling.

Før sprøytingen begynner skal fjellet i almindelighet være godt rensket, eventuelt boltet og for all del omhyggelig rengjort. Med godt rensket mener jeg god rensk med spett. Man bør kan hende være noe på vakt mot alt for omhyggelig rensk idet sprøytebetongen som jeg senere skal berette om har en meget god evne til å trenge inn i sprekker og stikk og derved låse fast den enkelte stein. Dette at sprøytebetongen på denne måte bidrar til å hindre bevegelser mener man er den vesentlige årsak til at så tynne lag med så uregelmessig matematisk - geometrisk detaljform er i stand til å holde så mye som det i praksis viser seg at den gjør. Etter det jeg kan skjønne må kilrensk i forbindelse med sprøytebetong være bortkastet arbeide. Ved Ulrikken tunnelen ble sprøytebetong valgt istedenfor kilrensk. En bestemt strekning er dog kilrensket, og jeg går ut fra at de forskjellige strekninger blir holdt under observasjon når det gjelder vedlikeholdsutgifter for å få en pålitelig sammenlikning økonomisk sett etter et visst antall år.

Jeg sa eventuelt bolting. Ved profiler med noen bredde tenker man seg vel knapt idag sprøytebetong alene som permanent sikring, idet den da alltid vil kombineres med bolting. Ved mindre profiler derimot kan jeg meget vel tenke med sprøyte-betong alene anvendt som sikring.

Betingelsen om at fjellet skal være omhyggelig rengjort før sprøyting tar til er av betongteknologisk karakter, og må være ufravikelig. Det er videre av betydning for heftfasthet og betongkvalitet at fjellet er fuktig før betongen sprøytes på. Rengjøringen av fjellet skjer ved at man kjører vann gjennom sprøyta. Man oppnår da en kraftig spylevirkning, og det skal temmelig hårdnakket skitt til som ikke vil gi tapt for denne behandling. Fjellet er nå samtidig også blitt vått. En videre rengjøringsmulighet ligger i sandblåsing som også kan foretas med sprøyteutstyret. Det sprøytes da langs etter fjellflatene, man må imidlertid alltid huske å spyle etter med rent vann som siste rengjøringsoperasjon.

Selve sprøytearbeidet, prelletap m.v.

Vi skulle nå være kommet så langt at selve sprøytingen kan begynne. Vi er nå interessert i at sprøytebetongbelegget kommer på riktig plass samt at så lite som mulig faller ned.

Såvel teoretiske overlegninger som praksis har vist at nedfallet eller prelletapet er avhengig av avstanden mellom den flate som skal sprøytes og dysa, og at den optimale avstand er av størrelsesorden 1,0 m, dog avhengig av materialhastighet.

Det vil dessuten være innlysende at stråleretningen i forhold til den flate som det sprøytes på er av stor betydning, stråleretningen skal være så nær 90° som mulig. Riktignok har dette den ulempe at dyseføreren har lett for å få det prelletap som da blir i ansiktet, noe som til en viss grad kan rettes på ved at dyseføreren bruker en gjennomsiktig plastskjerm som dekker hele ansiktet og som festes til hjelmen.

Prelletapet vil videre være avhengig av den hastighet hvormed materialene forlater dysa. På sprøyta er det mulig å regulere både den materialmengde som angis til slangen pr. tidsenhet og selve den luftstrøm som transporterer massen frem. Dyseføreren må ved hjelp av signaler få sprøytekjøreren til å regulere disse faktorer mot det optimale, og dette

dette kan bare læres gjennom noen tids praktiske arbeider og erfaringer. Det kreves en stadig årvåkenhet fra begges side for å få et godt resultat. Dyseføreren må også justere avstanden mellom dysa og sprøyteflaten noe etter den forhåndenværende materialhastighet. Tilslagsmaterialenes kornfordeling har betydning for prelletapet idet grovt tilslag viser større prelletap enn fint tilslag.

Dyseføreren har det i sin hånd å regulere vanntilsettingen. Å gjøre dette riktig kan også bare læres i praksis. En for tørr utgangsmasse gir stort prelletap og ubehagelig støvdannelse, som dyseføreren merker umiddelbart, likedan er det om vanntilsetningen er altfor stor. Verre er det når utgangsmassen er bare litt for våt særlig dersom dette blir kombinert med for store skikttykkelser. Det nedfall som da oppstår er nemlig ikke umiddelbart og merkes derfor ofte ikke av folkene selv. Dette nedfall kan best karakteriseres som siging. Sigingen behøver ikke alltid føre til nedfall, men kan føre til at mindre partier av en halvhåndflate's størrelse blir liggende bare mens det umiddelbart nedenfor danner seg poser. Der sigingen fører til nedfall kan man se dette som en slags "månekratere" i sprøytebetongen. Denne form for nedfall kan få et betydelig omfang. For å begrense dette har vi i visse tilfelle sett oss nødt til å forby lagene å sprøyte på mer enn en viss betongmengde pr. tidsenhet. Vannet må leveres ved dysa med en stigehøyde på minst 30 - 40 m.

Prelletap kan også påvirkes i gunstig retning ved hjelp av forskjellige tilsetningsmidler som enten blandes inn i tørrmassen i pulverform, eller som tilsettes vannet ved hjelp av doseringsapparater. På dette området skjer det stadig noe nytt, det gjelder derfor å orientere seg i det aktuelle tilfelle. Tilsettingsmidlene kan virke hurtig-bindende, plastifiserende, vanntettende o.s.v. Vi har bare erfaring med hurtigbindende stoff i pulverform, Sigunitt. Ved vannsig på sprøyteflaten er en nødt til å bruke et hurtigbindende stoff for å kunne utføre et tilfredsstillende arbeide. Man kan da oppnå ganske gode resultater. Tilsettingsmidlene må selvsagt avpasses etter den sementtype som brukes. Svenske forsøk har

vist at også sementmengden har betydning for prelletapet idet for mager blanding gir stort prelletap. Etter de nevnte forsøk er 1 : 3 en gunstig blanding. Videre ble det ved de samme forsøk funnet at prelletapet er sementfattigere enn utgangsmaterialene. Skiktmassen må følgelig være rikere på sement enn utgangsmaterialene.

Ved siden av de momenter som allerede er nevnt har også selve fjelloverflaten en viss betydning for prelletapet idet plane glatte flater gir større nedfall enn "ruglete" flateformasjoner.

Det første sjikt som påføres skal være med tilslag med max. kornstørrelse 7 - 10 mm for derved mest mulig å redusere det totale prelletap og fordi en slik mørtel lettere trenger inn i sprekker enn en blanding med grøvere tilslag vil gjøre. Neste sjikt bør så påføres så snart betongen er såpass avbunnet og herdet at den ikke vil falle ned igjen. Dette vil vanligvis være tilfelle om 4 - 12 timer når tilsetningsmidler ikke anvendes. Er første sjikt blitt for hårdt, må også annet sjikt utføres med mørtel. En bør unngå at første sjikt blir for hårdt idet undersøkelser i utlandet tyder på at heftfastheten mellom betong og fjell er bedre enn mellom to sjikt med for stor aldersforskjell.

Stillas.

For at betingelsen om en optimal avstand mellom dyse og sprøyteflate skal kunne overholdes, må vi ved de fleste tunnelprofiler sprøyte fra et stillas som tillater dette uten for store anstrengelser for mannskapene og slik at de får en viss nødvendig bevegelsesfrihet. Det vil ligge nær å ty til en eller annen form for et bevegelig stillas med en platting som kan beveges ved hjelp av et hydreulisk system. Vi nyttet en tid en gammel Ahlmann som vi tilpasset formålet. Dette stillaset var utmerket egnet til å sprøyte fra, men sprøytebetongen var ikke bra for maskinen. Endel av prelletapet faller ned på den, dette kan imidlertid avhjelpes med pressenninger e.l.. Verre er det at det under sprøytearbeidet

danner seg et fint sement- og vannholdig støv som trenger inn i alt maskineri og dettes lagere m.v., og derfor fort gjør det ubrukbart. Vi er kommet til at stillasene gjerne kan bygges av stålrør, stillaset blir tilpasset tunnelprofilet og holdes så lett som mulig slik at det kan flyttes lettvint, fortrinnsvis av mannskapet selv eller med en luftdrevet vinsj f.eks.Stillaset kan gå på gummihjul eller skinner. For å kunne utnytte sprøytas kapasitet uten å få for meget siging er det vesentlig at sillaset er så lett manøvrerbart som mulig.

Belysning.

Det er av stor betydning at den som fører dysa ser den flate han skal sprøyte godt. Belysningsproblemet byr forsåvidt på problemer som lyskilden oftest må plasseres i et område som er utsatt for nedfall av det før omtalte betongstøv. Rikosjetter fra grøvre tilslag kan ødelegge lyskilden. Vi brukte til slutt vanlige soler med 300 W pærer. Istedenfor glassdeksel brukte vi vanlig plastfolie som ble holdt på plass med strikk og som ble skiftet ut etter behov, gjerne 3 - 4 ganger på et skift.

Statisk virkemåte, dimensjonering, målregler, kvantitativ oppfølging av arbeidet, kapasitet m.v.

Jeg nevnte for en stund siden at den del av sprøytemassen som ikke faller ned må anbringes på riktig sted. Hva som skal anses for å være riktig sted er imidlertid avhengig av hvilken oppfatning man har av sprøytebetongens virkemåte. Da man foreløpig ikke har noen anerkjent gyldig teori for sprøytebetongens virkemåte, hverken kvalitativt eller kvantitativt er det naturlig at forskjellige synsmåter gjør seg gjeldende. Jeg er selv ingen teoretiker og skal derfor ikke innlate meg på noen analyse, men dog forsøke rent prinsipielt uten tall å peke på hva det går om. Spørsmålet er interessant og har betydning for måleregler, økonomi samt hvilke sjikttykkelser som skal velges.
Det kan hevdes at virkemåten er den at man hindrer fjellet i å utføre bevegelser. Uten deformasjon ingen kraftutøving.

Sprøytebetongen er på denne måte bare et middel til å hjelpe fjellet til å danne en bæredyktig konstruksjon i seg selv.

Den annen betraktningsmåte er å tenke seg at det overføres krefter som må avledes gjennom sprøytebetongen til et slags vederlag. På denne måte må man tenke seg en slags skall eller hvelv virkning i selve sprøytebetongen enten over hele profilet eller over lokale partier. Man kan også tenke seg at enkelte løse blokker blir holdt på plass av en gjennomloknings-motstand.

Sprøytebetongen vil i alle tilfelle ta vare på en rent konserverende eller forvitringshindrende oppgave som i mange bergarter er av uvurderlig betydning, til dette trengs imidlertid et sjikt av bare få cm. tykkelse.

Går man ut ifra antakelsen om at virkningen består i å hindre bevegelser, skulle den nødvendige påsprøytingsmasse bestemmes ut i fra flatens overflatestruktur, idet en må ta hensyn til antall og størrelse av stikk og sprekker pr. m^2. Når massen så er bestemt blir oppgaven å sprøyte den inn i de nevnte svakhetssoner og ellers der en mener betongen vil gjøre nytte for seg ut ifra det synspunktet at fjellet skal hindres i å bevege seg. Sjikttykkelser etter dette vil måtte bestemmes etter godt skjønn. Sprøyter man på mer enn den sjikttykkelse man på denne måte er kommet til, vil det være overflødig masse og bortkastet arbeide. Oppgjøret vil her i bunn og grunn bli et m^3 oppgjør etter faktisk påsprøytet masse, idet man opererer med gjennomsnittlige tykkelser.

De andre betraktningsmåter over virkemåten forutsetter igrunnen en dimensjonering med bakgrunn i statikk og fasthetslære. Dette fører igjen til at man for å føle seg trygg må ha en viss minstetykkelse på betongsjiktet. Den effektive tykkelse kontrolleres da ved på forhånd innstøpte bolter f.eks. Oppgjøret kan også her baseres på påsprøytede m^3. Da vet byggherren ikke hva han kommer til å måtte betale innen boltene er sprøytet inn. Målereglene er derfor gjerne utformet slik at oppgjøret skjer etter påsprøytet flate. Da vet imidlertid ikke entreprenøren hva jobben måtte komme til å koste innen

kontrollboltene er sprøytet inn. Hvis man er tilhenger av dimensjoneringsmetoden og anviser oppgjøret etter flate henviser man etter mitt skjønn prissettingen til større gambling enn nødvendig.

Ved påføring av massene er det iallfall hensiktsmessig å utarbeide skjemaer der det fremgår hvor meget masse som skal på på hvert enkelt sted. Vi har gjerne inndelt tunnelen i soner à 10 m og har påført skjemaet hvor store masser som skal påføres hver enkelt sone. Lagbasen må for hvert skift raportere skriftlig hvor meget han har sprøytet hvor. Også dette har vi hatt blanketter for. På denne måten kan man lett holde oversikt over arbeidet selv om det går på skift. I tillegg føres kontrollkartotek over sementlageret.

Våre folk har i de tilfelle der de har blandet og trensportert inn massen selv klart å sprøyte ut 40 - 50 blandinger tilfredsstillende pr. skift og 3 mannslag, og inklusive rengjøring av de tilhørende fjellflatene og rigg forøvrig. En blanding er den betongmengden som man får av 1 sekk sement. Der de ikke har blandet selv, men fått massen levert ved sprøyta har ytelsen under samme forhold ellers ligget på 70 - 80 blandinger. Vi mener nå som tidligere antydet å kunne oppnå tilnærmet de samme ytelser for 2 mannslag.

Sprøytearbeider i forbindelse med armering har vi liten erfaring i, men det er en generell erfaring at prelletapet øker ganske vesentlig og at det skal sprøytes på ganske store masser før armeringsnettet er dekket tilstrekkelig. Jeg tror som min personlig oppfatning at dersom man er forberedt på å støpe på anlegget, vil dette i regelen falle rimeligere enn å benytte sprøytebetong i forbindelse med armering. Man skal da først sprøyte ut ujevnhetene i fjellet, så feste armeringen og deretter sprøyte på et godt lag for å dekke denne. I det hele må en se noe annerledes på sprøytebetongen ved anlegg der en har støpeutstyr for hånden, særlig om man arbeider ut fra dimensjoneringsantakelser ved bestemmelsene av sjiktykkelse. Ved anlegget for tunnelbanen her i Oslo hadde vi alltid stål-støpeformer i nærheten, og med de prisforhold som

hersket ved dette spesielle arbeide lå lønnsomhetspensen ved 15 - 20 cm. sprøytebetong bestemt som gjennomsnittstykkelse etter netto påsprøytet masse. Den alt overveiende del er dog bare sprøytet med 7 cm. tykkelse i tak og 3 cm. i veggene. Prisene på sprøytebetong har gått ned endel siden dengang, slik at dette forholdet best vurderes ut ifra de konkrete forhold ved hvert enkelt anlegg ut ifra spørsmålet hva en utstøping vil koste kontra sprøytebetong. Vi har nå beskrevet rent teknisk hvordan sprøytebetongen påføres og har også nevnt at en del faller ned som prelletap. Om prelletapets størrelse har det vært filosofert endel, noe har vært målt. En del tall er oppgitt av sprøytemaskinfabrikantene, noen tall finnes i litteraturen. Jeg tør ikke si at vi har foretatt målinger, det er derfor kanhende uriktig av meg å si noe om dette. I endel kontrakter er imidlertid prisen satt som m^2- pris etter gjennomsnittstykkelser etter netto påsprøytet masse. Med netto påsprøytet masse menes nå at tørrmassen har et visst volum, ved tilsetting av vann går dette inn til et våtbetongvolum som har vært satt til 65% av tørrmassevolumet. Av våtbetongvolumet faller et prelletap ned f. eks. 20%. Det som da er igjen er netto påsprøytet masse. I de nevnte kontrakter har prelletapsprosenten vært fastsatt til 20% som et postulat. Å måle prelletapet er ikke lett idet det for det første byr på problemer å samle det opp. Volummåling er tvilsomt idet fuktighetsforholdene er annerledes enn i tørrmassen. Ved måling etter vekt skal det strengt tatt også tas hensyn til vannmengdene som først tilsettes i dysa.

Jeg skal ikke si noe om hva jeg mener om prelletapets størrelse, men bare henvise til hva jeg før har sagt om hvilke faktorer det er som påvirker prelletapet og at hver enkelt så gjør sitt til at det blir så lavt som mulig.

Fjerning av prelletap, slamdannelser.

Entreprenøren er nemlig selv interessert i å holde prelletapet så lavt som mulig idet det jo skal fjernes. Vi har aldri funnet å ville bruke prellemasser som tilslag selv om dette er nevnt endel steder fra sprøytefabrikanter og i litteratur.

Vi tror dette blir for dyrt samtidig som vi er redd kvaliteten kan bli tvilsom, idet det kan bli forurensninger av subb m.v. i tilslaget. Prelletapet blir liggende og herdner delvis på sålen, eller det bløtes opp idet det på sålen alltids vil være noe rennende vann og trafikk tilstede i forbindelse med et sprøytearbeide. Etter en tids oppbløting er prelletapet forvandlet til en meget ubehagelig slammasse som er meget vanskelig å fjerne. Der tunnelen har endrede fallforhold har slammet en tendens til å samle seg i lavbrekkpunkter. Vi har hatt regelrette sjøer av slikt slam som vi ikke har visst vår arme råd med. Vi fant ikke på noe bedre enn å legge opp "fyllingsdammer" og fylle slammet bak disse. Vannet i slammet rant da etterhvert unna slik at slammet til slutt lot seg laste opp med vanlige lastemaskiner. Det må på det mest bestemte advares mot å utføre drenasjearbeider før sprøytebetongarbeider er utført og tilhørende slam fjernet, da drensledningene ellers går tette.

Drift av sprøytearbeidet.

Hvordan selve arbeidet med sprøytebetongen skal drives kan det ikke gis noen generelle råd om idet det alltid vil avhenge av forholdene på stedet. Om det drives på stuff samtidig som det foregår bolting og det skal utføres vanlig utstøping og sprøytebetongarbeider i nærheten til samme tid kan forholdene bli meget kompliserte. Ved rene sprøytebetongarbeider bør en forsøke å komme opp i endelig tykkelse så fort det lar seg gjøre uten at en får siging. Sprøytebetonglaget blir da best samtidig som strekningen blir ferdig. Om en har lengre strekninger å gå på kan lagene følge etter hverandre slik at første lag ligger på de første sjikt, neste lag de neste sjikt o.s.v. Man kan også innrette seg slik at et lag får seg tildelt en bestemt strekning og gjør denne fullt ferdig. Den siste metode vil bli den mest vanlige idet man oftest ikke vil, eller har anledning til å sette inn for mange sprøyter ad gangen. Her kommer behovet for trykkluft inn som en hemmende faktor. Ved skiftdrift vil for lagenes vedkommende begge metoder komme til anvendelse, og vi har erfaring for at det trengs en ganske stor driftskontroll for å få riktig tykkelse overalt.

De tidligere nevnte doseringsskjemaer må følges opp minst en gang i døgnet. Der det er bestemt sprøytebetongarbeider bør disse utføres så snart det er praktisk mulig, da en på denne måte helt kan sjalte ut den periodiske rensk.

Praktisk effekt ved utførte arbeider samt anleggets tilstand år etter utførelsen.

Sprøytebetongen var til å begynne med som alt nytt møtt med mistro fra tunnelfolkenes side. Vi hadde imidlertid endel konkrete tilfelle hvorav jeg skal fortelle om noen få som gjorde at også fjellfolkene ble begeistret, ja de begynte å forlange sprøytebetong i uttrengsmål som provisorisk sikring. Vi hadde et sted en svakhetssone av ca. 80 cm. mektighet som steg på i ca. 45° vinkel omtrent på tvers av tunnelretningen. Sonen bestod nærmest av leirskifergrus som aldri var i ro. Det nærmestliggende fjell var heller ikke noe å skryte av. Profilet var av forskjellige grunner ikke tatt ut til full størrelse, men det var stadig trafikk under. Å renske i grussonen var det ingen hjelp i og det ble besluttet å forsøke med sprøytebetong som et provisorium. Resultatet var forbløffende idet vi bare sprøytet på et sjikt av 5 cm. gjennomsnittlig tykkelse, og dette holdt partiet i ro. Et annet eksempel fikk vi ved at det på grunn av planendringer ble nødvendig å skyte ned et parti som var behandlet med bolter og sprøytebetong. Fjellet var relativt godt, og sprøytebetonglaget hadde en gjennomsnittstykkelse på 7 cm. Etter nedskytingen kunne vi konstatere at vi ute på knølene hadde svært lite betong, og at vi inne i kiler o.l. hadde mye mer betong enn gjennomsnittet. Dette var forsåvidt å vente som folkene hadde fått generell beskjed om å bruke en påsprøytingsteknikk som tilsiktet en slik effekt. Det som var av større interesse var imidlertid at vi kunne se hvordan sprøytebetongen hadde trengt 10 - 15 cm. opp i sprekker og stikk i fjellet. Denne omstendighet må man ta med i betraktningen når man vil gjøre seg opp en mening om sprøytebetongens virkemåte. Vi har hatt partier som ledelsen mente kunne boltes og sprøytes, men der det var vanskelig å få fjellfolkene til å utføre sin del av jobben p.g.a. vanskelig

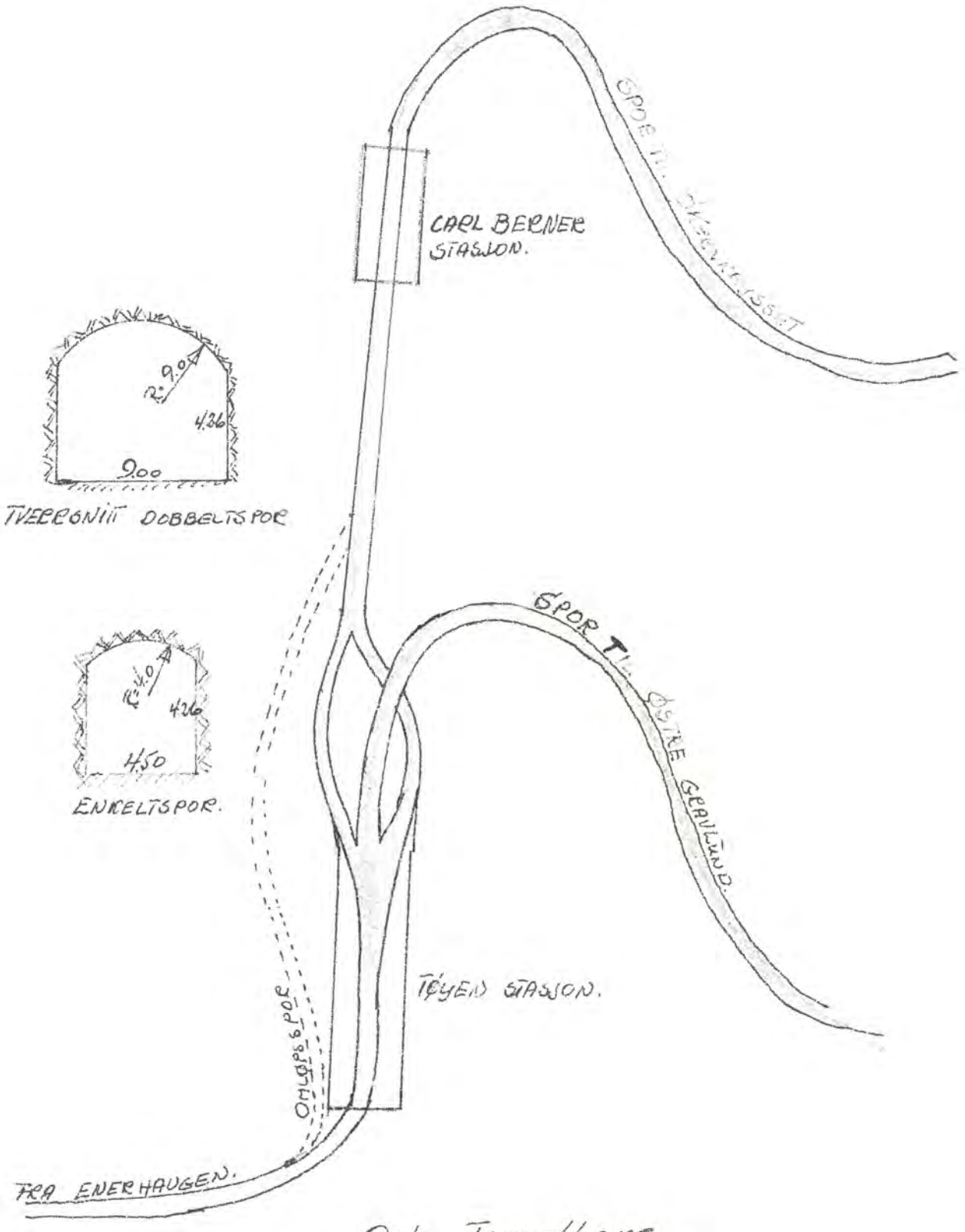
og brysom rensk. I slike tilfelle har vi spylt ekstra godt som jeg nevnte tidligere. Vi har rensket mye fjell på den måten. Deretter er sprøytebetong blitt pålagt på vanlig måte og så først i ly av sprøytebetongen er boltene satt inn. Mot denne metode er innvendt at det ikke er lett å plassere boltene riktig.. Dertil må jeg bemerke at 1 à 2 strøk sprøytebetong ikke utvisker fjelloverflaten synderlig, og dernest vil en noe øvet leder kunne merke seg bolteplasseringen på forhånd og huske både denne og nødvendig bolteretning for å få satt boltene riktig gjennom betongen.

Tunnelbanens tunnel har nå stått i 4 - 5 år og ved de inspeksjoner som har funnet sted har man ikke funnet noe å bemerke ved de sprøytede flater bortsett fra et bestemt parti der fjellet ligger i 20 - 50 cm. tykke flak som danner plane, glatte flater. Disse ga stort prelletap ved påsprøytingen og betonglaget er enkelte steder nå meget tynt og virker ved spettkontroll som om det er bom. Betongen har vi enkelte steder slått hull på for undersøkelse. Det viser seg da at på betongen ligger det et fjellsjikt av et barberblads tykkelse påheftet. Fjellflatene hadde her et kalkholdig belegg som var noe vannførende slik at det var det kalkholdige belegg og ikke sprøytebetongen som var bom. Fjellet over var igjen klink. De inspeksjoner som har funnet sted både på Tunnelbanen og annetsteds, har imidlertid også overbevist oss om at sprøytebetongen slik den her er utført ikke er vanntett. Siden 1960 er det imidlertid kommet nye tilsetningsmidler på markedet, men vi savner erfaringer med slike.

Etter de erfaringer vi nå har samlet er det mye som tyder på at sprøytebetongen som et hvert annet sikringsarbeide skal utføres så snart etter sprengningsarbeidet som mulig og at effekten øker jo kortere dette tidsintervall er. Sprøytebetong er i svært mange tilfelle et godt middel i sikringsarbeidet og den vil redusere vedlikeholdsomkostninger der det i og for seg ikke ville være nødvendig med direkte sikringsarbeider.

Særlig ved mindre profiler vil det ofte være brysomt å foreta vanlig utstøping, og også hvor man ikke er forberedt på vanlig utstøping vil sprøytebetong kunne gi en utmerket sikring og den er rask å legge på i rimelige tykkelser.

Til slutt skal jeg nevne at sprøytebetong med fordel kan anvendes til reparasjon av eldre ødelagte og forvitrede betongkonstruksjoner.



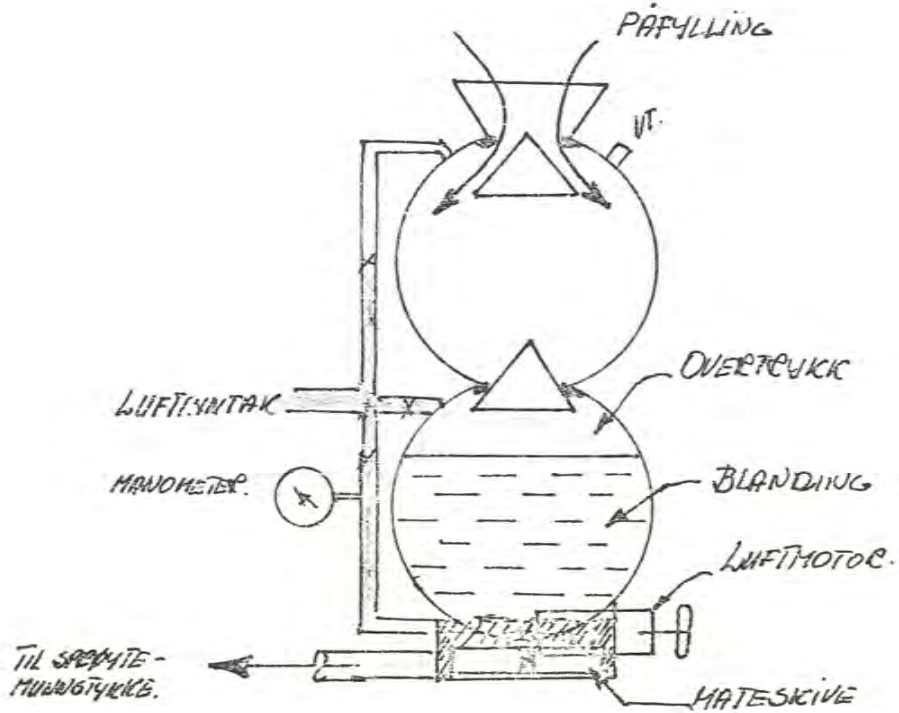
Oslo Tunnelbane.

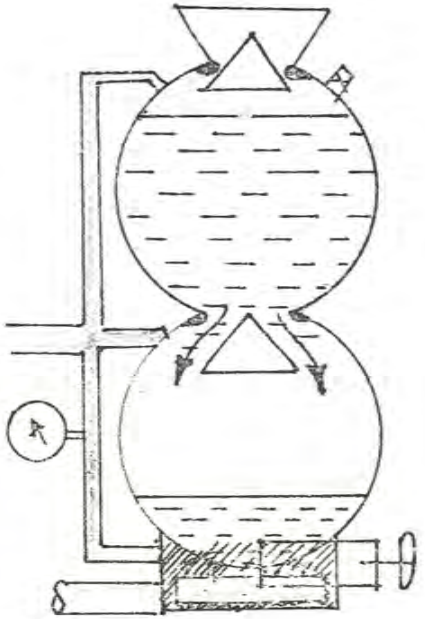
Fig. 1.

Erfaringer fra utførte arbeider i sprøytet beton

Walter Hoffmann.

SKIEMATISK FRAMSTILLING AV BETONGSPRØYTE B.SM. 603.





ETTERFYLLING

Fig. 2.

Erfaringer fra utførte arbeider i sprøytebetong.

Walter Hoffmann.

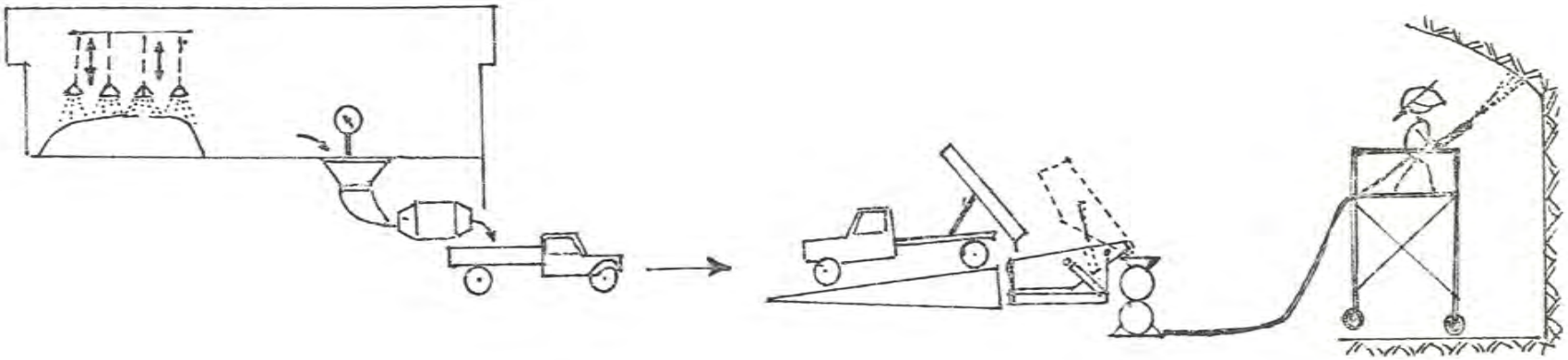
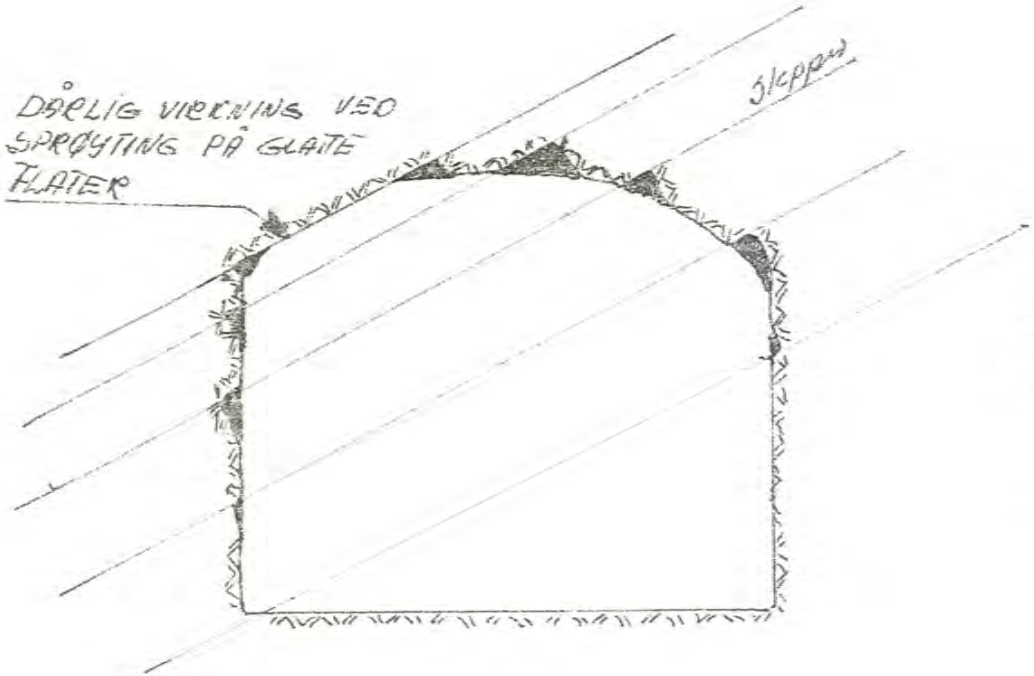
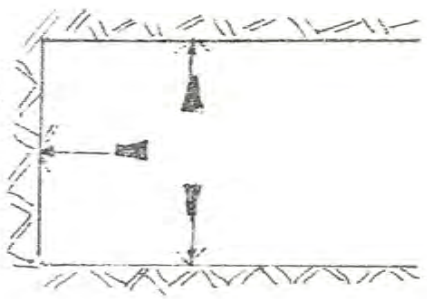


Fig. 3.

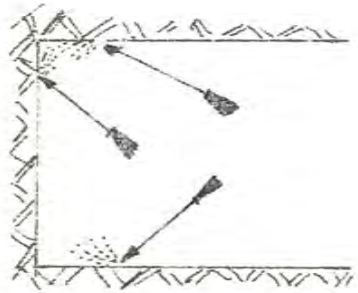
Erfaringer fra utførte arbeider i sprøytebetong.

Walter Hoffmann.





RIKTIG SPRØYTERETNING



FEIL SPRØYTERETNING.

Fig. 4.

Erfaringer fra utførte arbeider i sprøytebetong.

Walter Hoffmann.

GRAFISK FRAMSTILLING AV AVRELLING. - (vid försök).

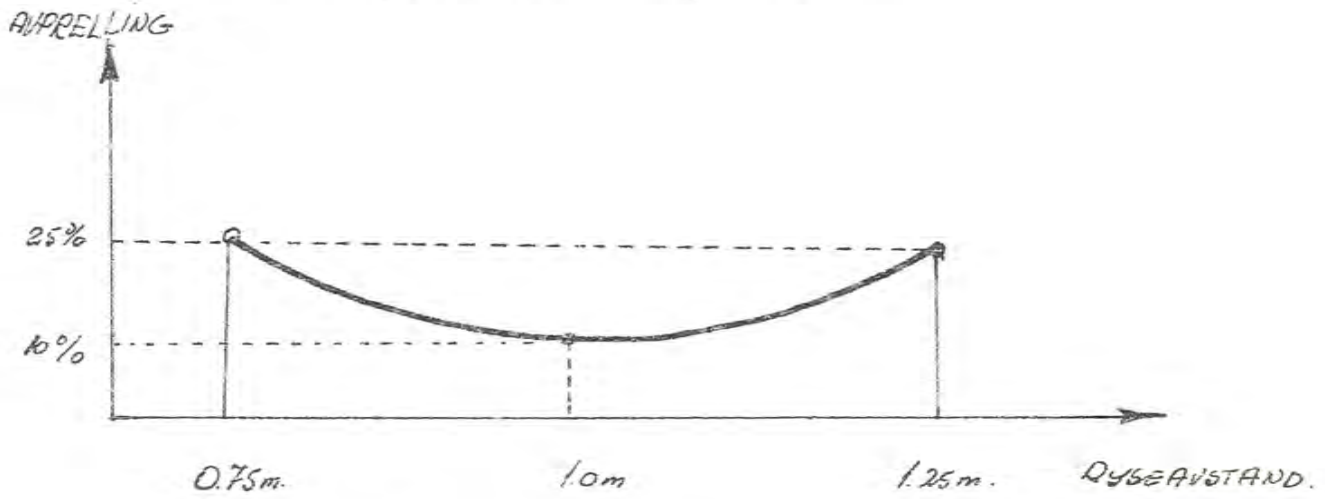


Fig. 5.

Erfaringer fra utførte arbeider i sprøytebetong.

Walter Hoffmann.

KONTOR FOR FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK i samarbeid med
DEN NORSKE INGENIØRFORENING.

Konferanse i FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK.

STREKKFORSØK MED EKSPANSJONS- OG GYSTE BOLTER.

Foreleser:
Ingeniør Baard Hoel.

STREKKFORSØK MED EKSPANSJONS- OG GYSTE BOLTER.

1. Innledning.
2. Effektiviteten ved fjellbolting.
3. Påliteligheten ved forankringen.
4. Fremgangsmåten ved installasjon av ekspansjonsbolter.
5. Montering av underlagsskiver.
6. Strekkforsøk.
   a) Arrangement med hydraulisk jekk.
   b) Ekspansjonsbolter.
   c) Innstøpte bolter.
   d) Nye forankringsmåter.

Bilag 1 og 2.

1. Innledning.

Fjellbolting ble brukt i enkelte gruver i U.S.A. allerede før århundreskiftet, men ble først alment anerkjent etter den annen verdenskrig.

Bare 50 gruver i U.S.A. brukte i 1949 fjellbolting som sikring, mens derimot i 1951 ikke mindre enn 500 anlegg brukte fjellbolting og av disse var hele 450 kull-gruver. Det meste av fjellboltingen som ble gjort etter 1949 og kanskje før var med 3/4" diam. bolter og en ekspansjonshylse.
Disse ble etterhvert skiftet ut med Ø 5/8" bolter av mer høyverdig stål.
Norske forsøk er tidligere bare utført systematisk på noen få arbeidsplasser. Overingeniør E. Stang i A/S Betongmast har utført forsøk med fjellbolter - forankringsbolter - for kraftledningsmaster. Forsøkene er beskrevet i Teknisk Ukeblad, mai 1948, side 255.
Prøveresultatene viste at innen visse grenser var nedboringsdybden uten betydning i dette tilfelle og flytegrensen ble nådd uten glidning. Videre måtte allerede før flytegrensen var nådd den største del av kraften opptas av utkilingen da nedboringsdybden var meget liten. Forsøkene som ble utført på Nesodden under krigen var pionerarbeide på et meget tidlig tidspunkt, også internasjonalt sett. Forsøksopplegget med jekker osv. som ble benyttet her er også i stor utstrekning blitt benyttet ved senere forsøk. Ved noen av våre kraftanlegg har man utført forsøk med innstøpte bolter, men resultatene av disse forsøk har bare i enkelte tilfeller vært tilgjengelige for oss.

Vårt kontor utførte i 1953 og utover til 1955 ganske omfattende forsøk med fjellbolter, men resultatene av disse forsøk ble dessverre ikke publisert. Fra 1955 og frem til i dag er det bare foretatt sporadiske forsøk med nye boltefabrikata og nye festemåter. Da spesielt av innstøpte bolter som har slått meget godt an på markedet her i landet.

Ved våre igangværende forsøk har det vist seg at en del av de tidligere resultater var for optimistiske. Dette skyldes først og fremst at man i dag har trekk-utstyr som gjør det mulig å få et noenlunde centrisk drag i boltene ved forsøkstrekkingen.

2. Effektiviteten ved takbolting.

Nesten halvparten av all kull i U.S.A. ble tatt ut under tak sikret med bolter i 1956.

I Vest-Virgina ble det f. eks. konstatert at før bolting ble utbredt omkom i gjennomsnitt ca. 148 mann pr. år på grunn av steinfall.

På syv år etter at bolting ble innført, inntraff nesten 50 % færre ulykker. Dette vil si at 483 menneskeliv ble spart bare i en stat.
Statistikken i en moderne gruve i Kentucky viser at takboltingen resulterte i:

1) 80 % nedgang i ulykker av alle slag.
2) 50 % " " luftmotstanden, turbulens.
3) 5 % økning av takhøyden.
4) 70 % gj. snitt økning av produksjonseffektiviteten.

Det ble hevdet av ledelsen at uten fordelene ved fjellbolting ville denne gruven vært nedlagt for lenge siden.

Hovedhensikten med fjellbolting:

1) Binde sammen flere tynne lag, slik at disse danner en hel bjelke som er adskillig sterkere enn summen av de enkelte lag hver for seg.
2) Å utforme en hjørnestein (nøkkelsten) i taket på en pil-formet utsprengning.
3) Å sikre dårlig fjell i ovenforliggende sterkere lag.

Hovedsaklig er derfor formålet i hvert av de nevnte tilfeller å forhindre bevegelse av de forskjellige fjell-lag som omslutter utsprengningen.

For å forhindre en slik bevegelse er det primære at forankringen av fjellbolten ikke under noen omstendighet må kunne gli.

For det andre må underlagsplaten mot taket eller den frie fjellflaten ha anlegg på en slik måte at det ikke er noen mulighet for vridning eller glidning på grunn av økt boltspenning.

3. Påliteligheten ved forankringen.

Det er i det minste 8 - 10 forskjellige fabrikata av ekspansjonsbolter på markedet, og før man bestemmer seg for fjellbolting er det nødvendig å vurdere fordeler og bakdeler ved de forskjellige typer av ekspansjonshylser.
Dette på grunn av at det er ganske innlysende at enkelte typer vil være mindre effektive enn andre i bestemte fjellformasjoner.

Etter at man har bestemt seg for en passende ekspansjonshylse, er det nødvendig å få fastlagt hvor effektiv forankring den valgte hylsen vil gi i det fjellet hvor den skal settes.

Den mest hensiktsmessige måten å gjøre dette på er å trekke bolter med en hydraulisk jekk forsynt med et manometer som viser trekkraften i tonn.

Jekken bør dessuten være kraftig nok til å trekke bolten av hvis forankringen skulle tåle denne belastningen.

I forbindelse med disse prøver er det også nødvendig å bestemme den minimums kraft som skal til for å gi den mest effektive ekspansjon i den valgte hylsetypen. Denne minimumskraft vil være en kraft hvis økning ikke vil forårsake en fortsatt bevegelse av mutterpluggen i ekspansjonshylsen. Den mest hensiktsmessige måte å bestemme denne minimumskraft på er som følger :

En bolt blir innsatt på vanlig måte og strukket til la oss si ca. 1 tonns last med den hydrauliske jekken.

I den grad mutterpluggen er blitt trukket inn i hylsen, bestemmes på følgende måte:
Bolten blir omhyggelig skrudd av og tatt ut av hullet.

Underlagsplaten blir tatt av bolten, og en krittstrek settes langs etter bolten ca. 2' fra enden av denne.

Bolten blir deretter igjen satt inn i hullet inntil enden av bolten får kontakt med undre kant av hylsen. Et blyantmerke blir deretter satt på den krittede overflaten av bolten i flukt med taket.

Bolten blir deretter omhyggelig ført inn i hylsen inntil den får kontakt med underkanten av mutterpluggen og blyantmerke nr. 2 blir satt på samme måte som ovenfor.

Avstanden mellom underkanten av pluggen og underkanten av hylsen er derfor gitt ved avstanden mellom de 2 blyantmerker.

Kraften blir deretter økt i 1 tonns intervaller og målingen av pluggens inntrengning i hylsen blir utført for hvert intervall inntil det blir funnet at det ikke er mere bevegelse mellem pluggen og hylsen.

Den siste belastningen ved hvilken bevegelse fremdeles fant sted, vil være

den mest effektive forspenningskraften å bruke ved installasjonen av ekspansjonsboltene.

4. Fremgangsmåte ved installasjon av ekspansjonsbolter.

Etter at det er konstatert at forankringen vil være effektiv i fjellet som skal boltes bør følgende punkter iakttas nøye (se fig. 4):

1) Takhullet må bores med et bor som vil gi en hulldiam. innenfor de toleranser som er foreslått av leverandøren av ekspansjonshylsen, eller en hulldiam. som viste seg å være den mest effektive da de første prøvene med tak-bolter ble utført.

2) Hullene bores så rett som mulig og med minst mulige rifler. Riflingen minsker den effektive kontaktflaten for ekspansjonshylsen, og dette igjen minsker hylsens forankringsevne (se fig. 1 og 2).

3) Bormaskinen må øyeblikkelig stoppes når operatøren nærmer seg den endelige dybde på borhullet, og ikke tillate boret å rotere uten press da dette vil føre til en utvidelse av hullet på det stedet hvor ekspansjonshylsen skal plaseres. Dette kan forårsake glidning av ekspansjonshylsen og følgelig en løs fjellbolt.

4) Borhullet spyles etter at det er boret. Dette er viktig,for stenfliser og bormjøl som henger igjen på veggen av borhullet vil ellers samle seg mellom hylsen og den konemutteren i ekspansjonshylsen. Dette vil igjen forhindre den nødvendige glidning mellom den kone mutterpluggen og hylsen og forårsake vanskeligheter med å få strammet til fjellbolten ordentlig.

   Ekspansjonshylsen kan også i enkelte tilfeller sette seg fast i hullet før den er satt inn i full dybde.
   Borhullet er nå ferdig så bolten kan settes inn.

5) Plastbeskyttelseskappen fjernes på bolten. Gjengene på fjellbolten må under enhver omstendighet beskyttes på en eller annen måte av fabrikantene, og beskyttelsen må bare fjernes umiddelbart før installasjonen. Takbolten blir vanligvis pakket i bunter på 10 stk., og det er mindre sannsynlighet for at de skal bli ødelagt hvis man lar de være i buntene til like før de skal brukes.

6) Underlagsplaten plaseres deretter på bolten.

7) Beskyttelsen på ekspansjonshylsen fjernes.

8) Gjengene prøves på den måten at hylsen skrues på bolten inntil gjengene kommer frem i pluggen.

9) Takbolten skal spinne fritt på gjengene hvis disse er riktig skåret.

9) Ekspansjonshylsen skrues av bolten.

10) Ekspansjonshylsen skrues nå igjen på bolten med det antall omdreininger som er anbefalt av fabrikanten.

11) Den sammensatte takbolten dyttes inn i borhullet. Hvis bolten har tendens til å gli ut igjen når den blir sluppet, kan dette skyldes at hullet er blitt boret med for grovt skjær.
Normalt skulle ikke bolten gli tilbake mere enn 1" - $1\frac{1}{2}$".

12) Kontroller at underlagsplaten ligger godt an til kanten av borhullet.

13) Bolten trekkes deretter til med en fast nøkkel inntil den får den riktige forspenningskraften (se fig. 4).

14) Takbolten prøves for å konstatere riktig stramming ved at man slår på underlagsplaten. Platen vil gi en metallisk klang når bolten er under strekkspenning.

Det er ovenfor nevnt 14 viktige punkter ved montering av fjellbolter, og hvis denne fremgangsmåten blir nøye fulgt vil prosenten av ineffektive bolter bli meget liten.

Gruvefolk har imidlertid på grunn av mange omstendigheter funnet at opptil 25% av monterte fjellbolter er løse og ineffektive, og disse er rett og slett en hasard med hensyn til sikkerheten, og dessuten bortkastet tid og penger.

5. Montering av underlagsskiver.

Mange gruveingeniører har kjent til problemene tidligere beskrevet med hensyn til underlagsskiver for fjellbolter og derfor er mange typer og former av underlagsskiver på markedet.

Det viste seg at 3/8" tykke, firkantede underlagsskiver har ulemper så som begrenset fri spille-vinkel og dens stivhet.
Det ene forhold influerer på vridnings-strekkforholdet og det andre kan resultere i tap av spenning etter installasjonen. Denne tunge underlagsskiven

gjør det også vanskelig å se om bolten har fått effektivt strekk. For å bøte på dette bruker en del gruveingeniører 1/4" tykke underlagsskiver som vil ha tendens til å bukle seg eller bryte sammen når bolten blir strukket ganske godt mot fjellflaten.
Men spisse kontaktpunkter som kan forårsake tap av boltespenning vil fremdeles forekomme. Enn videre vil fremdeles problemet med den frie spillevinkel være til stede.
En underlagsskive som viste seg å bli meget populær var en kuppelformet type (se fig. 13). Men denne underlagsskiven er like solid som den konvensjonelle 3/8" tykke, flate og firkantede underlagsskiven, en skjønt den er fabrikert av 1/4" plate og derfor kan forårsake fall i boltespenningen som nevnt ovenfor.
Også på grunn av at undre kant av boltehodet er i kontakt med den kurvede overflate har boltehodet en tendens til å slite ned den kurvede overflate langs hullet når bolten blir strukket, og som resultat får man bøyende krefter endog større enn hva ville vært tilfelle med flate underlagsskiver, og dette vil også øke vridningsmomentkraften som er nødvendig uten derved å få effektiv økning i strekkspenningen. For å overvinne problemet med den begrensede frie spillevinkel som man støter på ved de flate underlagsskiver, introduserte en del gruveautoriteter kilestykker som ble fremstilt i spisser varierende i tykkelse.

Disse kilene ble innsatt mellem boltehodet og de flate underlagsskivene for på denne måte å korrigere for skjevheten.
Dessverre viste det seg vanskelig, nesten umulig, å velge det riktige kilestykket for en bestemt anvendelse, og der hvor det ble brukt ufaglært arbeidskraft ble hele formålet med ideen som regel neglisjert.
En del fabrikanter lanserte støpejerns skiver med sfærisk kuppelform som passet sammen med en kopp med flat bunn som fikk kontakt med boltehodet. Disse underlagsskiver var praktiske og tjente et formål hvis de ble laget sterke nok, men uheldigvis var de ikke økonomiske til alminnelig bruk. En av de nyeste ting på markedet av fjellbolt underlagsskiver er et sfærisk sete i støpejern eller formbart jern som blir brukt sammen med en konvensjonell flat underlagsskive med utstanset hull stort nok til å tillate en fri spillevinkel opp til 30° (se fig. 14 og 15). Ved å se på fig. 15 vil det bli lagt merke til at hvis bolten blir plasert med center av hodet over centerlinjen i hullet og fremdeles innenfor den frie spillevinkel (d. v. s. ikke å tillate bolten å få kontant i punkt C), så vil kreftene S og X forsøke å benne bolten mellom punktere A og B.

Hvis det sfæriske sete er sterkt i disse punkter, vil ikke denne bennende kraften lett forplante seg, og bolten kan normalt bli strammet til uten noen større vanskelighet. Men derimot hvis C blir et kontaktpunkt, kunne det bennende kraftforløpet mellom A og B bøye bolten og influere på vridningsmomentbelastningen i stor utstrekning.

Hvis underlagsskiven glir tvers over hullet, så vil punkt M komme i kontakt med bolteenden og kreftene S og P vil bøye bolten om punkt C. I vanlig praksis er det mulig å nytte friksjonskraften mellom fjellflaten og underlagsskiven for å få plasert boltehodet over centrum av hullet på et tidlig tidspunkt av tilstrammingen, og derfor forhindre bevegelse på tvers av hullet etter på. Fra utviklingen av det sfæriske sete har vi en videreutvikling i form av en 3/16" x 6" diam. skålformet underlagsskive. Denne underlagsskive har et toppunkt 5/8" over basis-linjen. (se fig. 16).

Når denne underlagsskiven blir brukt sammen med det sfæriske sete, tillater hele arrangementet større frie spillevinkler som forlanges ved ujevne fjellflater. Hvis bolten blir plasert rett over hullet vil kanten av den skålformede skiven bite seg fast i fjellet og forhindre enhver glidning på tvers av hullet og derfor i stor utstrekning eliminere muligheten for bennende kraftvirkninger som vist på fig. 15 og nevnt tidligere.
Enn videre lettes justeringen under tilstrammingen med det sfæriske sete og den skålformede skiven.
Når strammingen er utført vil den omtalte skiven bryte sammen, og dette er et synlig bevis på at bolten er blitt strukket.

Den første strekkraft som kreves for at skiven skal bryte sammen er under normale forhold 3 1/2 til 4 tonn - se fig. 17.
Hvis sammenbrytningen fortsetter inntil undre flate av skiven får kontakt med kraven av borhullet, så vil strekkspenningen umiddelbart bygges opp igjen til en mye større verdi siden ingen bevegelse nå er mulig - siden skiven nå er ett med fjelloverflaten (se fig. 18).

Det er også funnet at under sammenbrytningen antar underlagsskiven formen etter fjellflaten og følgelig elimineres punktforholdene som ble beskrevet i forbindelse med 3/8" eller 1/4" flate skiver.

Det var tidligere konstatert at god kontakt mellom skiven og fjellet var betingelsen for å unngå tap av boltespenningen i fremtiden.
Den tilgodeser også den faste kontakt med fjellet som er nødvendig for å

oppnå riktig strekkspenning i første omgang.

6. Strekkforsøk.

a) Ved våre igangværende forsøk brukes nå en Simplex Center Hole Puller, og vi har funnet at en jekk av denne type er mest hensiktsmessig for disse forsøk.

b) Vi har i den senere tid utført en del innledende strekkforsøk - i første omgang spesielt med ekspensjonsbolter. Foreløpig har prøvene bare blitt utført i Oslo-området og forsøkene er etter vår mening ikke representative nok, men vi skal allikevel nevne dem her.
Det viste seg under forsøkene at med det utstyret vi nå har til rådighet med det sfæriske sete i forbindelse med underlagsskiver, har det lykkes å få tilnærmet sentrisk strekk i boltene under forsøkstrekkingen.
Vi skal her bare ganske kort nevne en del forsøk utført med ekspansjonsbolter og gyste bolter ved tunnelbanens anlegg ved Kirkeristen i Oslo.
Boltene ble satt i ren alunskifer og var av forskjellige fabrikata.
Ekspansjonshylsene ble skrudd til med et maksimalt vridningsmoment på 23 kg. m. Dette tilsvarer en forspenningskraft på ca. 3 000 kg.
Hullene var boret med bor av borserie 11 og 1,60 m. dype. Boltestålet var 3/4" rundt stål. Ingen av boltene ble trukket til flytning, men ekspansjonen glapp for samtlige ved et maksimalt strekk mellom 10 og 11 tonn.
Det er sannsynlig at man i alunskiferen får knusning av fjellet i festesonen ved denne kraften.

b) Ved samme anledning ble det også prøvetrukket noen gyste bolter innstøpt med 2/3 Betokjem til 1/3 sand plastic konsistens. Boltestålet var Ø 19 mm. og 22 mm. Kamstål forankringsdybde 1, 10 m.
Boltene ble prøvetrukket allerede etter 3 døgns herdning, og de holdt da 9 - 10 tonns strekk før glidning fant sted.

c) Til slutt skal vi nevne at vi er i gang med forsøk med "I M bolt". Dette er en ny type plastforankret fjellbolt av tysk opprinnelse som ennå ikke er markedsført her i landet. Dessuten har Cyanamid kommet på markedet med Roc-loc Mining Kit som er en plastforankringsmetode i samme gate som I M. bolten.

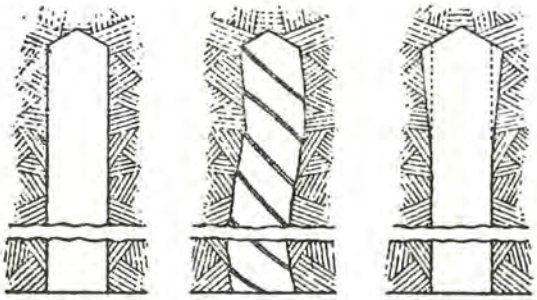


Fig.1 Fig.2 Fig.3

Fig.1 Viser et riktig borhull – rett med glatte vegger.

Fig.2 Viser et riflete og krokete hull.

Fig.3 Er eks. på at boret har vært tillatt å rotere i en stilling og resultatet er et for stort hull.

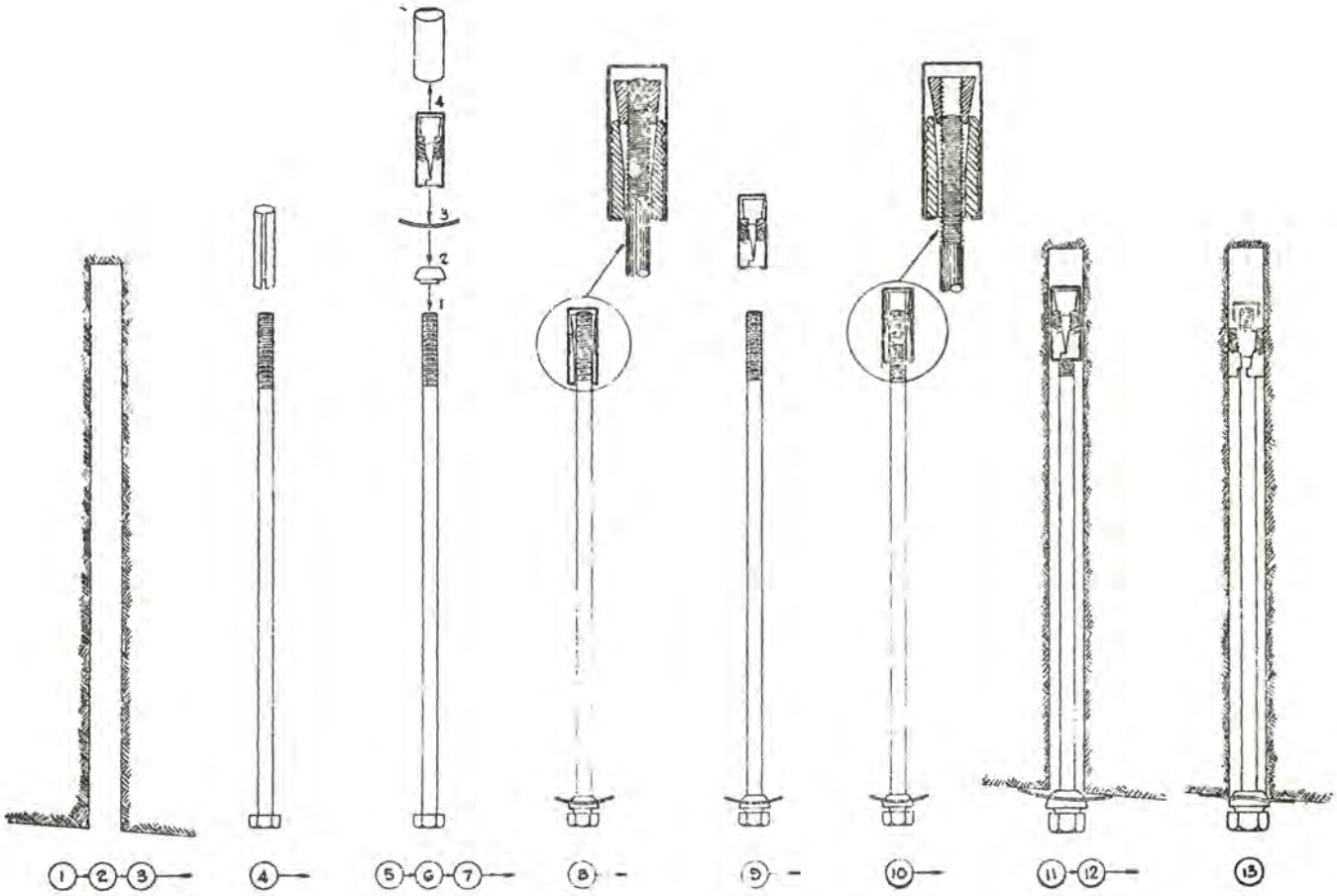


Fig. 4

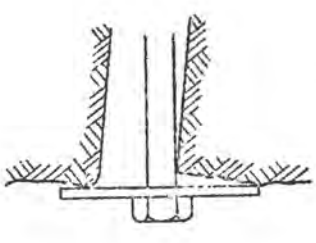


Fig. 5

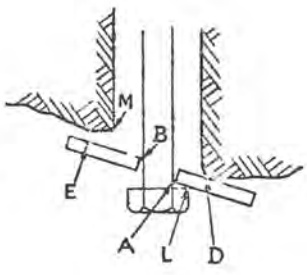


Fig. 6

Bil. 1



Fig. 13

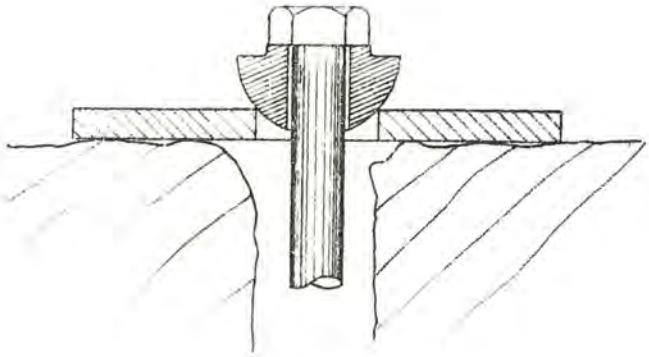


Fig. 14

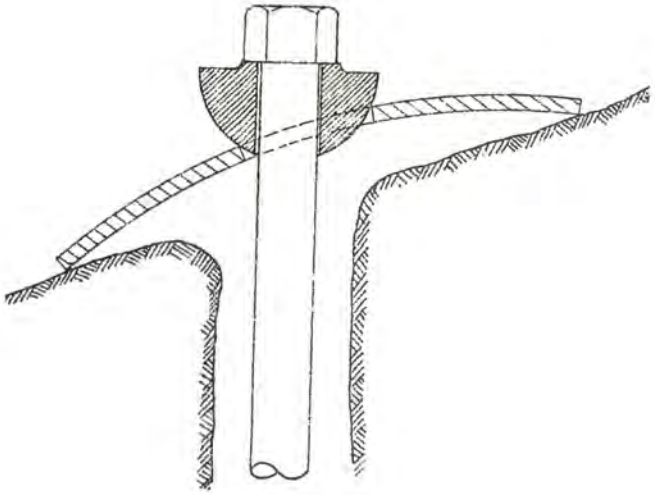


Fig. 16

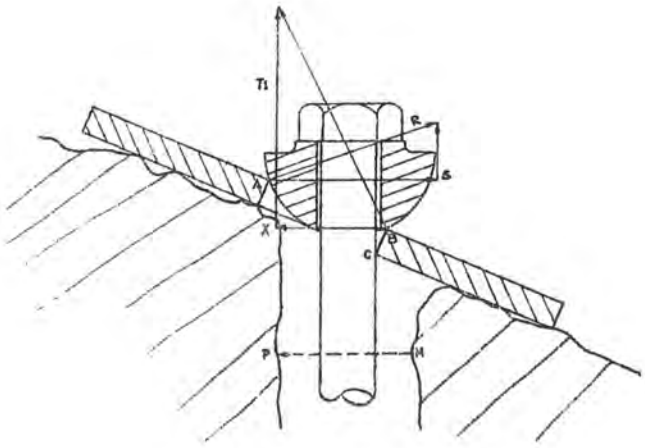


Fig. 15

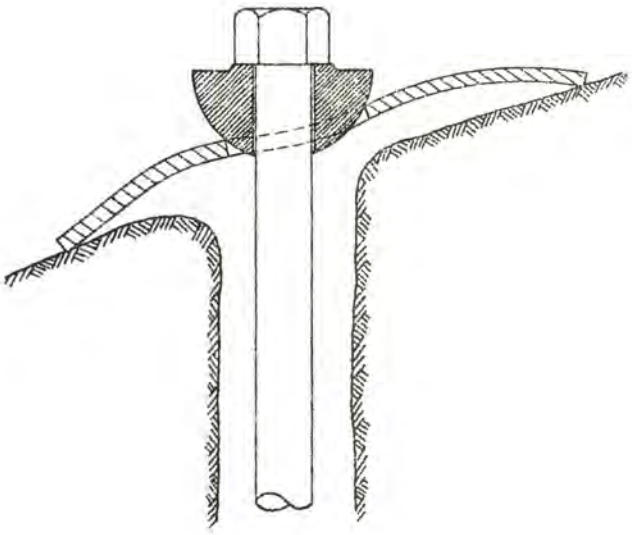


Fig. 17

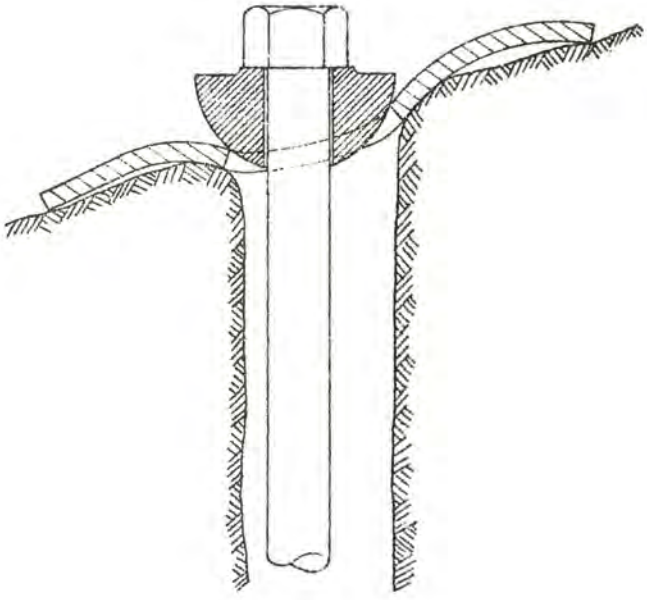


Fig. 18

Bil. 2.

KONTOR FOR FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK i samarbeid med
DEN NORSKE INGENIØRFORENING.

Konferanse i FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK.

ERFARING FRA GYSING AV BOLTER.

Foreleser:
Sivilingeniør Lars Muri.

Det er i de siste 10 - 15 år utviklet mange metoder for feste av fjellbolter. De vanligste typer er splittbolten, bolt med ekspansjonsmuffe og bolt festet med sementmørtel. Av den sistnevnte bolten er det mange utførelser, og jeg skal nevne noen ord om den injiserte bolten som bare har sementmørtel som festemiddel.

Problemet med den injiserte bolten har vært å omgi selve bolten med en mørtel som gir et betryggende feste til fjellet. De vanlige faktorer: Sand-, sement- og vannmengde spiller en avgjørende rolle for boltens kvalitet. Å framstille en kvalitetsmørtel er ingen vanskelighet, men å injisere en bolt med denne mørtel har ofte bydd på store problemer.

På et av våre anlegg har vi brukt et apparat som går under betegnelsen Berg-Jet, og som vi har hatt meget gode erfaringer med. Apparatet, fig. 1, består av en beholder som er sammensatt av en kjegle med bunnen opp og en halvkule oppe på denne. I halvkulen er et innvendig lokk som tetter åpningen på toppen mot en gummipakning ved hjelp av komprimert luft. Denne føres inn i toppen av beholderen med et trykk av ca. 4 kg/cm^2. Lufttrykket kan reguleres med en reduksjonsventil, og trykket leses av på et manometer. I bunnen av beholderen er det påsveiset en albue med tilkopling av slange som føres inn i bunnen av boltehullet. Beholderen fylles opp med mørtel som ved hjelp av luften presses ut gjennom bunnen av beholderen, gjennom slangen og inn i hullet. Slangen trekkes ut i små rykk, slik at en alltid har kontakt med den ifylte mørtel. Når så hullet er fylt så meget at mørtel pluss bolt fyller hele hullet, stenges for luft og slangen trekkes ut og bolten trykkes inn. Bolten er da ferdig innsatt og blir virksom etter hvert som mørtelen herdner.

Den mørtel som vi har brukt har vært sammensatt av like deler sand og sement. Vi har også brukt en sandmengde på 60 - 65 % og konsistens med slump på 8 cm. En må være meget omhyggelig ved blanding av mørtel. Sanden harpes slik at kornstørrelsen blir max 2 mm og den må være velgradert. Etter at sement og sand er godt blandet og vann er satt til, må massen bearbeides meget omhyggelig. Her ligger den viktigste faktor for et arbeidsmessig godt resultat. Mørtelen strykes ut flere ganger på et brett med en sementskyffel eller lignende, slik at mørtelen blir homogen.

Ved seriebolting har vi gjort det slik at to mann har startet opp dagen med boring av hull. En tredje har så på slutten av skiftet kappet bolter og laget

mørtel. Den siste 1 til 1½ time har så disse 3 satt på plass boltene. På denne måte har vi satt inn 50 - 70 bolter på 2,40 - 3,20 m på et skift, og etter at mannskapet har fått erfaring har vi ikke hatt noe problem med gysingen.

Denne metode med gyste bolter synes å være den hurtigste og billigste metode i øyeblikket. Utgifter til selve bolten er innkjøp av stål, mørtel og avskriving av apparat med forbruk av slanger. Bolten kan således konkurere med enhver fabrikklaget bolt når det gjelder økonomien. Når det gjelder montasje av boltene er det heller ingen som krever så liten tid. Det eneste måtte da være Farex-boltene, men disse er til gjengjeld dyrere i anskaffelse.

Bolten kan ikke anvendes for øyeblikkelig sikring på grunn av at den først er virksom når mørtelen er avbundet og herdnet. Det er utført en del forsøk med bolter som er gyset med Berg-Jet - apparatet. Mørtelen har vært tilsatt sika og resultatene er forbausende gode. Allerede etter 16 timer har bolter av Ks 40, D=22 mm kunnet tåle en strekkpåkjenning på 13 - 14 tonn.

Det er også tatt prøver på i hvilken grad hull er fylt og bolten er dekket med mørtel. Boltene er da satt inn i vegg og sprengt ut slik at bolten ble avdekket på langs. Fyllingsgraden er betegnet som meget god, og det kunne ikke observeres tomrom eller typiske skiktdelinger. Forsøkene er utført for horisontale hull, men ikke for vertikale. Imidlertid viser strekkprøven for horisintale og vertikale bolter å ha samme resultat. Utifra dette er det nær å slutte at vertikale bolter blir like godt gyst som de horisontale.

Ved injisering av vertikale hull, kan det være nærliggende å tro at mørtelen vil sige ut av boltehullet. Det viser seg imidlertid at ved riktig sammensatt mørtel er det ingen vanskelighet. Mørtelen blir fylt i bunnen av hullet og danner en sammenhengende streng. Dersom denne strengen skulle sige ut av borhullet, vil det danne seg vakum i bunnen og dette ved siden av friksjon mellom mørtel og hullvegger er nok til å holde både mørtel og bolt på plass. Ved montering av vertikale bolter viser det seg at disse vil sige 2 - 3 cm ut av hullet dersom mørtelen er for bløt. Bolten kan da lett festes med en flis. Men ved god mørtel vil bolten ikke bevege seg noe etter at den er satt inn.

Ut i fra de erfaringer vi har hatt med Berg-Jet apparatet og denne metode for gysing om bolter, kan jeg si at det er den hurtigste, billigste og beste metode jeg har vært borte i.

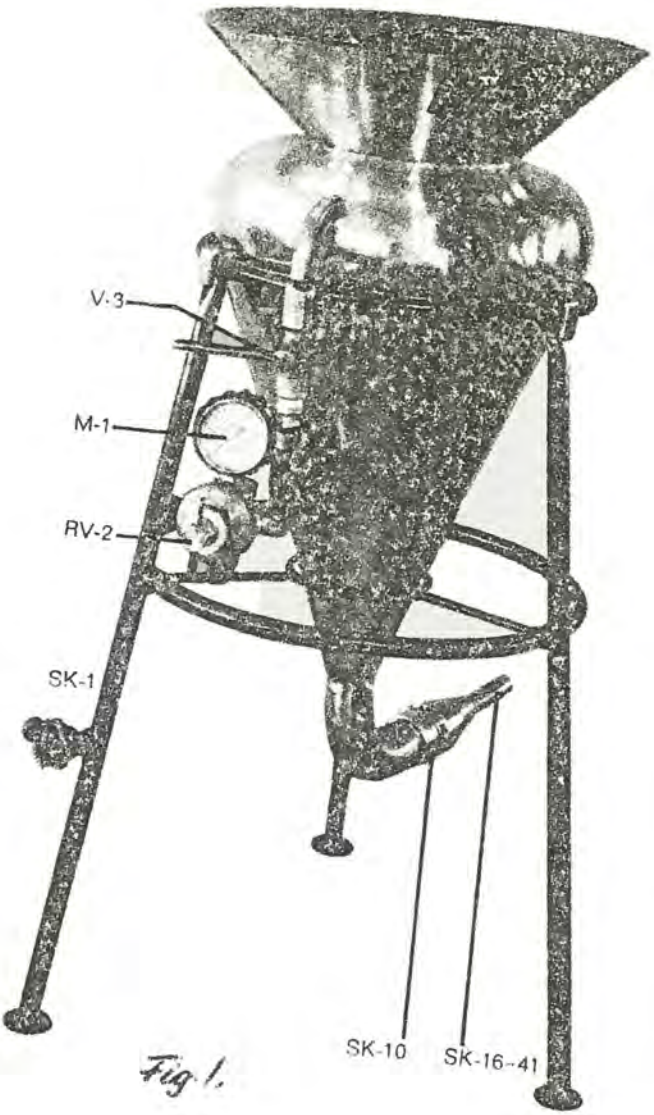


Fig. 1.

KONTOR FOR FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK i samarbeid med DEN NORSKE INGENIØRFORENING.

Konferanse i FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK.

INJEKSJONER FOR TETTING OG/ELLER KONSOLIDERING AV FJELL I TUNNELER UNDER DRIVING.

Foreleser:
Ingeniør Arne Tepper.

INJEKSJONER FOR TETTING OG/ELLER KONSOLIDERING AV FJELL I TUNNELER UNDER DRIVING.

Injeksjoner for tetting og/eller konsolidering av fjell i tunneler under driving er et forholdsvis nytt arbeidsfelt her hjemme. Nedover i Europa hvor fjellet svært ofte er dårligere, har slike arbeider vært utført i de siste 35 - 40 år. Det første arbeid av denne art jeg har sett beskrevet ble utført av ingeniør G. Rodio ved Lac d/Idro i Italia i 1927.

Treffer man under tunneldriving på et vannførende sleppeparti har vel det vanlige vært å la vannet renne til det minker så mye at man kan fortsette arbeidene. Ved driving under en elv, en innsjø eller havel vil en slik venting selvsagt være umulig og en omlegging av tunneltraceen være aktuell. Det samme vil være tilfelle hvis man treffer på et parti med meget løst og oppsprukket fjell som vil rase inn. At fjellet forsvinner og tracéen vil gå videre et stykke i løsavleiringer kan også forekomme. I disse tilfeller vil også en omlegging av tracéen være aktuell.

Omlegging av tracéen vil man helst slippe. For det første vil det kreve omfattende og dyre undersøkelser for å finne en ny tracé som fører ut av uføret. For det andre må man kanskje oppgi en større eller mindre del av den drevne tunnel.

De fleste anleggsingeniører har vel en eller annen gang latt utføre injeksjoner for tetting av et eller annet. Står han nå overfor et slikt problem som nevnt, vil det sikkert være naturlig for ham å spørre om injisering ikke kan være en utvei.

Til dette vil jeg svare ja - men ikke uforbeholdent. Vanninnbrudd vil som regel kunne tettes. Verre er det hvis fjellet er meget oppknust. Men jeg vil si at jeg i Sveits har sett et konsolideringsarbeid hvor fjellet var rast ut fra et lengere parti som så ut til å bestå av sukker (oppknust kvarts). Etter behandlingen var det mulig å grave seg gjennom med samtidig stempling. Heldigvis har vi vært forskånet fra, og våre fjellarter gir vel ikke anledning til, slike forhold.

Prinsippet ved injisering under driving av tunnel vil fremgå av følgende figur.

Er man etter forangående undersøkelser oppmerksom på at man vil støte på vanskeligheter vil man under drivingen bore et eller flere hull dypere inn enn normal salvdybde. Treffer man ved disse undersøkelser det dårlige område, forsøker man å stoppe drivingen slik at man får en god fjellpropp mellom stuff og det område som skal behandles. Kommer man uventet inn i et dårlig område, f.eks. når salven er skutt, må man skaffe seg et kunstig dekke å arbeide mot. Dette dekke kan bestå av en støpt betongpropp. I enkelte tilfeller har det vært umulig å fjerne den siste salven eller hundrevis av m^3 løsmasse som har rast inn i tunnelen. Betongproppen må da plaseres nærmest mulig stuffen. Eventuelle hulrom kan så fylles med injeksjonsmørtel.

Ved hjelp av boring, og injisering med et egnet middel legger man så en tetningsskjerm rundt og/eller konsoliderer det dårlige fjellparti i en passende lengde. Etter at de nødvendige kontrollboringer har vist at denne strekning er tilfredsstillende behandlet, drives tunnelen et stykke videre. Nå passes det på at man får et stort nok/stykke behandlet fjell stående igjen som dekke for neste avsnitt som skal behandles.

Slik fortsettes det fremover til man er kommet gjennom hele det dårlige fjellparti.

Det er flere injeksjonsmidler som kan komme på tale alt etter forholdene. Injeksjonstrykket kan også måtte varieres innen vide grenser, opp til 150 kg/cm^2 har vært anvendt.

For å gi et inntrykk av hvad som kan gjøres, vil jeg vise tre utførte arbeider.

Det første, ved Roselend Kraftanlegg i Frankrike, er utført av SIF. Sondages, Inje tions Forage.

Man var her på forhånd klar over vanskelighetene slik at prøvestoller og undersøkelsesboringer ble utført. Undersøkelsene viste store vannmengder, ialt 40 ltr./sek med trykk fra 14-19.5 kg/cm^2. Fjellet var faktisk tildels flytende.

Forskjellige metoder for å komme igjennom dette område ble studert: drenering, skjoldrift, frysing m.v. Eneste brukbare løsning i dette tilfelle ble ansett å være kombinerte injeksjoner med silikat og cement før driving.

Det nevnte dekke ble opprettet ved støping av en betongpropp. Injeksjonene ble utført gjennom boringer arrangert rundt tunnelaksen i en "konisk vifte". Det ble først injisert med natronsilikat tilsatt et egnet reaksjonsmiddel. Deretter ble det injisert med cement aller cement-leire. Etter oppboring av det injiserte trinn ble det boret og injisert et trinn dypere.

Det var ikke mulig å få presset cement eller leire inn mellom de enkelte korn i de meget fine masser som forekom. Av denne grunn ble det først injisert med silikat. Dette injeksjonsmiddel trengte lett inn i løsmassene og impregnerte disse. Straks silikatet stivnet var løsmassene noenlunde vanntette og hadde fått en viss kohesjon. Etterfølgende cementinjek-

sjoner ved meget høyt trykk "brakk" opp løsmassene, delte og trykket dem sammen slik at styrken og vanntettheten øket.

Etter denne behandling var det mulig å drive tunnelen gjennom med samtidig stempling.

En sammenstilling av de utførte arbeider viser følgende tall: Se tabell bilag 1.

La oss se på to arbeider utført her hjemme. Disse arbeider er av vesentlig enklere art i det det bare var tale om tetning. Begge arbeider er utført for Norsk Hydro.

Ved det første arbeid dreiet det seg om en mindre tunnel under driving mot utslag under et vann. Etter utførte seismiske undersøkelser var man klar over at fjellet var dårlig. Ved diamantboring fra stuff viste en sleppe med stor vannføring seg mellom 7.[illegible] og 7.50 m dyp. Vanntrykket var 2.7kg/cm^2.

Etter at dette borhull var injisert med 8.000 kg. cement ble det boret et kontrollhull. Ved ca. 6.0 m dybde boret man gjennom sleppen og der fikk man cement i borkjernene. Videre inn til ca. 20.0 m dybde fikk man ikke flere vanninnbrudd.

En tredje boring ga litt vann ved ca. 10.0 m dybde, men den tok imot bare 700 kg. cement.

Etter å ha drevet tunnelen 20 m frem traff en diamantboring på en vannførende sleppe på 7.50 m dybde. Etter injisering av sleppen, med 2.700 kg.cement, ble det boret videre og ut i løsavleiringene på sjøbunnen ved ca. 18.50 m dybde. En horisontal diamantboring ga litt vannføring mellom 15.80 og 17.50 m dybde. Cementforbruket ved injiseringen var bare 800 kg. Et lufthammerboret hull for kontroll av sleppen over tunneltaket ble injisert med 2.000 kg. cement.

Ved dette arbeid ble det boret 80.40 m diamantboring og 3.60 m lufthammerboring. Totalt ble det injisert 14.950 kg cement. Inklusive driving av 20 meter tunnel tok dette arbeid 14 dager.

Forundersøkelser for en tunnel som skulle gå under Skienselven viste at man antakelig ville få vanninnbrudd i et eller flere sleppepartier. Dessuten ventet man vanskeligheter ved overgang mellom kvartsbreksjen og alunskiferen.

Etterhvert som man nærmet seg det første sleppeparti ble det utvist forsiktighet. Og en dag fikk man, ved boring for neste salve, vann i hullene. Dette billede gir et inntrykk av forholdet. Vannet stod under 6.5 kg/m^2 trykk. Ved et par diamantboringer ble den vannførende sone funnet å være ca. 1.5 m bred.

Det ble boret og injisert ca. 70 hull. Cementforbruket var nesten 50.000 kg. med tilsetning av 2% bentonit og 2% natronsilikat. Injeksjonstrykket ble etterhvert øket til 23 kg/cm^2.

Selv etter disse store injeksjonsmengder i det lille tunneltverrsnitt, 3.o x 3.5 m, var tettheten ikke tilfredsstillende. Av prøveboringer gikk det frem at det var de fine sleppene som ikke var tettet. Cement var det nesten ikke mulig å få presset inn mer. Det ble derfor besluttet å forsøke å injisere med lignosulfonat.

Lignosulfonat er hovedmengden i avfallsluten fra sellulose-industrien. Ved tilsetning av kromationer foregår en oksydasjonsreaksjon og løsningen går over til gel.

Til injeksjonene under Skienselven ble det brukt en 40% lignosulfonat-løsning, til 100 deler av denne løsning ble det tilsatt 7 deler natriumbikromat-løsning (1000 g/l) og 5 deler jernkloridløsning (100 g/l). Ved den lave temperaturen, ca 7-8°C ga dette en herdetid på ca. 8 timer.

Det ble i de hull som ennå viste lekkasjer injisert fra ca. 65-125 liter blanding. Deretter ble hullene etterinjisert med cement.

De ca. 600 liter som ble injisert viste god spredning. En rekke prøvehull ga ingen lekkasje.

Etter dette ble fremdriften fortsatt. Heller ikke ved sprengning gjennom det dårlige partiet fikk man lekkasjer eller andre vanskeligheter med fjellet. Et billede tatt etter en salve viser den grå injiserte cement. Det brune som sees er lignosulfonat.

Injiseringsarbeidene i dette avsnitt tok temmelig nøyaktig en måned.

Videre under fremdriften ble det, for å fastlegge den nøyaktige beliggenhet av alunskifersonen, utført en ca. 53 m dyp horisontal diamantboring i tunnelaksen. Mellom ca. 8.0 og 9.5 m dybde ble det funnet nye vannførende slepper med vanntrykk ca. 5.0 kg/cm^2.

Tunnelen ble drevet frem til ca. 2.5 m foran sleppepartiet. Inklusive tilrigging og avrigging ble injeksjonsarbeidene utført på 4 dager. Det ble injisert 5.750 kg. cement med 15 kg/cm^2 trykk.

Overgangen mellom kvartsbreksjen, alunskiferen og skiferbreksjen, som man på forhånd hadde vært redd for, viste seg å være meget god. Det ble boret 7 hull, hvorav 4 tok mot i alt 100 kg. cement ved 16 kg/cm trykk. Ytterligere 8 kontrollhull ble det utført vanngjennomgangsforsøk i. Største vanntap var ca. 1.7 l/m/min ved 15 kg/cm^2 trykk. Ytterligere injeksjoner ble derfor ikke utført i dette område.

Foruten å skape vanskeligheter under fremdriften kan lekkasjer være uønsket i den ferdige tunnel. Dette være seg enten ved lekkasjer ut fra en vannfylt tunnel, eller inn i en tørr eller delvis fylt tunnel. Det siste er aktuelt ved kloakktunneler. En for stor uttynning av kloakkvannet er ikke ønskelig da renseanleggets kapasitet nedsettes.

Fremgangsmåten ved injisering av vannut- eller -innslippende slepper er som ved andre tetningsinjeksjoner. Det bores de

nødvendige injeksjonshull som settes an slik at de skjærer sleppene et stykke innenfor fjelloverflaten. Ved spyling ^ med vann og blåsing med trykkluft fjernes løst sleppemateriale som med tiden ville vekkes ut og forårsake nye lekkasjer. For å hindre tap av injeksjonsmass må sleppene spekkes eller drives, eventuelt påsprøytes med mørtel.

Injeksjonsmiddel, blandingsforhold og injeksjonstrykk må avpasses etter forholdene ved det fjellparti som behandles.

Det er ved slike injeksjoner spesielt viktig at man får behandlet hele det snitt sleppen har med tunnelen. Hvis dette ikke blir gjort, vil man senere uvergelig få lekkasjer i de ikke behandlede deler av sleppen.

Alle som har arbeidet med sprøytebetong har fått erfare at rennende vann ikke kan tettes med påsprøyting.

Større lekkasjer kan ofte med hell tettes ved injeksjon før sprøytebetong legges på. Ved mindre lekkasjer kan man oppnå tetting ved egnede injeksjonsmidler t.eks. lignosulfotnat i små-sleppet og oppsprukket fjell.

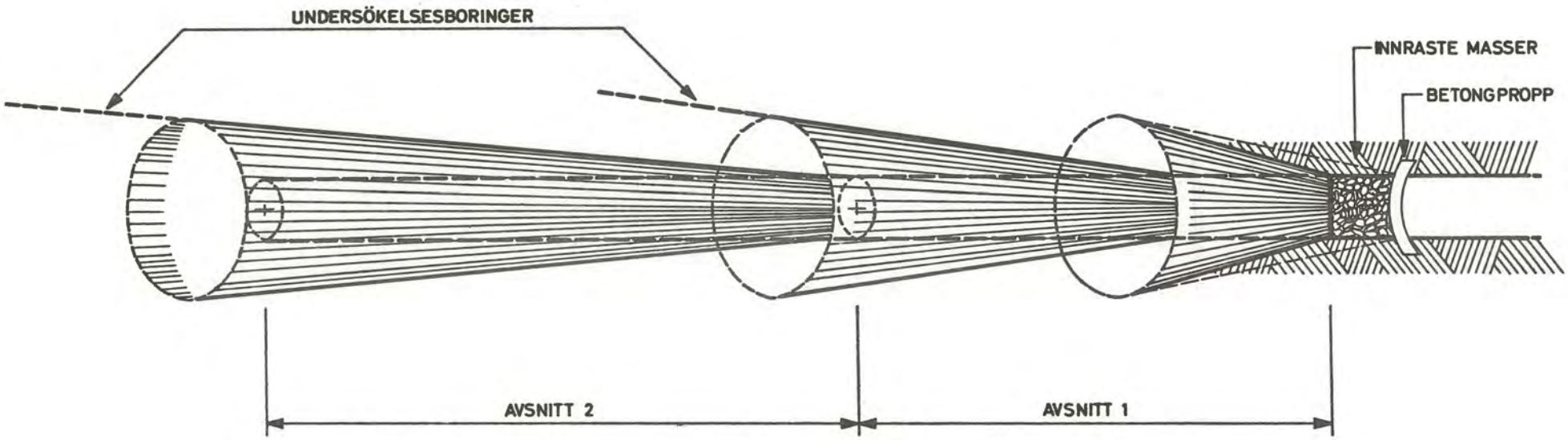
På den annen side vil man ofte forsøke å anvende sprøytebetong som det dekke man gjerne vil ha ved injisering direkte i småsleppet og oppsprukket fjell.

Ved en forutgående avledning av lekkasjevannet kan det være mulig å få fjellet så tørt at sprøytebetong tilsatt et egnet middel, som forårsaker hurtig størkning av cementen, blir sittende.

Mye arbeid med tetting av utganger av injeksjonsmiddel under de etterfølgende injeksjoner kan spares hvis det er mulig å legge på sprøytebetong først. Som regel vil også resultatet av injeksjonene bli bedre da man kan arbeide med høyere injeksjonstrykk og eventuelt tynnere injeksjonsmidler som kan trenge lengre inn i sleppene.

TUNNELINJEKSJONER ROSELEND, FRANKRIKE.

	Avsnitt 1	Avsnitt 2	Total.
Tunneldiameter	6 m	6 m	
Teoretisk diameter behandlet sone	15 "	17 "	
Teoretisk beskyttelse over heng	5 "	7 "	
- " - - " - under såle	4 "	4 "	
Lengde av behandlet sone	46 "	40 "	
UTFØRTE ARBEIDER:			
Boringer	4.000 "	2.500 "	6.500m
Oppboring av injiserte trinn	18.000 "	17.000 "	35.000"
Injisert silikatgel	1.800 "^{3}	2.900 "^{3}	4.700"^{3}
Konsentrert natriumsilikat forbrukt	325 "	415 "	740"
Injisert cement	700 t	1.075 t	1.775t
Injisert leire	30 "	100 "	130"
Boring pr.meter tunnel	106 m	62.5m	85m
Silikatgel pr.meter tunnel	150 "^{3}	83 m^3	100"^{3}
Cement + leire pr.meter tunnel	19 t	30 t	25t
Injeksjonstrykk silikat opp til			65kg/cm^2
- " - cement " "			150" "
ANVENDT TID:			
Installering og støping av betongpropp	2 mnd.	1 mnd.	3 mnd.
Boring og injisering	3.5 "	4.5 "	8 "
Kontrollboring og etterinjeksjoner	1 "	0.5 "	1.5 "
Driving og stempling	2.5 "	1.5 "	4 "
Utstøping og kontaktinjeksjoner	1.5 "		1.5"
Tilsammen			18 mnd.



PRINSIPPSKJEMA FOR INJISERING UNDER DRIVING AV TUNNEL

KONTOR FOR FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK i samarbeid med
DEN NORSKE INGENIØRFORENING.

KONFERANSE I FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK.

ANSETT AV BORHULL VED PALL-OG SKJÆRINGSDRIFT.
BORING OG SPRENGNING I DAGEN ETTER B-M METODEN.

Foreleser:
MEHMED BABIC, BERGINGENIØR.

ANSETT AV BORHULL VED PALL OG SKJÆRINGSDRIFT.

BORING OG SPRENGNING I DAGEN ETTER B-M METODEN.

Man har tilsiktet å komme frem til en forbedret borings- og sprengningsmetode for sprengning av skjæringer og paller. Den økete innsats innen veibygnings-sektoren aktualiserer nye, mer avanserte fremgangsmåter. De strengere krav til sikkerhet for de veifarende omfatter også at veggene langs fjellsider og i skjæringer skal være jevnest mulig. Det kreves også at bunnen sprenges til et jevnt nivå uten at forhøyninger eller fordypninger fremkommer.

Den metoden jeg vil omtale, er på visse punkter ulik de konvensjonelle metodene. Jeg har kalt fremgangsmåten BM-(bunn-midt) metoden. Foruten ved sprengning av skjæringer og paller vil metoden også kunne brukes ved sprengning av grofter. BM-metoden er blitt anvendt av Land Bulldozer-drift under sprengning av en veiskjæring på riksveien gjennom Biri.

Som be-kjent opererer man ved sprengningsplanleggingen med 3 størrelser: Hulldybde, hullavstand og forsetning. Man forutsetter at hullene skal være parallelle i 2 plan. Herav følger at hullene settes med ens helling. Sprengstoffberegningen skjer på grunnlag av at forsetning og hullavstand måles vinkelrett på hullaksen samt at hulldybden er den foreskrevne. På sprengningsstedet kontrolleres gjerne hulldybde og helling, men det er sjelden at forsetning og hullavstand måles vinkelrett på hullaksen. Ved bruk av pallmatere hvor armene er påsatt 90^{o} på borretningen og man tar mål direkte på armen, får man målt vinkelrett på hullaksen. Det samme er tilfelle om hullene står i lodd. Ellers, og det er som sagt

i de fleste tilfeller, avviker målingene fra loddlinjen på hullaksen. Det vises til fig. 1.

Avviket er relativt lite, og av den grunn blir det ikke tatt hensyn til. Jo større høydeforskjellen er mellom påskråmet for borhullene, dess større blir avviket fra riktig verdi. Ved store salver kan man forregne seg på adskillige m^3 ved den "overflatiske" fremgangsmåten. Ved skjæringer er jo terrenget ofte svært ujevnt. Grafisk fremstilling av rettvinklet og skrå måling er vist i fig. 2 og 3.

Man ser at forskjellen er 2.35 m. For en veiskjæring med 15 m. bredde og 15 m som gjennomsnittlig hulldybde, betyr denne forskjellen i forsetningen over 500 m^3 fast masse for en 4 rasters salve. Om man bruker 3" borkrone kan man eksempelvis regne 7 m^3 pr. bormeter som her tilsvarer vel 70 ekstra bormeter pr. salve.

Unøyaktigheter ved ansett av borhullene i en salve gir seg ennu større utslag i bunnen. Man er klar over dette og forsøker som oftest å plasere hullene etter et bestemt mønster. I et skrånende terreng vil man, selv om man starter med en rettlinjet hullrad på toppen, likevel få en kurveformet skjæring mellom den samme raden og veiplanet. Det vises til fig.4.

Skråner terrenget til flere hold, kan man få frem ganske store ulikheter i forsetningen i veiplanet. Dette kan resultere i en ujevn bunn med tilhørende problemer for opplasting og drenasje.

Veiskjæringer får et trapesformet profil. For å bryte massen helt ut til veggene må det bores hjelpehull som vist i fig. 5.

Det er innlysende at det må foretas nøyaktig kontroll av borhullsdybden og retningen for at veggen ikke skal skades ved sprengningen, og at overslag mellom ladninger ikke skal finne sted. Dette siste er jo mest aktuelt for bunnen av hullene som vanligvis får den største sprengstoffkonsentrasjonen.

Dagens moderne sprengningsmetoder inkluderer presplitting av vegger. Ved denne fremgangsmåten fremkommer jevne veggflater og etter-rensk reduseres til et minimum. Man må være klar over at presplitthull ikke er brytningshull. De er der bare for å lage en kunstig sprekk, med andre ord tilintetgjøre fjellets koesjon i en på forhånd bestemt retning. I tilfelle skråskjæring kan man tilpasse sprengningsretningen med retningen av presplitthull, d.v.s. tilfredsstille kravet om parallellitet i to plan, fig. 6.

I andre tilfeller må man avvike fra kravet om parallelliteten i to plan. Radene av presplitthull er parallelle med veiaksen, mens radene av brytningshull går tvers på denne. Borretningen for brytningshull er i veiaksens retning, mens borretningen for presplitthull er vinkelrett på denne, de krysser hverandre, fig. 7.

Om man legger til at man borer et eller flere hjelpehull i hver rad i salven, og at plasering og dybde utelukkende er avhengig av borerem, får en kryssing av brytnings- og presplitthull på flere steder.

Som nyss nevnt, bidrar ikke detonasjonen i presplitthullene til sprengningen av selve salven. En følge av dette må bli at avstanden mellom presplitten og nærmeste salvehull må være noenlunde liten og konstant. Dette er vanskelig å få til når man bruker hjelpehull.

Avstanden mellom brytnings- og presplitthull må være av den størrelse at brytningen skjer inntil presplittflaten. Virker sprengstoffet bak splitten, ødelegger man jo den flaten som presplittingen gav. Ved ukontrollert boring er det fare for overslag mellom presplitthull og brytningshull. Om så skjer, vil sprengningen delvis kunne gi et utilfredsstillende resultat. En behersker da nemlig ikke detonasjonsforløpet og farre for kanonvirkning fra hullene er tilstede.

Jeg skal nu gi en nærmere utgreiing om BM-metoden.
Følgende prinsipper kan stilles opp:

1. Rettlinjet hullrad i bunnen av salven, d.v.s. konvensjonell bunn, ukonvensjonell topp av salven.

2. Ingen krav om parallelliteten i to plan, fullstendig avvik fra konvensjonelle metoder.

3. Hellingen for alle hull i salven er lik, både for brytende og ikke brytende (presplitt) -hull. Det måles i sprengningsretningen.

4. Ansett av hull kvadratisk eller rektangulært i sprengningsretningen, sikk-sakk-sprengning.

5. Sprengstoffordelingen forskjellig fra de konvensjonelle metoder.

6. Alle mål tas horisontalt.

7. Hjelpehull overflødig, omkostningene ved boring og sprengning vesentlig minsket, færre bormeter i salven.

8. Mulighet for overslag er minimal.

9. Relativ minskning av hullavvik.

Helling av hull refererer seg til fremflyttingen av hullbunnen i borretningen. Den oppgis vanligvis som forholdet mellom fremflyttingen og hulldybden, f.eks. 1:5. Videre i %, som viser hvor mange % av hulldybden som hullbunnen har flyttet seg i borretningen og tilslutt som vinkelen i grader mellom hullaksen og vertikalen, fig. 8.

Hullets plasering i fjellet er lettest fremstillbart i en tærning i normal koordinat system, fig. 9.

Hvis borretningen er den samme som sprengningsretningen, opererer vi bare med en projeksjon, enten X eller Y med hellings-

vinkelen α eller

Hvis sprengningsretningen er ulik borretningen er fremflyttingen av hullets bunn resultanten av fiktiv fremflytting i den ene X og den andre Y-retningen. Hullaksen tilsvarer diagonalen i tærningen, og hullbundens virkelige fremflytning er lik $\sqrt{X^2+Y^2}$ Pallhøyden angis vertikalt (Z-verdi), og man finner lett hullengden etter Pythagora's-setningen. For vår nøyaktighet er det nok at hullet forlenges 1% for hver 10 % helling.

Vi kan betrakte hull på fig. 9 som presplitthull. Koordinatsystemet er plasert i sidelinje i bunn, og aksene er tilsvärende: Y-sidelinje, Z-vertikal høyde, og X-vinkelrett på veiaksen. Presplitthullene boret etter konvensjonelle metoder går i X-aksens retning. Vi får bare en projeksjon, siden bunnens fremflytning er i en retning. Ansettelsespunktet finner en ved hj.a. hellingsvinkelen, α og Z-høyden.

Om en istedetfor ansettelsespunkt A velger et annet i Y-retningen, lik en avstand Y fra A, som tilsvarer fremflyttingen av hullbunden i veiaksens retning, får en pkt. C, Det nye ansettelsespunktet får en på samme måten som A, v.hj.a. hellingsvinkelen β ogZ-dybden.

Det står igjen å orientere bormaskinen i koordinatsentrets retning. Orienteringen av bormaskinen gjør en lettest på følgende måte: En ansetterbormaskinen med hellningsvinkelen α tvers på veiaksen i X aksens retning. Etterpå snur en hele borutstyret i Y-aksens retning for hellingsvinkel β På denne måten har en fått at hullet er orientert i koordinatsentrets retning.

Nu kan vi betrakte hullets projeksjon i horisontalplanet fig. 10.

Hullaksen, eller diagonalen i tærningen er nå i projeksjon = diagonalen i rektangelsen. Verdiene X Y tilsvarer fik-

tiv fremflytting i aksenes retning. Diagonalen er virkelig fremflytting av hullbunden i den nye borretningen. Ser man videre på veiskjæringens projeksjon, med veibredden som X-akse og veiaksen som Y-akse, er det lett å konstatere at hullaksens projeksjon krysser veiaksen i et punkt, midtpunktet (M). Se fig. 11.

Vi ser tydelig at trekantene OBMOCA er likedannete. Ved å forklare det enklere er det regnet med at begge sider av veiskjæringen har lik høyde. Elementene for konstruksjon av trekanter har vi i veibredde, sidelinje i bunn og oppe samt høyde. Videre har vi veggens helling α og hellingen i fremkastretningen β vinkelen.

Hvis forholdene ikke krever noe annet, bruker man å ha veggenes helling 20 %. Om man antar at hellingen i fremkastretningen også er 20 %, er det enklest å finne avstanden fra M-punktet til første bunnrad i salven. Ved sprengningsopplegget skal man alltid ha veibredden som basis for hullavstand, skjæringens bredde og overflateformen er av sekundær betydning.

Jeg skal nevne et eksempel for belysning av metoden:
Vi har en vei med bredde i bunnen = 16 m. Høydene på begge sider av skjæringen settes like, 15 m. Både helling av veggene og helling i utslagsretningen oppgis til 20 %. Presplitthull bores med $2\frac{1}{2}$" diam. De øvrige hull bores med 3" diam. Første brytningshull ansettes 1 m fra presplitten.

I veibredden plaseres 7 hull d.v.s. 6 avstandfelter med hullavstander = 2.33 m. Ved hver halvpart av veibredden har man likebenete trekanter med sidelengde 7 m. Likebenete trekanter har en fått fordi begge hellingsvinklene α og β er 20 %.

Hullets projeksjon danner vinkel 45° med X og Y-aksen. De to ytterste brytningshull i raden er plasert. Bunnen til de øvrige hull er bestemt og deres plasering markeres som vist på fig. 12. Plaseringen av øvrige hull i raden fore-

går ved hj.a. M-punktet og B-punktet for vedkommende hull i raden.

Mens vinkel β er konstant er vinkel α variabel fra 0^{o} i midten til maksimum (20%) i det ytterste hullet. Presplitt-hullene bores enten etter ny BM konstruksjon eller parallelt med ytterste brytningshull.

Det fremgår av metoden at hullene i raden ikke er parallelle med hverandre. Trekant-konstruksjonen gjentas for hver rad. Hull som står bak hverandre er parallelle.

Når man ser hullplaseringen på toppen, konstaterer man at de er plasert kvadratisk eller rektangulært. Hullets plasering i rommet medfører sik-sak sprengning. Tennes alle hull i raden med samme tennernr. er selvsagt sik-sak sprengning ikke oppnådd. Boring, sprengning og utslagsretning dekker hverandre ikke tilstrekkelig.

Vi skal så berøre sprengstoffordelingen. Hullavstanden i bunnen er minimal, den øker i samsvar med α maks. og Z høyden. Med andre ord sprengstoffkonsentrasjoner er størst i bunnen og minsker oppover, fig. 13.

Pakningsgraden og bruk av forskjellige sprengstoffer er lik både ved bruk av den konvensjonelle og BM metoden.

Mens sprengstoffmengdekonsentrasjon ved konvensjonelle metoder er konstant, avtar den ved BM metoden i en kurveform avhengig av α maks, og tillater oss å lade hullet høyere opp uten <u>større</u> fare for steinsprut. Utnyttelsen av oppboret hull er større, og fragmentering på toppen tilsvarende bedre; se resultatet av sprengningen på bilde 3, 4 og 5.

Overslagsfaren er størst ved bruk av hjelpehull. Når de sløyfes minskes faren. Det samme gjelder for ødeleggelser av veggen bak presplitten, se til venstre på bilde 5.

Hullavvik er i vesentlig grad avhengig av borretningen i for-

hold til strøk, fall m.m. Overgang fra en til annen retning er suksessivt, og relativ hullavvik innen salvens område minskes.

Tilslutt skal jeg nevne noen andre områder der metoden vil være anvendbar.

a. Veiutvidelse og skråskjæringer. Metoden vil her bl.a. gjøre det mulig at sprengningsmassene kastes mer parallelt veiaksen enn hvad som er oppnålig ved den vanlige fremgangsmåten hvor røysa vanligvis ligger tvers over veien og sperrer for trafikken. Dette innebærer bl.a. også at opplastingen av salven kan utføres på et minimum av tid, da man lett kan oppnå flere angrepspunkter på røysa. Det vises til bilde 1.
En annen følge av at røysa kan legges så gunstig er at man med fordel kan benytte et tungt borutstyr under utsprengningen.

Det skal her innskytes at man med moderne renskebukker med påmonterte bormaskinutrustninger kan foreta boring fra plattformen uten nødvendigvis å måtte færdes i det skrånende terrenget. 1 bilde av dette er gjengitt, se bilde 2. Se samtidig fig. 14 og sammenlign denne med fig. 6.

b. Dagbrudd, pallsprengning. Metoden er anvendbar ved sprengning i steinbrudd. Der hvor man har høye pallvegger, er alltid rasfare tilstede. Faren øker, avhengig av bergarten m.m. og den er størst ved loddrette vegger. Ved etasjesprengninger er etasjene vanligvis smale. Røysa ligger tvers på etasjen. Ved sprengningen blir steinen kastet ned på de lavere etasjer m.m. på samme måten som ved skråskjæring og veggutvidelser.

Man får de samme fordeler som ved veggutvidelser, opplasting fra flere steder, uhindret trafikk på etasjen. Nok en fordel er det at salven ligger mer innspent og steinfragmenteringen dermed bedre. Fig. 15. Alle vegger blir stående på skrå. Besparelser i boring og spreng-

stofforbrukutgjør 8 til 10 %. Neste gang man skal sprenge på den samme etasjen, blir salven lagt an slik at ytterste hull bare har bunnladning, slik det er vist på fig. 15.

c. Grøftesprengning. En grøft kan betraktes som veiskjæring i miniatyr. Metoden kan derfor også anvendes ved grøftesprengning.

Sidebrytning ved grøftesprengning er ofte et stort problem. Hullene bores ofte med helling mot grøftens midtlinje eller i sprengningsretningen. Kombinasjonen av begge retninger er sjelden å se. Sidebrytning og vanskeligheter med opplasting er ofte resultatet. Om man tar større bredde på toppen har man muligheter for en annen tennerfordeling. Slette vegger, letter opplasting, og hva som er like viktig,større stabilitet i gjenfyllingen oppnåes.

Riktig nok får man større grøftebredde og dermed mer utsprengt masse, men det oppveies av de fordelene man har i den reduserte sidebrytningen.

Konklusjon.

BM metodens mål er for det første å oppnå større sikkerhetsgrad under sprengning, videre å gi en jevn og estetisk skjæringsvegg, se bildene 3, 4, og 5.

Videre gir metoden økonomiske fordeler, da man får besparelser i tid, boring og sprengning.

Metoden krever nøyaktighet under hullansett, men med litt øvelse vil en bormaskinoperatør fort komme inn i fremgangsmåten.

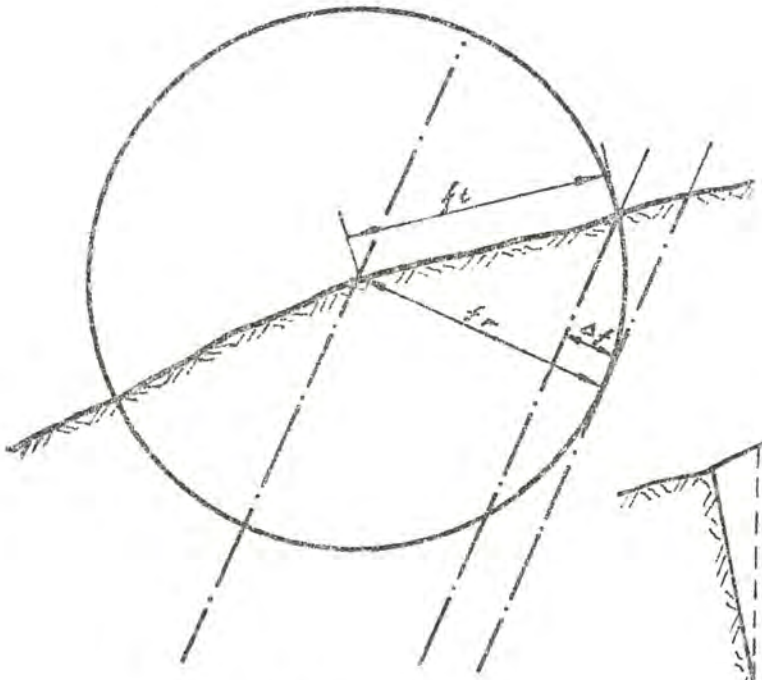
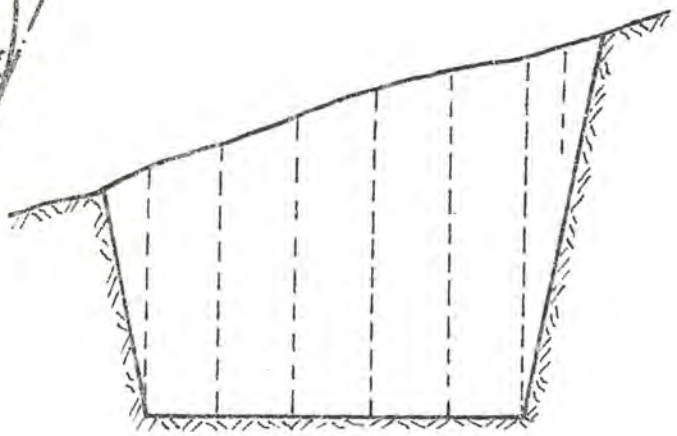


Fig. 1.



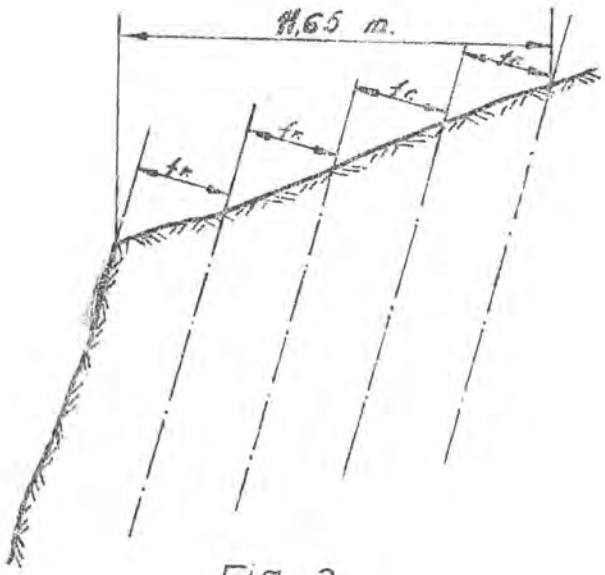


Fig. 2.

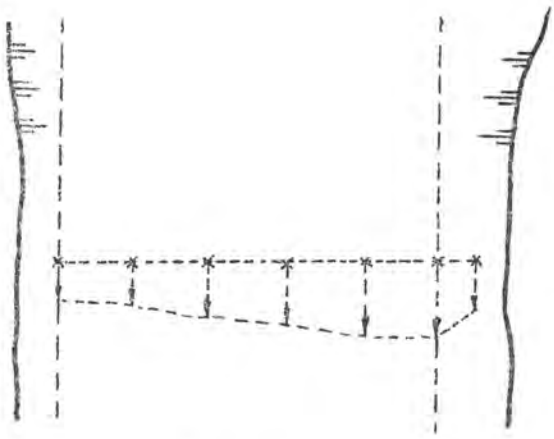


Fig. 4.

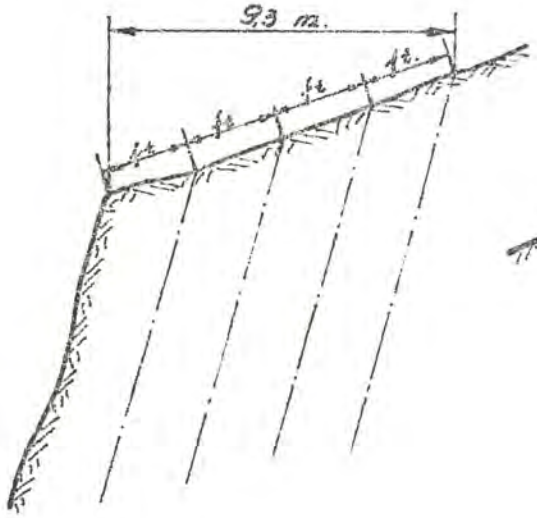


Fig. 3.

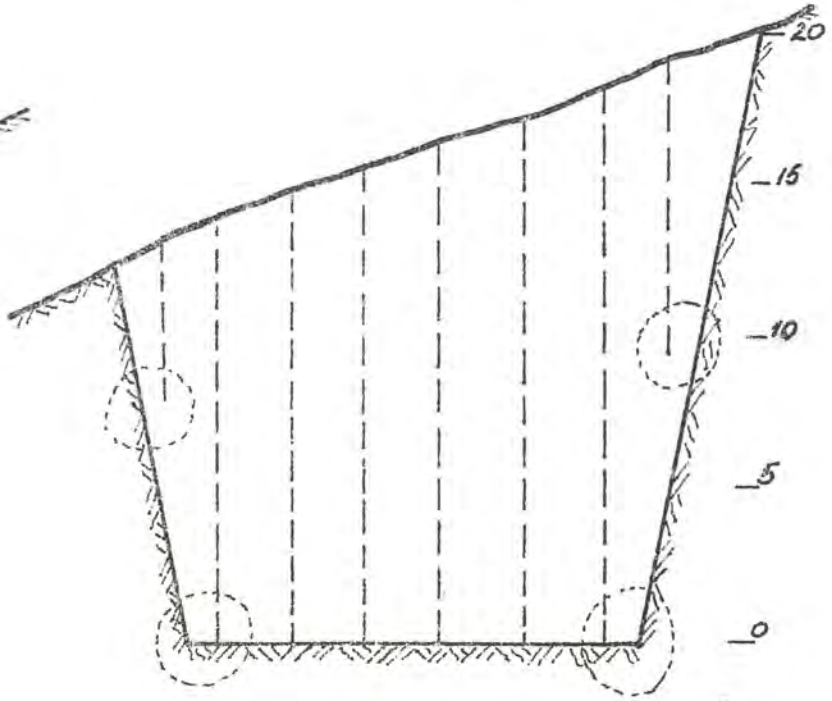


Fig. 5.

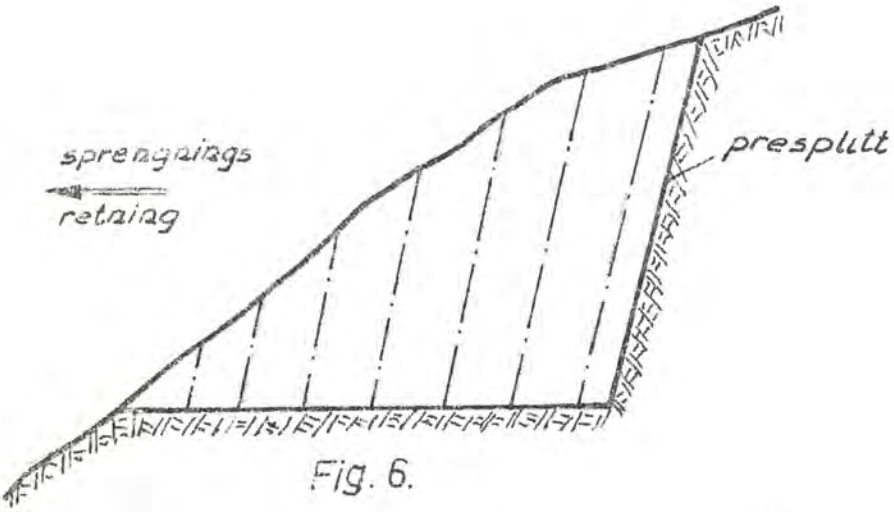
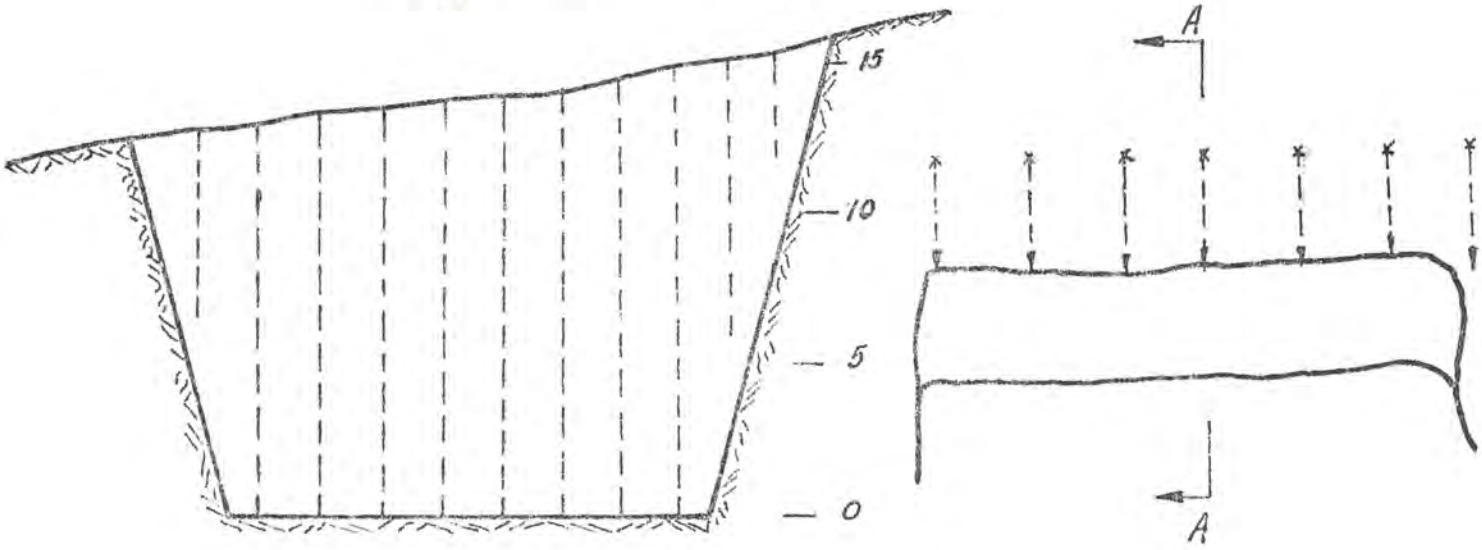


Fig. 6.



Snitt A-A

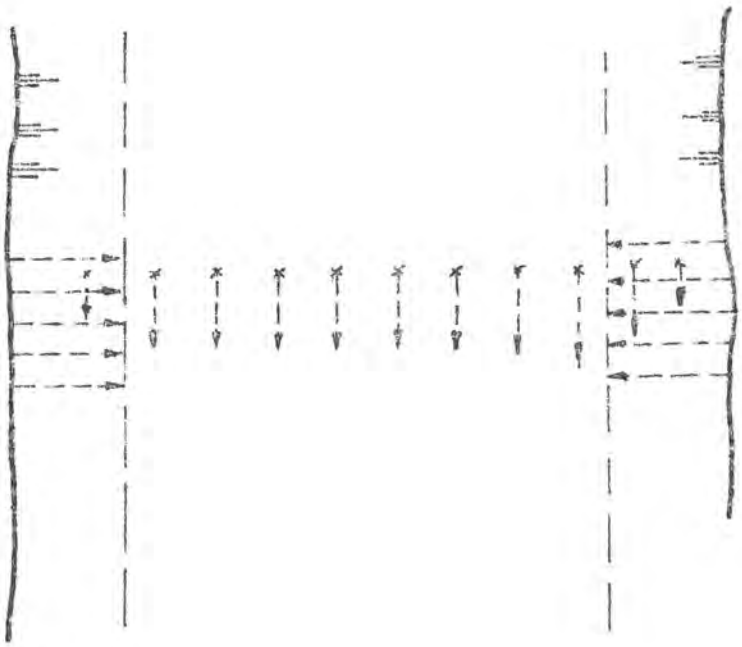


Fig. 7

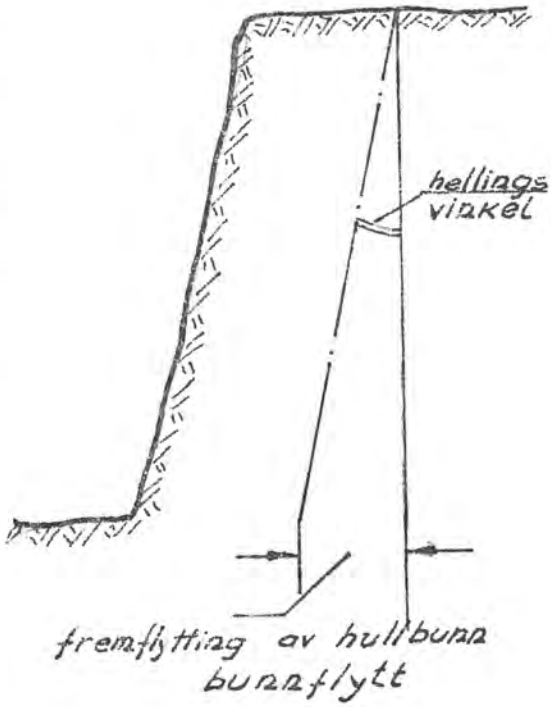


Fig. 8

A.B.

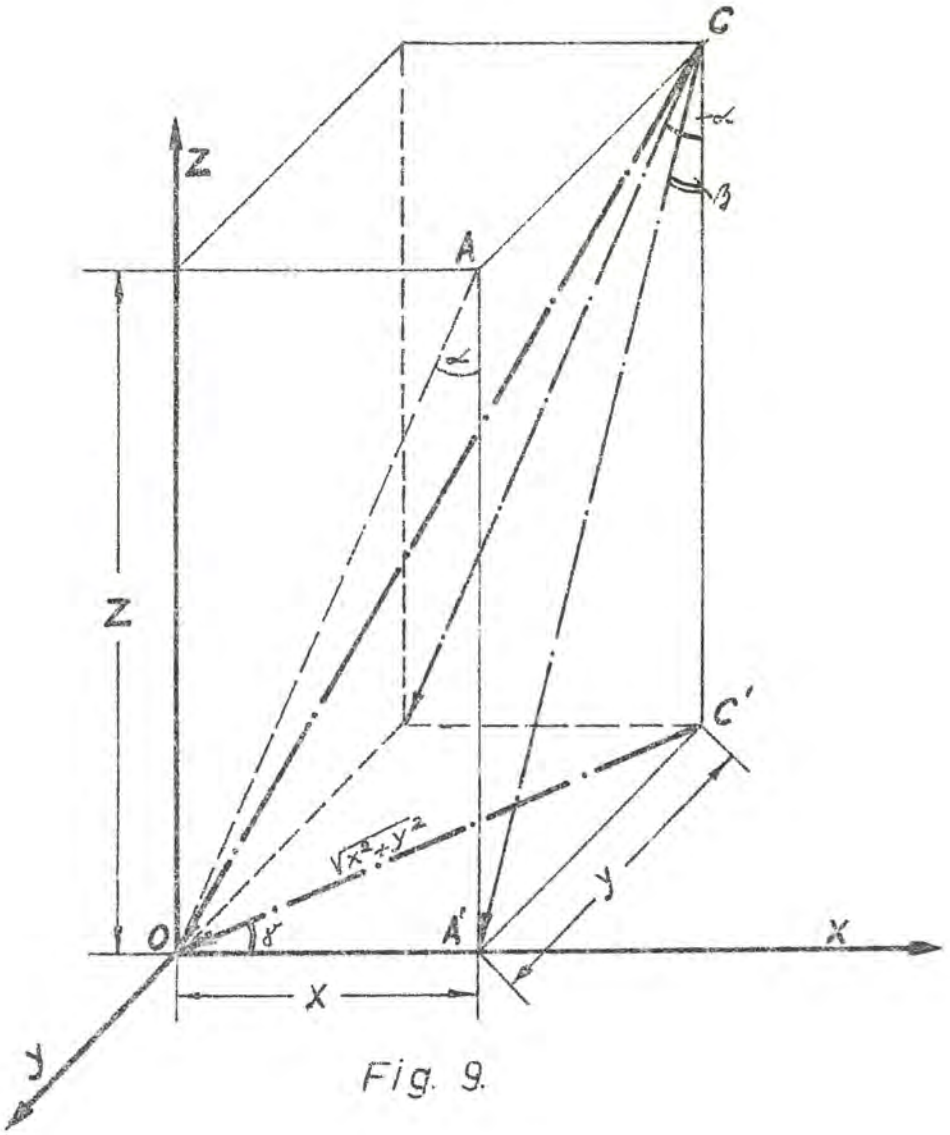


Fig. 9.

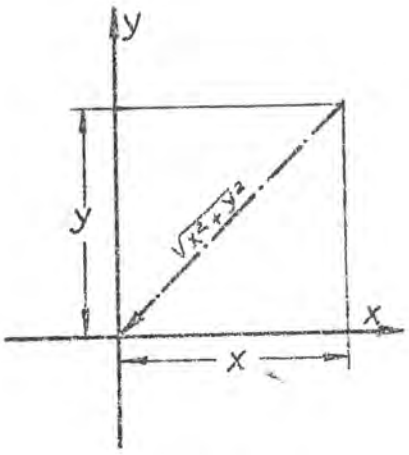


Fig. 10.

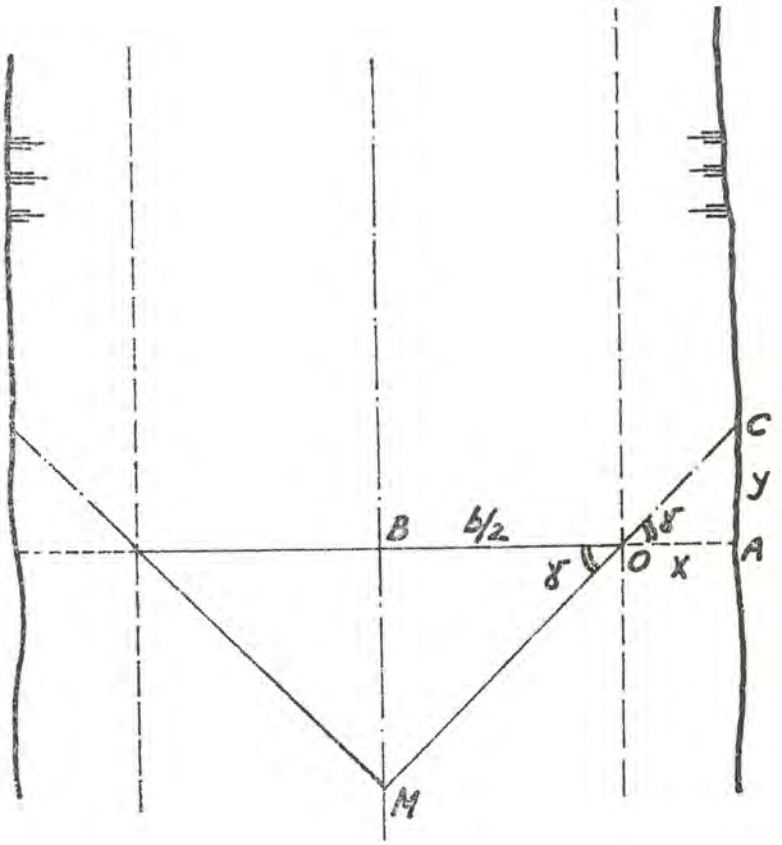
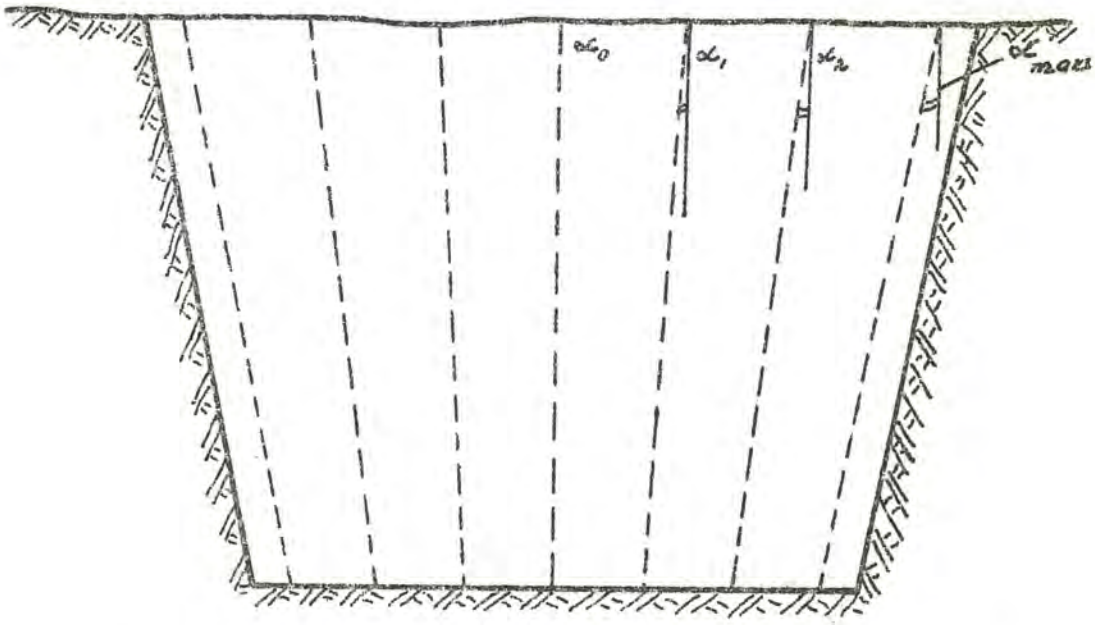


Fig. 11.

A.B.


α0
α1
α2
α maks

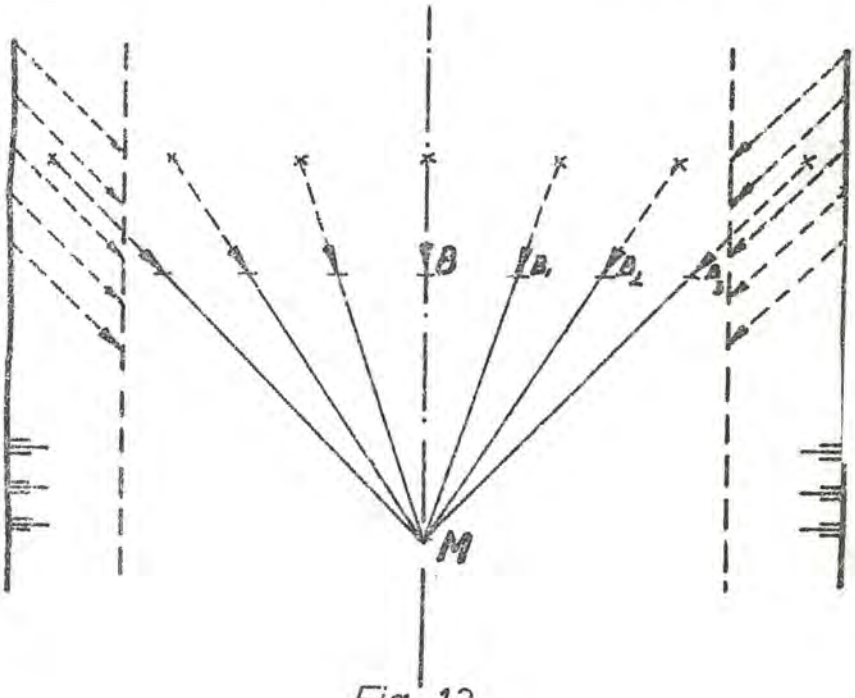

B
B1
B2
B3
M

Fig. 12.

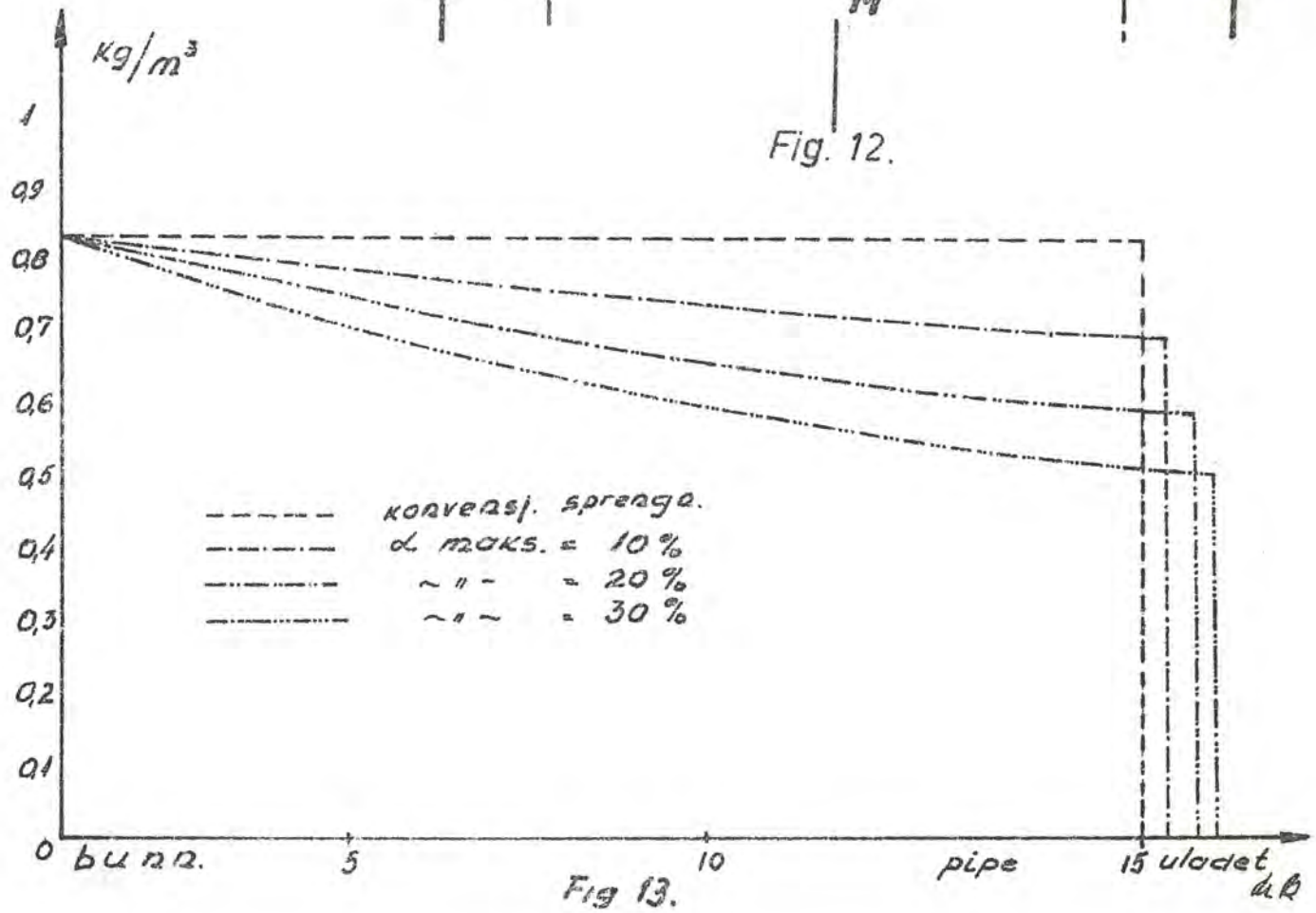
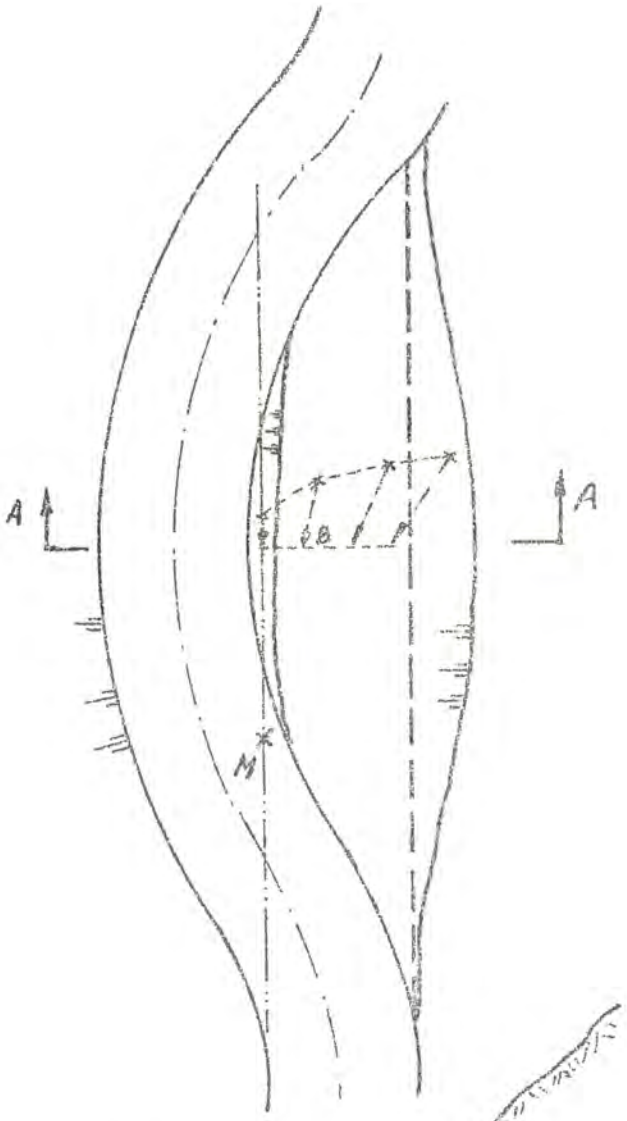

kg/m³
1
0,9
0,8
0,7
0,6
0,5
0,4
0,3
0,2
0,1
0
konvensj. sprengg.
α maks. = 10 %
~ " - = 20 %
~ " ~ = 30 %
bunn
5
10
pipe
15 uladet
dB

Fig 13.



Saitt A-A

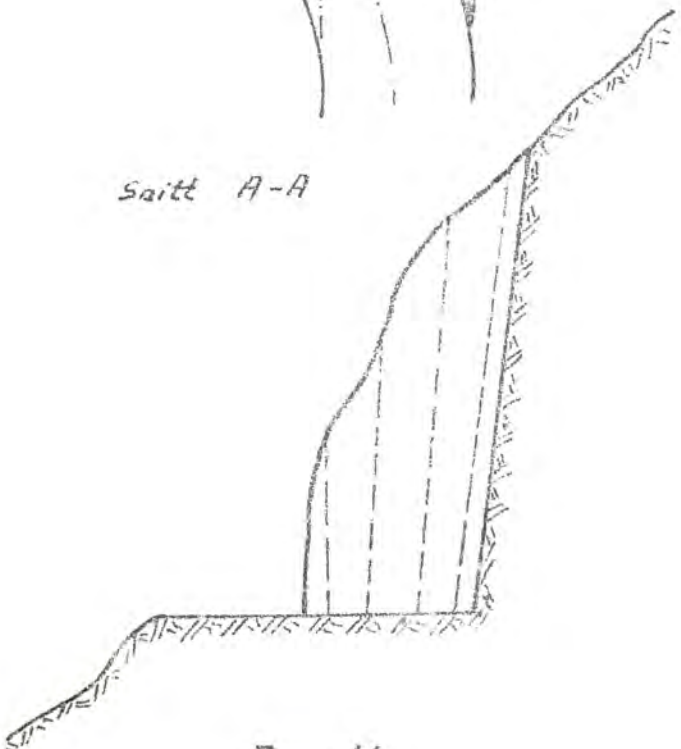
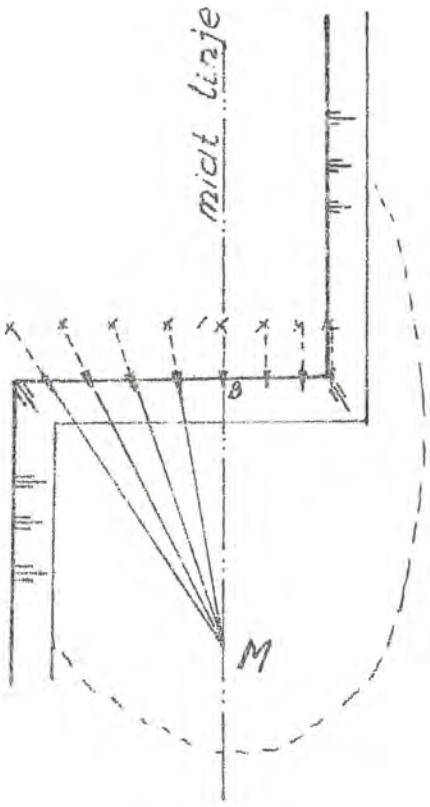
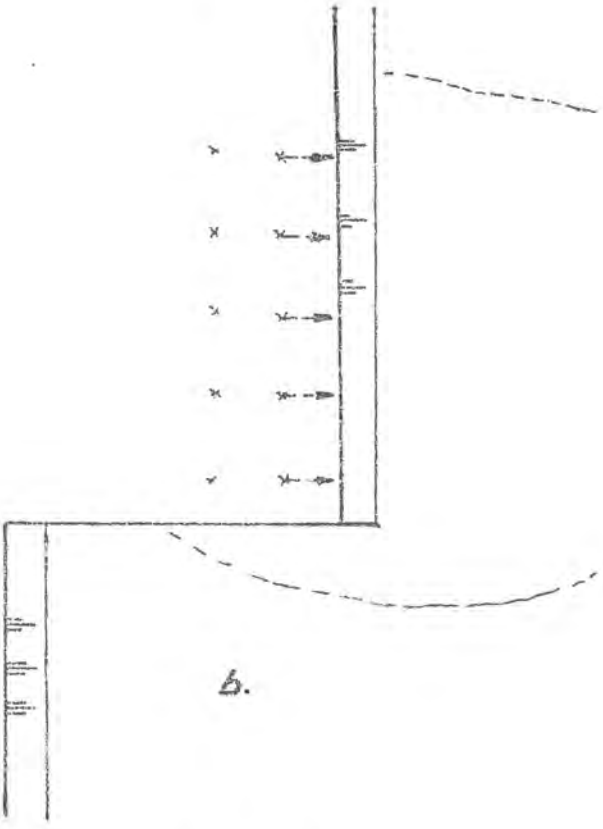


Fig. 14



a.



b.

Fig 15



Fig. 1



Fig. 2

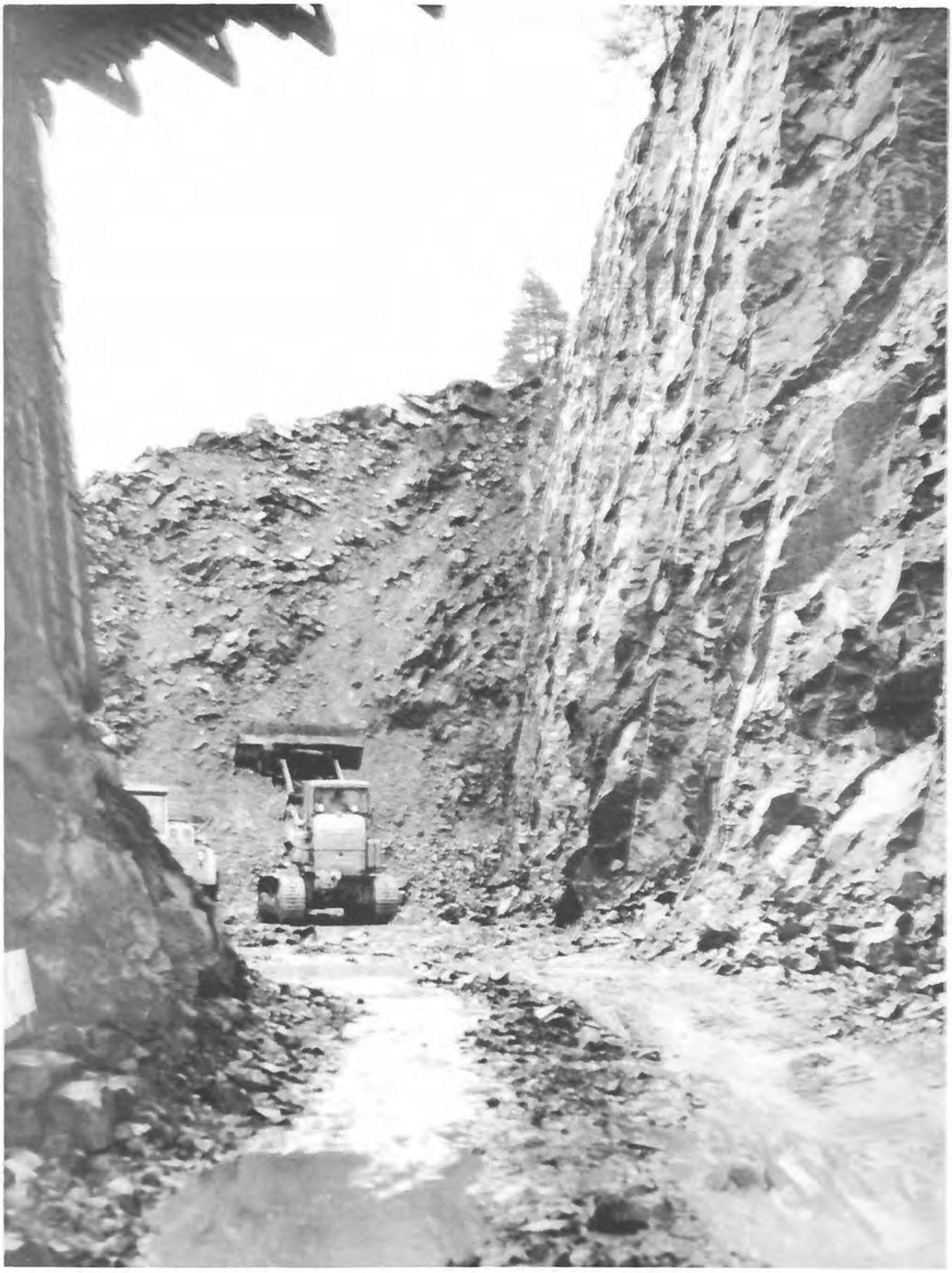


Fig. 3

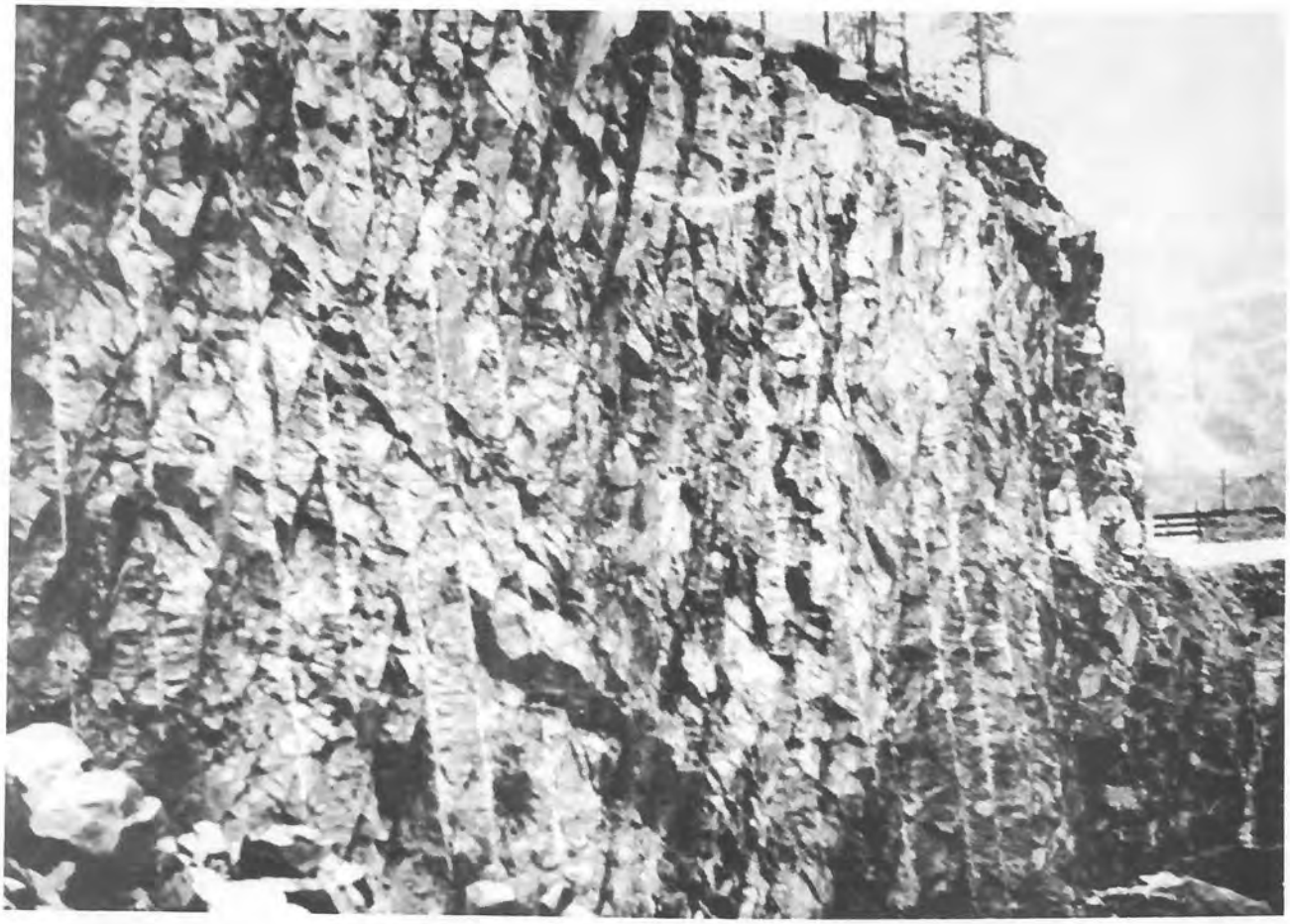


Fig. 4



Fig. 5

KONTOR FOR FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK i samarbeid med
DEN NORSKE INGENIØRFORENING.

Konferanse i FJELLSPRENGNINSTEKNIKK.

NYE ERFARINGER MED GROVHULLSRIGG.

Foreleser:
Sivilingeniør Tor Langvik Hansen

Jeg er blitt bedt om å holde et innlegg om "nye erfaringer med grovhullsrigg".

Dessverre er de nye erfaringene ved Rana-anleggene, der jeg arbeider så nye og beskjedne at det er vanskelig å snakke om erfaringer i det hele tatt. De erfaringer vi har med tungt borutstyr stammer fra toppstollen på tilløpstunnelen for Langvatn kraftanlegg, og denne driften ble det redegjort for under den forrige fjellsprengningskonferansen.

Jeg vil konsentrere meg om å snakke om grovhullsboring ved Rana kraftanlegg i sin almindelighet og om vår nye rigg med 4,5" driftere i særdeleshet. .

Fig. 1. Ved Rana kraftenlegg skal Statskraftverkene i egen regi i første byggetrinn drive totalt ca. 30 km tunnel fra 19m^2 opp til 65 m^2, fordelt på 7 arbeidssteder. Trykktunnelene er her ikke medregnet.

For alle stuffene er det planlagt å benytte tungt borutstyr. Dette p.g.a. de gode såvel praktiske som økonomiske erfaringer vi har med slikt utstyr fra tidligere kraftanlegg. Av de fordeler som taler for et slikt valg kan nevnes:

Mindre mannskapsbehov.
Derav mindre brakkebehov.
Mindre dødtid under lasting.
(Vi benytter leiebiler for utkjøring der det er mulig)
Mindre fysisk påkjenning for borerne.

Fig. 2 I alt skal 8 borrigger settes inn i driften ved Rana kraftanlegg, 3 rigger har vi fra før , 3 overføres fra andre anlegg og 2 er nye. Med disse 8 borriggene skal det i tidsrommet våren 1964 - høsten 1967 bores ca. 2,6 mill. bormeter.
6 av riggene har 4" driftere, 1 av de nye har 4,5" driftere. Den andre nye riggen er enda ikke bestemt men vil sannsynligvis få 4,5" driftere.

For vår del knytter det seg spesiell interesse til den nye riggen med 4,5" driftere, da denne drifterstørrelsen ikke tidligere har vært benyttet ved tunneldrift ved NVE's anlegg. Konstruksjonen av selve understellet og bukken er også ny for oss, likeså matermetoden.
Jeg vil senere gi en nærmere beskrivelse av riggen. Først vil jeg redegjøre for hvorfor vi valgte en større driftertype på denne riggen.

Tilløpstunnelen for Rana kraftanlegg er 8,9 km lang, fra inntaksmagasin Akersvatn til fordelingsbassenget i Mofjellet. Tunnelen angripes fra to arbeidssteder, Åga hvor det drives begge veger, og Akersvatn. Fjellet er vesentlig gneisig glimmerskifer med granater. Ved inntak Akersvatn skal det bygges en steinfyllingsdam, ca. 1 million m^3 masse, hvorav ca. 700 000 m^3 består av stein. Planen var først en 60 m^2 tilløpstunnel, fordelt med like lengder på de 3 stuffer og p.g.a. god tid 2 skifts drift.
Følgende utstyr var påtenkt:

Boring: Rigg med 4" driftere.
Lasting: Gravemaskin.
Utkjøring: Leiebiler.

Men hensynet til mest mulig stein fra tunnelen plasert i dam Akersvatn, gjorde at en foretok en planendring. Tverrsnittet fra Akersvatn ble øket til 65 m^2 med en lengde på 3,5 km, mens profilet for Åga ble redusert til 58 m^2. Det ble så satt opp en ønskeinndrift for tunnelen slik at all stein kunne nyttes i dammen. Problemet var vinterhalvåret der fylling bare kan skje på støttefyllingene, og fyllingene på disse var igjen begrenset av morenefyllingen om sommeren.

Fig. 3 Vi satte derfor opp en fyllingsplan for dammen og avstemte tunneldriften etter denne. Gj.snittlig inndrift ble da 27 m/ uke. Både ved vesentlig øket eller redusert inndrift ville vi m.a.o. tape stein, dvs. den måtte kjøres på mellomlager og lastes opp igjen. Prognosen for 65 m^2 med 4" driftere ut fra våre tidligere erfaringer ved Langvatn ville for 10 skifts drift gi en inndrift på 20 m pr. uke, m.a.o. for dårlig.

For da å holde det ønskede program hadde en to alternativer:

1. Å sette på 3 skifts drift.

2. Søke å øke inndriften ved 2 skifts drift.

Kunne vi greie det ved 2 skifts drift ville det utvilsomt bli den billigste løsning.
Inndriften kunne løses ved:

1. Høyere last og transportkapasitet.

2. Hurtigere boring.

Vi valgte å se på boringen da opplasting med gravemaskin og utkjøring med leiebiler til tross for er begrenset kapasitet var ønsket beholdt. Ut fra omfattende tidstudier på Brokke og Tokke (prøvedrift) kunne en for rigg med 4,5" driftere regne med bormaskinytelse på ca. 32 bm/ maskin og time, altså en vesentlig økning i forhold til 4" driftere, der vi ved flere studier har målt kapasiteten til ca. 19 bm/ maskin time.

Fig 4.a 4.b Vi satte opp en prognose bygd på data fra tidligere studier i lignende tverrsnitt.
Iflg. denne prognosen kunne vi vente følgende inndrifter:

2 skifts flytende drift

12'stenger	25 m/ uke
13 "	25 "

2 skifts forskjøvet drift

12'stenger	10 skift a	2,90 m	29 m/uke
13' "	10 "	" 3,20 "	32 m/uke.

Forskjøvet drift vil si at vi ved å forskyve bore og laste-skiftene i forhold til hverandre, overlapping m.a.o. får minst mulig dødtid. En er da ved normale forhold faktisk sikret 2 salver pr. døgn.

For å kunne oppnå en gj.snittlig inndrift på 27 m/ uke må en regne med å ligge endel over for de enkelte uker, og vi har da satset på 2 skifts forskjøvet drift med 13'stenger og 4,5" drifterstørrelse. De inndriftene vi opererer med er ikke særlig imponerende når en tenker på de rekordinndrifter som oppnåes. på andre kraftanlegg. Men en skal her være klar over at vi hvor vi har god tid, som ved tilløpstunnelen for Rana, søker å minske mannskapsstyrken og da ikke satser på rekordinndrifter. For en stuff som Åga hvor det drives begge veger har vi en total mannskapsstyrke på 24 mann, og for Akersvatn er 16 mann fast knyttet til tunneldriften, noe som forøvrig må ansees som minimum av hva en kan drive med, utstyret tatt i betraktning.

Fig. 5. <u>Borriggen.</u>

Vassdragsvesenet gikk så til innkjøp av en borrigg med Gardner Denver 4,5" driftere, konstruksjonen utført av Motordrift A/S i samarbeid med NVE. Riggen er satt på en enakslet trailer med tvillinghjul. Bukken er bygd opp av dip. 30, vekt ca. 16 t ferdigrigget. Trekkes av beltetraktor eller hjulshovel. Foran og bak 2 sett hydrauliske labber som avlaster hjulene under boring. Bak en trykktank med avtapping, 2,5m^3. De 4 hydrauliske bommene er utstyrt med både bom og materforlengelse. Riggen har skruemating. Den er utstyrt med ladekurv som manøvrerer fra kurven. Manøvreringen for boring skjer fra et panel på hver side av riggen.

Driftere: Betegnelse GD PR 123 J 4 stk.
Luftforbruk pr. maskin 15 m^3/ min.
Virkemåte slag og rotasjon uavhengig.

Borutstyr: Stenger: 12'og 13'1 1/4" repgjenger.
Vi har planer om å skjøte på til 15'med oppgj. stenger for boring av kutten.

Kroner: 2" krysskjær.
1 7/8" krysskjær vil kanskje bli prøvd.

Fig. 6. Erfaringer.

Riggen ble satt i drift i juli i år, og vi har hittil bare drevet ferdig det 300 m lange tverrslaget, tverrsnitt 35 m^2. M.a.o. er erfaringene ytterst mangelfulle. Riggen er konstruert for 65 m^2 men har vist seg fullt brukbar for 35 m^2. Det tok forholdsvis kort tid å lære opp mannskapet til å betjene riggen, men selv 300 m tunnel er for kort drift til å si at innkjøringsvanskene er over. Skruematingen har vist seg meget driftsikker hittil, og gir en jevn og rolig mating.
Vi har hatt problemer med diesling av maskinene og fått skader på to av dem. Dieslingen oppstår ved at maskinene blir satt igang før ansett, en får da p.g.a. manglende motstand mot stemplet en kraftig kompresjon i sylinderen med tenning som resultat. Smøreoljen forbrenner og er ikke tilførselen av ny smøreolje tilstrekkelig oppstår friksjonsskader, såkalt brenning. Leverandøren vil nå montere en chuck som skal få fordelt smøreoljen bedre, og vi håper at dette skal hindre gjentakelse av slike skader. Et problem som straks meldte seg var den voldsomme kondens vi fikk av maskinene. Sikten var lik null og borerne sprang beina av seg mellom rigg og stuff for å holde kontroll med maskinene. Hverken god etterkjøling eller vannutskillere hjalp. Vi monterte så noe skeptisk opp en propangassbrenner på riggen, og dermed forsvant faktisk tåka. Vi har nå meget god sikt på stuff under boring. De ekstra kostnader propangassforbruket påfører oss mener vi å få mange ganger igjen ved redusert brekasje og øket borkapasitet.
Lyset på riggen besto av 6 stk. luftdrevne 80 W lyskastere, men det ble for dårlig lys. Vi har nå i tillegg 4 elektriske lyskastere montert på plastramme, med tilførsel lagt gjennom gummislanger for å hindre overslag.

Kutttypen er mer eller mindre bundet ved en slik borrigg. Fordelingen av antall hull for hver maskin må være jevn og en blir da stående ved kilkutt som den mest hensiktsmessige. Problemet med den kutten er at den spruter svært og i mindre tverrsnitt blir den lett for trang. Vi håper det retter seg når vi får 10 m bredde på tunnelen.

Kapasitet :

Vi har tatt noen studier av kapasiteten på drifterne. De viser en gledelig samstemmighet med prognosedata.

Fig. 7. Som studieskjemaet viser ble maskinkapasiteten målt til 30,5 32,5 32,5 og 32 6 m / mask.time for de 4 drifterne. Netto borsynk for gj.sn. 12 hull 12'stenger målt til 67 cm/ min.

Borutstyr.

Hver uke i forbindelse med innmålingen teller vi opp det vi har av brukbart borutstyr på arbeidsstedet, og regner ut forbruket ut fra dette. Etter 14.600 borm. var levetiden på stenger, hylser,nakker og kroner følgende: (Sammenligningstall fra driften på Langvatn med 4" driftere er medtatt.)

Type	Akersvatn 14.600 b.m.		Langvatn 275.000 b.m.	
stenger	230 b.m./stk.	= 1,08 kr/bm.	400 b.m./stk.	= 0,62 kr./bm
hylser	420 "	= 0,12 "	500 "	= 0,09 "
nakker	900 "	= 0,18 "	1.130 "	= 0,11 "
kroner	350 "	= 0,39 "	410 "	= 0,37 "
		1,77 kr/bm.		1,19 kr/bm.

Etter så beskjeden drift skal en ikke legge for mye vekt på disse tellene men de indikerer hva vi har fryktet og tildels regnet med, et stort borstang-forbruk. Noe av det dårlige resultatet skyldes selvsagt uvante borere, dessuten hadde vi en periode med kranglete fjell, men 230 b.m./borstang er for lavt. Vi vil så snart driften i tilløpstunnelen er i godt gjenge arrangere en offentlig borprøve for om mulig å finne fram til stenger som tåler påkjenningen bedre.

Jeg har med vilje ikke kommet særlig inn på kostnader, da vi har alt for lite grunnlag å bygge på. Deleforbruk på riggen har selvsagt enda vært minimalt. Riggen er dyr. Den koster ca. 500.000 kr og borutstyret er kostbart. Den krever et nitidig vedlikehold og økonomien avhenger svært av borernes dyktighet og omtanke. Vi håper og tror at vi skal oppnå brukbare økonomiske resultater, og iallefall har vi konstatert at vi borer fort med riggen.

Og tilslutt: Ta adkomstvegenes bredde med i betraktning når en slik rigg bestilles. Det var såvidt riksveg 772 til Sverige var bred nok for vår rigg.

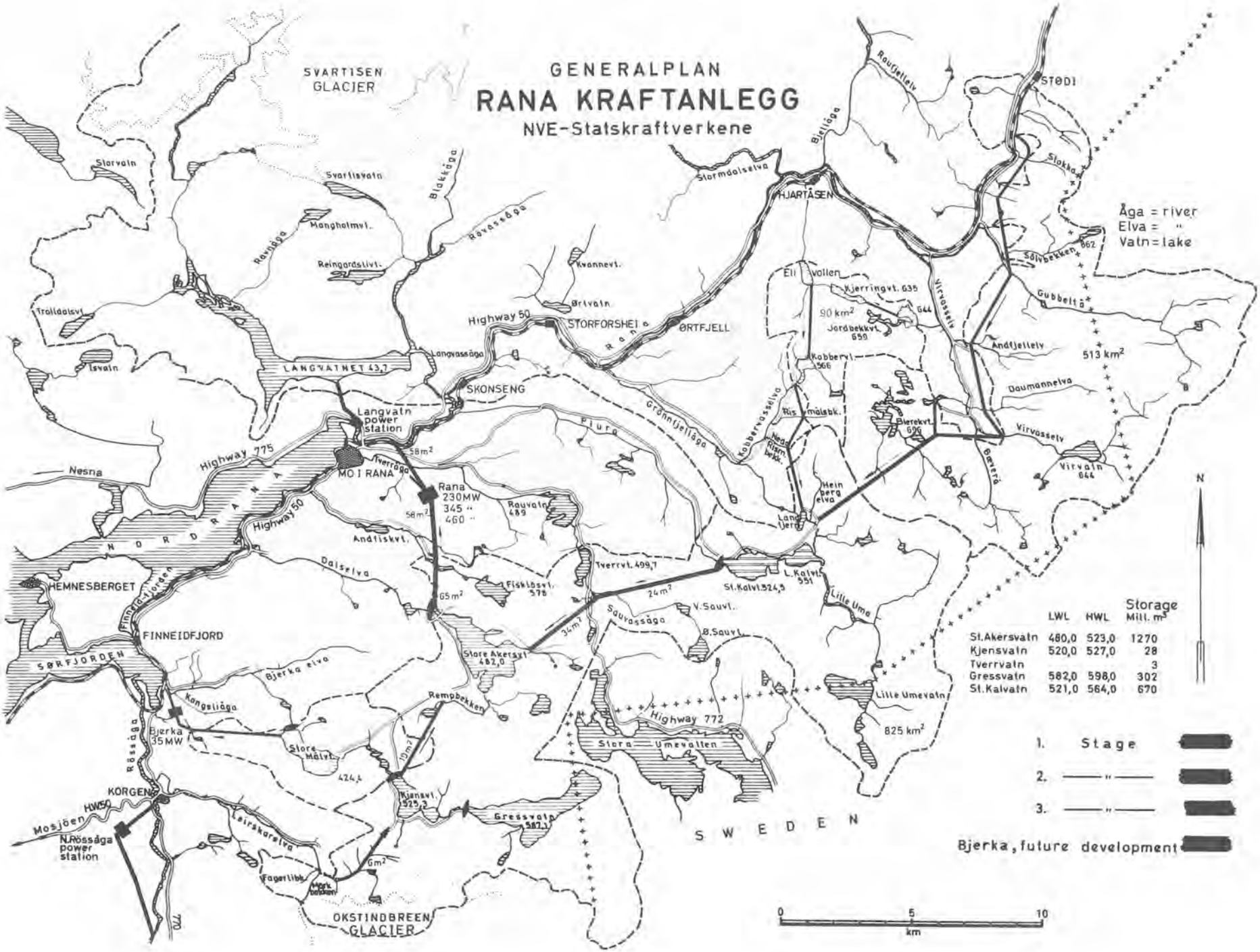
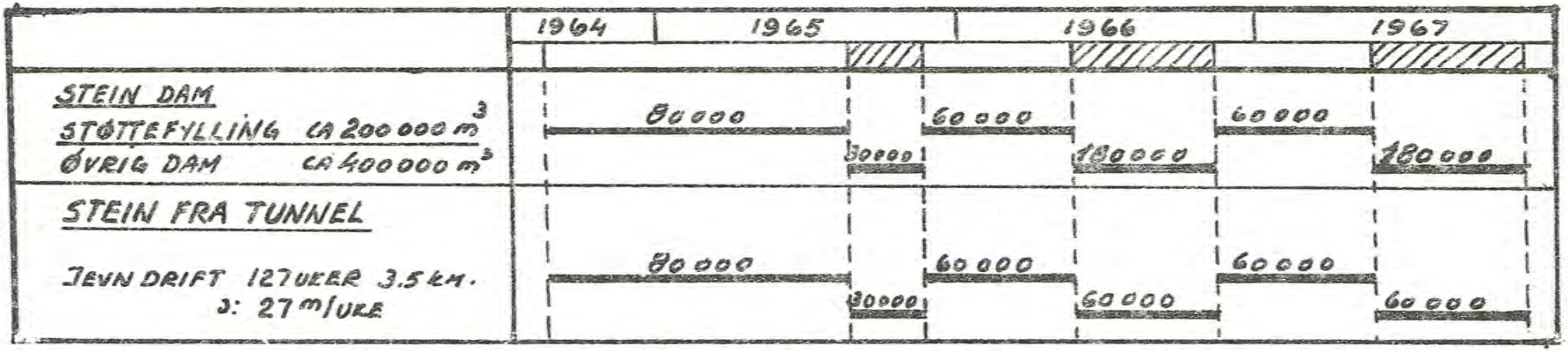

GENERALPLAN
RANA KRAFTANLEGG
NVE-Statskraftverkene
SVARTISEN GLACIER
Åga = river
Elva = "
Vatn = lake
Highway 50
Highway 775
Highway 772
LANGVATNET 43,7
Langvatn power station
MO I RANA
Rana 230MW 345 " 460 "
SKONSENG
STORFORSHEIA
ØRTFJELL
HJARTÅSEN
STØDI
Storvatn
Svartisvatn
Blakåga
Ravnåga
Manghaltmyl.
Reingardstjvt.
Trolldalsvt.
Isvatn
Nesna
Stormdalselva
Raufjellelv
Bjellåga
Slokka
Kvannevt.
Ørivatn
Langvassåga
Grønnfjellåga
Fiura
Tverråga
Rauvatn 489
Andfiskvt.
Dalselva
HEMNESBERGET
FINNEIDFJORD
SØRFJORDEN
Finneidfjorden
Bjerka elva
Kongsåga
Rømpbekken
Bjerka 35MW
Rössåga
KORGEN
Mosjøen
N.Rössåga power station
Leirskarelva
Fagerlibb.
OKSTINDBREEN GLACIER
Stora Akersvt 482,0
Stora Målvt. 424,4
Kjensvt. 529,3
Gressvatn 587,1
Tverrvt. 499,7
Fiskløsvt. 578
St.Kalvt. 524,5
L.Kalvt. 551
V.Sauvl.
Ø.Sauvl.
Sauvassåga
Lille Uma
Lille Umevatn
Stora Umevatten
825 km²
513 km²
90 km²
Ell vollen
Kjerringvt. 635
644
Jordbekkvt. 659
Kobbervt. 566
Kobbervasselva
Ris malsbk.
Nea Rism. bkk.
Bjerekvt. 626
Virvassely
Virvatn 644
Andtjellely
Daumannelva
Gubbelta
Sølvbekken 862
Virvassely
Hein berg elva
Lang vera
Bjerka
Storage
LWL HWL Mill. m³
St.Akersvatn 480,0 523,0 1270
Kjensvatn 520,0 527,0 28
Tverrvatn 3
Gressvatn 582,0 598,0 302
St.Kalvatn 521,0 564,0 670
1. Stage
2. —— " ——
3. —— " ——
Bjerka, future development
SWEDEN
N
0 5 10
km

Fig. 1

DAM AKERSVATN - TILLØPSTUNNEL 65 m²

FYLLINGSPLAN DAM – PRODUKSJON TUNNEL.



1 ÅR = 44 EFF. UKER

1 M³ FAST FJELL = 1.5 M³ DAMMASSE

▨ FYLLINGSPERIODE MORENE

MASSER I DAM I BYGGETRINN

MORENE : 140 000 m³

FILTER : 70 000 m³

STEIN : 600 000 m³

FIG. 3.

FIG. 4a

A FORUTSETNINGER 65 M^2 TUNNEL

	ENHET	12´SALVE	13´SALVE
DRIFTERSTØRRELSE		4,5"	4,5"
LASTEMASKIN		L 77	L 77
MANNSKAP BORELAG	STK.	3	3
BORMETER PR. M^3		1,4	1,4
BORET SALVELENGDE	M	3,3	3,6
INNDRIFT PR. SALVE	M	2,9	3,2
MASSE PR. SALVE	M^3 T.TJ.	188	208
LASTEKAPASITET	M^3 /TIME	52	52
BORM./ MASK.TIME		32	32
BORM. PR. SALVE		264	290
ANTALL BORHULL	STK.	80	80
SPRENGSTOFFORBRUK	KG/M^3	1,25	1,25
SPR.ST. PR. SALVE	KG	235	260
LADEKAPASITET	KG/MANN TIME	80	80

RANA-KRAFTANLEGG

OVERSIKT TUNNELARBEIDER MED GROVHULLSRIGG I. BYGGETRINN

ARBEIDSSTED	STUFF	TVERRSN.	LENGDE	STIGN. FALL	BORRIGG TYPE	FAST ANTALL	UNDERSTELL
STEINBEKKEN. U-TUNNEL	TVERRSL:	35 M"	285 M	1:9 F	JOY RIGG 4"		
	HØYRE	58	870	1:	GD " 4"	1	PÅ EIMCO 105
	VENSTRE	58	2.440	1:500	" "		
STASJONSOMR.	A-TUNNEL	35	1.080	1:9 F	JOY " 4"	1	PÅ AVELING BARF. DUMPER:
ÅGA	TVERRSL.	35	420	1:500	GD " 4"		
TILLØPSTUNNEL	HØYRE	58	2.700	1:333	" " 4"	1	PÅ A.B. DUMPTOR
"	VENSTRE	58	2.700	1:500	" " 4"	1	" " "
AKERSVATN DAM	TVERRSL.	35	300	1:13 F	" " 4,5"		
TILLØPSTUNNEL	HØYRE	65	150	1:500	" " 4,5"	1	PÅ SEMITRAILER.
"	VENSTRE	65	3.350	1:500	" " 4,5"		
ØSTERBUKT O:TUNNEL		39	2.600	1:500	JOY " 4"	(1)	PÅ A B DUMPER
SAUVASSÅGA	TVERRSL.	35	330	1:9 F	" " 4"		
OVERFØRINGSTUNNEL	HØYRE	39	2.800	1:500	" " 4"	1	PÅ AB DUMPER
"	VENSTRE	19	5.050	1:500	GD " 4,5"	1	PÅ TRALLE.
KALVATN	TVERRSL.	27	270	1:19 F	JOY " 4"		
OVERFØRINGSTUNNEL	HØYRE	27	4.030	1:500	" " 4"	1	PÅ A B DUMPER
	VENSTRE	35	770	1:500	" " 4"		
	OM/TUNNEL	35	270	1:30	" " 4"		
			30.415 M				

FIG. 2

FIG. 4 b

B TIDSFORBRUK		PR. OPR.	SUM	PR. OPR.	SUM
	MIN.				
1. RENSK	"	35	35	35	35
2. BORING LADING SKYTING	"				
A: FASTE TAPSTIDER	"	35		35	
B. BORING	"	124		136	
C. LADING	"	13		25	
D. UFORUTSETT	"	27	199	30	226
3. VENTILASJON	"	20	20		20
4. LASTING					
A. FASTE TAPSTIDER	"	45		45	
B. LASTING	"	217		240	
C. UFORUTSETT	"	41	303	44	329
SUM TID SALVE	MIN.		557		610

G.D. BORRIGG MED 4,5" DRIFTERE

TILLØPSTUNNEL RANA - KRAFTANLEGG

ARBEIDSSTED: DAM ØVERSJØTN

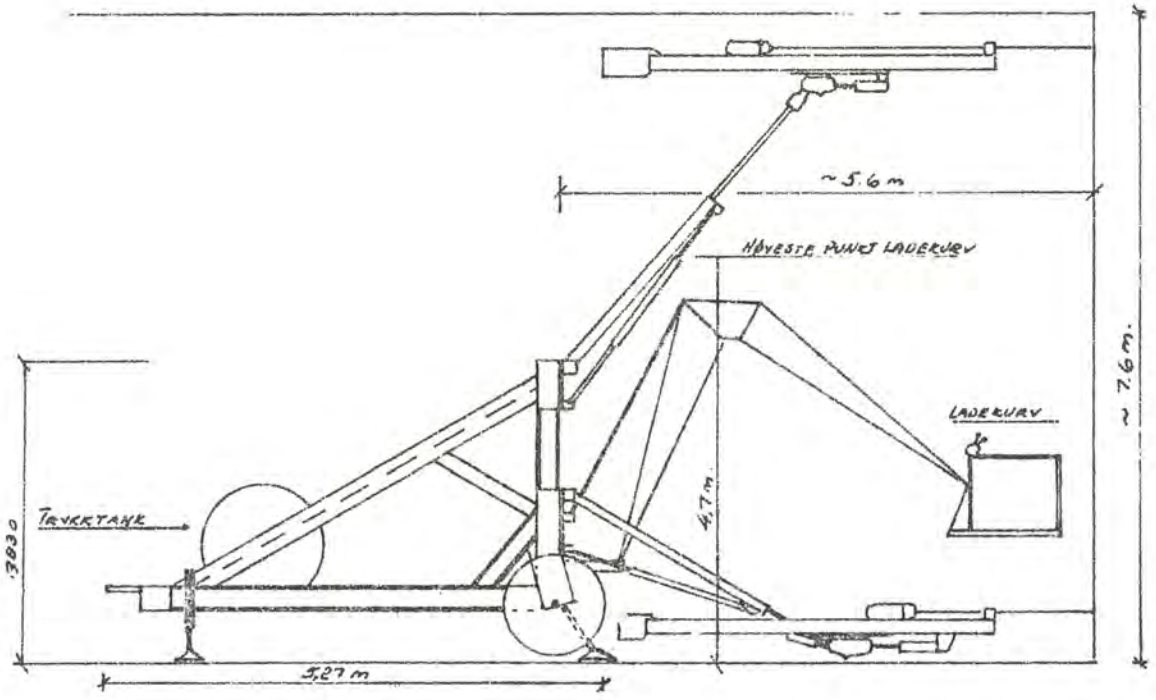


FIG 5

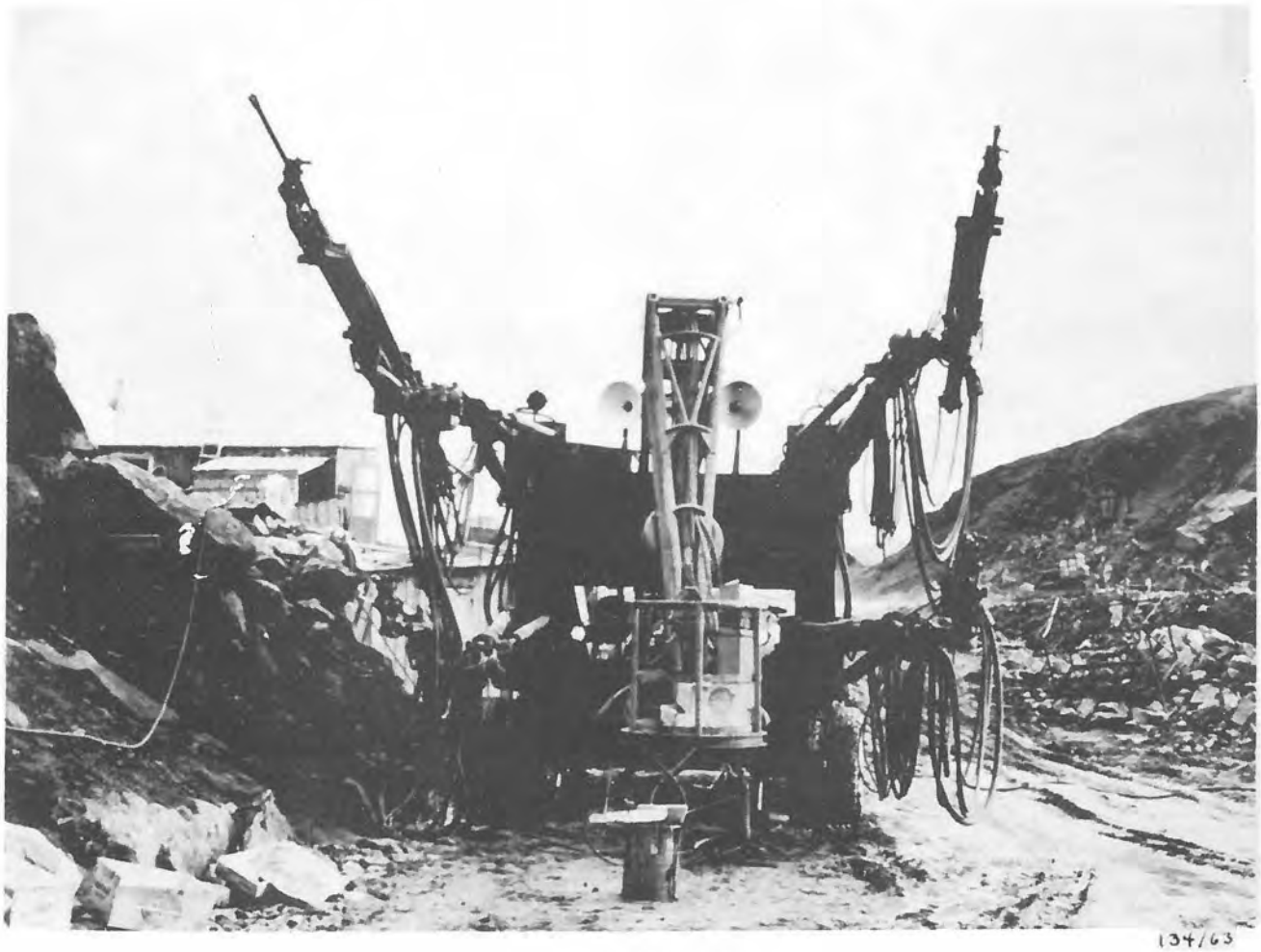


Fig. 6

FIG. 7

BORSYNKSTUDIE.		VENSTRE SIDE. ØVRE MASK. MIN.	VENSTRE SIDE. NEDRE MASK. MIN.	HØYRE SIDE ØVRE MASK. MIN.	HØYRE SIDE NEDRE MASK. MIN.
1. BORING		57,40	63,15	57,20	64,50
2. FLYTTING, INNST. NYTT HULL		17,-	12,35	18,25	12,10
	SUM 1 - 2	74,40	75,50	75,45	76,60
3. BORING KORT-HULL		0,90	2,30		
4. DIV. HEFT		0,90	1,50		2,-
	SUM 3 - 4	1,80	3,80		2,-
	SUM 1 - 4	76,20	79,30	75,45	78,60
ANTALL HULL STK:		11	12	12	12
" BORMETER		37,4	40,8	40,8	40,8
1. BORETID MIN/HULL		5,2	5,3	4,8	5,4
2. FLYTT. , INNST. NYTT HULL		1,5	1,-	1,5	1,-
	SUM MIN/HULL	6,7	6,3	6,3	6,4
A. OPPNÅDD MASK.KAP. DELTID 1-2	BM/MASK.TIME	30,5	32,5	32,5	32,-

KONTOR FOR FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK i samarbeid med
DEN NORSKE INGENIØRFORENING.

Konferanse i FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK.

NYE ERFARINGER MED GROVHULLSRIGG.

Foreleser:
Sivilingeniør Tron Jorstad

Nye erfaringer med grovhullsrigg.

Innledning.

I de senere årene har grovhullsriggene i stadig større utstrekning blitt tatt i bruk på middelsstore og store tunneltverrsnitt, og de har blitt gjenstand for stor interesse både hva det driftstekniske angår og også i økonomisk henseende.

Ved utbyggingen i Røldal / Suldal har Ingeniør Thor Furuholmen A/S i noe over et år drevet 40 m^2 tunnel med grovhullsrigg. Tunnelen er ca. 11,5 km lang og herav drives 9 km med den tunge riggen. Driften foregår på to stuffer med adkomst fra hvert sitt tverrslag. De resterende 2,5 km drives med tradisjonell rigg og knematere.

Borriggen.

Begge stuffene har nøyaktig like rigger. Den videre omtale vil være å henføre til en bestemt stuff.
Borriggen består av to Avling Barford, hver påmontert to bormaskiner Gardner Denver PR123-J. På en enkelt Avling Barford er maskinene montert over hverandre. Se fig. 1. Disse to maskinene betjenes av en mann. Bormaskinene er montert på sleider som igjen er festet til hydrauliske bommer. Operatøren har med litt øvelse ingen vanskeligheter med å passe to maskiner.

Oppdelingen av riggen i to enheter gjør den meget fleksibel inne på stuff, og den er lett mobil i tunnelen og krever liten parkeringsplass på lasteskift. Ved skjev stuff, eller hvis hengen f.eks. ligger litt langt bak, er det fort gjort å flytte den ene enheten og bore et ekstra hull. For at riggen skal stå stabilt under boring, er hver Avling Barford påmontert hydrauliske ben. På den ene er også montert en ladekurv som manøvreres fra kurven.

Det har gått lite tid tapt p.g.a. feil ved riggen, og den har vært meget robust.

Bormaskinene.

PR123-J er en meget kraftig maskin med adskilt slag- og rotasjonsmekanisme. Den er opprinnelig konstruert for pallboring med minimum 2½" borkroner og 1½" stenger og nakker. Det var derfor

med en viss skepsis det ble startet opp med 2" kroner og 1 1/4" utrustning forøvrig. For ikke å få for mye brekkasje måtte maskinene reguleres v.h.a. lufttrykket, og det har hele tiden vært holdt under 6,2 ato etter at kjennskapet til maskinene økte. Et relativt lavt trykk vil selvfølgelig gi noe mindre borsynk, men fører på den annen side til mindre utskifting av borkomponenter og ikke så stor belastning på riggen sett under ett. Bormaskinene er meget luftkrevende, og når de har vært i bruk noen tid, må man regne 15 - 16 m^3/min. pr. maskin. Det er neppe hensiktsmessig å regne med noen reduksjonsfaktor p.g.a. at 4 maskiner er i drift samtidig.

Maskinene har enkelte svakheter, men de har vist seg meget driftssikre. Deleutgifter til bormaskin inklusive matermotor, kjeder, sleider og bommer er av størrelsesorden 0,50 kr./bormeter.

Bormateriell.

Som tidligere nevnt benyttes 2" borkroner og forøvrig 1 1/4" utrustning (stenger, hylser og nakker). Av hensyn til kutten (kilekutt) benyttes to forskjellige lengder på stengene. De nedre maskinene har 13' stenger og de øvre 12'. Den gjennomsnittlige hulldybden er 3,3 m.

I den første tiden da riggen var i bruk, var forbruket av bormateriell meget høyt. Det skyldtes i noen grad manglende erfaring fra arbeidernes side, samtidig som lufttrykket nok var i overkant av hva det burde være. Den siste og viktigste faktor var så typen av bormateriell. Tunnelboring med grovhull er jo i rask utvikling, og det samme kan vel sies om fremstilling av materiellet. Utstyr som kan være velegnet til pallboring, kan vise seg mer eller mindre ubrukbart i tunnel. Bøyepåkjenningene på stenger og nakker blir betraktelig større ved horisontal boring enn ved vertikal mens påkjenningen på gjengene blir mindre da vekten av stang og maskin ikke belaster gjengene. Med det bormateriell som benyttes i dag, oppnås følgende resultater:

	Levetid i bormeter	Kostnad kr./bormeter
Borkroner 2"	135	1,02
Borstenger 1 1/4" 12' og 13'	435 x)	0,59
Nakker 1 1/4"	940	0,18
Hylser 1 1/4"	410	0,13
Total		1,92

x) Eksklusive omgjengede stenger.

Denne kostnaden er naturligvis i stor utstrekning en funksjon av de geologiske forhold.

Tunnelen går i et parti med alt overveiende middels til grovkornet granitt. Denne granitten er meget slitende, og det skiftes borkrone for hvert 3. hull, hvilket tilsvarer for hver 10 meter. Hvis det bores mer, øker bruddfrekvensen på hardmetallet sterkt samtidig som borsynken avtar. I begynnelsen kunne det volde en del vanskeligheter å få skiftet kroner så ofte, men arbeidslagene oppdaget nokså fort at det gikk hurtigere med skarpe kroner selv om det måtte benyttes flere i løpet av en boresyklus.

Borstenger og hylser endesnues for hver boring og samtidig smøres alle gjengepartier. Årsaken til at stengene snues er den ulike belastning på gjengepartiet mot henholdsvis borkrone og bornakke (hylse). Slitasjen er vesentlig større mot nakke. Det bør man spesielt være oppmerksom på når det benyttes stenger med omgjengede gjenger i den ene ende og originale i den andre. (Stenger som har vært utsatt for brudd). Det originale gjengepartiet går da hele tiden mot nakke mens det omgjengede parti som ikke har samme styrke, går mot krone. Et relativt stort parti av denne type stenger ga en levetid på 45 % av det nye stenger gir, og kostnadene var 0,20 kr./bormeter mot 0,59 kr./bormeter for nye.

Hylsene har for flere av fabrikantene bydd på store problemer. det er blitt gjort forsøk med hylser i flere tykkelser, fra

43 mm og opp til 57 mm. (Utvendig diameter). Overganshylser fra 1½" (nakke) til 1 1/4" stang er også prøvd. Rent generelt vil jeg få si at hylser med så lav godstykkelse som mulig, bør foretrekkes. Tykkelsen bør minimaliseres til at ca. 10 % av hylsene kasseres p.g.a. at de sprekker, mens de resterende 90 % slites ut. Det har vist seg at en tung hylse sliter mye mer på gjengene på stenger og nakker enn en lett. Under helt like forhold og med samme type stenger viste det seg at ved bruk av tunge overganshylser gikk stengenes levetid ned med ca. 50 %.

Tunneldriften.

Etter hvert som de tunge riggene kommer inn i bildet, må man regne med en mindre bemanning på stuff, men noe større personell i forbindelse med verkstedet.

Stufflagene består av 5 mann hvorav en er lastemaskinkjører. Akkorden omfatter boring, skyting, lasting, løpende rensk og sikringsrensk. Dessuten har lastemaskinkjøreren vedlikehold på boreskift samt fylling av diesel og fremkjøring av dynamitt og knall. Han legger også skyteledning frem til stuff.

På verkstedet er det 9 mann totalt. Herav er 3 mann det som tradisjonelt forståes med skiftreparatører. De overhaler borriggen for hver salve, smører og endesnur borstenger, sliper kroner og er forøvrig disponible for stuffen hvis noe uforutsett skulle inntreffe. Deres arbeidsplass er et mobilt verksted i tunnelen som ligger 500 til 1000 meter bak stuff. Av de øvrige 6 verkstedfolkene som er spesialister på hvert sitt område, går også 3 på skift for til en hver tid å ha kvalifiserte folk på plass hvis det går noe galt med en maskin.

Ved driving av en ny tunnel med samme utrustning, ville nok opplegget av bemanningen bli noe endret. Fremfor alt ville det vært en fordel at en av stuffmannskapene på hvert lag hadde hatt erfaring som skiftreparatør. Derved ville mange småreparasjoner på stuff kunne blitt ordnet uten hjelp av skiftreparatør, og en innskrenkning av verkstedpersonellet ville vært mulig.

Bemanning på hvert tverrslag er:

	Dagtid	Skift	Total
Stuff		3 x 5	15
Verksted	3	3 x 2	9
Vegbane, tipp, pukkverk	2		2
Ventilasjon, trykkluft	2		2
Elektriker	1		1
Grøft	1		1
Ekstra kjørere		2 x 1	2
Sum	9	23	32

Bemanningen må sees i forbindelse med utlasting og maskinell utrustning - som ganske kort skal kommenteres. Det lastes med Caterpillar 977 med sidetippende spiss steinskuffe, og utkjøringen foregår med 4 stk. Caterpillar 619. Årsaken til at det nyttes så store enheter som Cat. 619, skyldes i stor grad at bemanningsbehovet under boringen er relativt lite. I begynnelsen ble det kjørt med 3 enheter, og det er den ideelle kombinasjon med 5 mann på laget, men da avstanden til stuff ble ca. 2000 meter ble ytterligere en Cat. 619 satt inn, og det ble nødvendig med to ekstrakjørere fordelt på hvert sitt skift.

Det er lagt opp med henblikk på fullstendig flytende drift for å unngå tapstider i forbindelse med skiftbytte. Alle lagene måtte derfor arbeide etter samme plan. På lasteskift byr det vanligvis ikke på noe problem, men på boreskift har lagene lett for å legge seg til spesialiteter.

En borplan ble analysert ut fra den forutsetning at hullene skulle bores på samme sted, lades likt og med samme tenn-nummere, og dessuten skulle hullene alltid bores i samme rekkefølge. Dermed kunne et lag med en gang se hva som gjensto ved skiftbytte midt i en boresyklus.

Det ble lagt mye arbeid nettopp i dette med hvilken rekkefølge hullene skulle bores, og det var tre forhold å ta hensyn til (se fig. 2):

1. De hullene som p.g.a. bormaskinens arbeidsområde bare kan bores med en bestemt maskin, bores først. I tilfelle et eller annet skulle inntreffe med en av maskinene senere i boringen, kan likevel boringen avsluttes uten alt for mye heft.

2. Operatørene som hver betjener to maskiner, må i størst mulig utstrekning ha oversikt over begge maskinene samtidig, da disse ofte må rettes opp for å sentrere borstengene i hullet. Hvis ikke det blir gjort, øker bruddfrekvensen på materiellet.

3. Da tunnelen er 8 m bred, vil det i henhold til "Regler for bruk av sprengstoff" være mulig å begynne ladingen før boringen er avsluttet med en hensiktsmessig borplan. Reglene tilsier at den horisontale avstand (projeksjon) fra hull som bores til hull som lades skal være minimum 2,0 m.

   (Det hefter noe at denne begrensningen ikke uttaler noe om den vertikale avstand, og det skulle vel være mulig å foreta ladning i et plan 2,0 m over hull som bores uten at det betyr en svekkelse av sikkerhetsbestemmelsene ?)

Det kan kanskje synes vel detaljert å legge opp en borplan på disse premisser, men det resulterer i en bedre utnyttelse av maskinene, minsker forbruket av materiell, og tidstap unngåes.

I forbindelse med riggingen er det også lagt stor vekt på at lagene arbeider likt, og at en hver ting som benyttes inne på stuff umidlerbart legges tilbake på sin faste plass. Erfaringsmessig er det her tapstider oppstår, og gode lag skiller seg ut fra dårlige.

Selv om opplegget er basert på flytende drift, har det etter hvert som lagene er blitt mer rutinerte, blitt lagt opp med 1 ½ salve på skiftet. Lagene begynner da vekselvis med boring og lasting, og på annet hvert skift kan derfor røykepausen utnyttes til faring. Dette gir en avbalansert drift uten alt for store påkjenninger på maskinene og resulterer i mellom 65 og 70 meter

inndrift pr. uke.

Brutto borekapasitet i bormeter/maskin x time er ca. 20. Boretiden omfatter da også faring, rigging og røykepause. Brutto lastekapasitet er 50 fm^3/time, teoretisk profil. Borsynk ved 6 ato er 70 cm/min.

Siden den tunge riggen i 1963 ble tatt i bruk (medio juni den ene stuffen og ultimo oktober den andre), er det frem til 1. oktober 1964 tilsammen drevet 6000 meter tunnel hvorav 120 meter er utstøpt på stuff.

Etter at driften tok til gikk det 6 uker før inndriften passerte 40 m/uke, 8 uker på 50 meter, 13 på 60, 19 på 70 og maksimum var 86 m etter 27 ukers drift. Det arbeides 17 skift i uka, 16½ med driving samt et ½ skift til sikringsrensk.

Det er mange som har vært nokså skeptisk innstilt til at profilhullene bores med 2" kroner og med relativt store hullavstander. I hengen benyttes hos oss en hullavstand på 1,25 m, men det ville vært vanskelig å få penere profil med mindre hulldiameter og tettere boring. I begynnelsen ble nok kranshullene noe overladet, men etter hvert har ladningene blitt justert. Med en primer av gummidynamitt og forøvrig lading av hullene med 32 mm trinittrør, har vi fått en regelmessig og pen profil.

Konklusjon:
Med en tung rigg og rasjonell drift vil det med en relativt liten bemanning være mulig å oppnå bedre resultater enn det man med de mer tradisjonelle rigger har kunnet formå. Driften må baseres på et omhyggelig vedlikehold, og det økonomiske resultat vil i en meget stor utstrekning være avhengig av i hvilken grad man kan minske forbruket av bormateriell og deler til bormaskiner.

Prinsippskisse av borrigg

SULDAL I 40 m² tunnel.

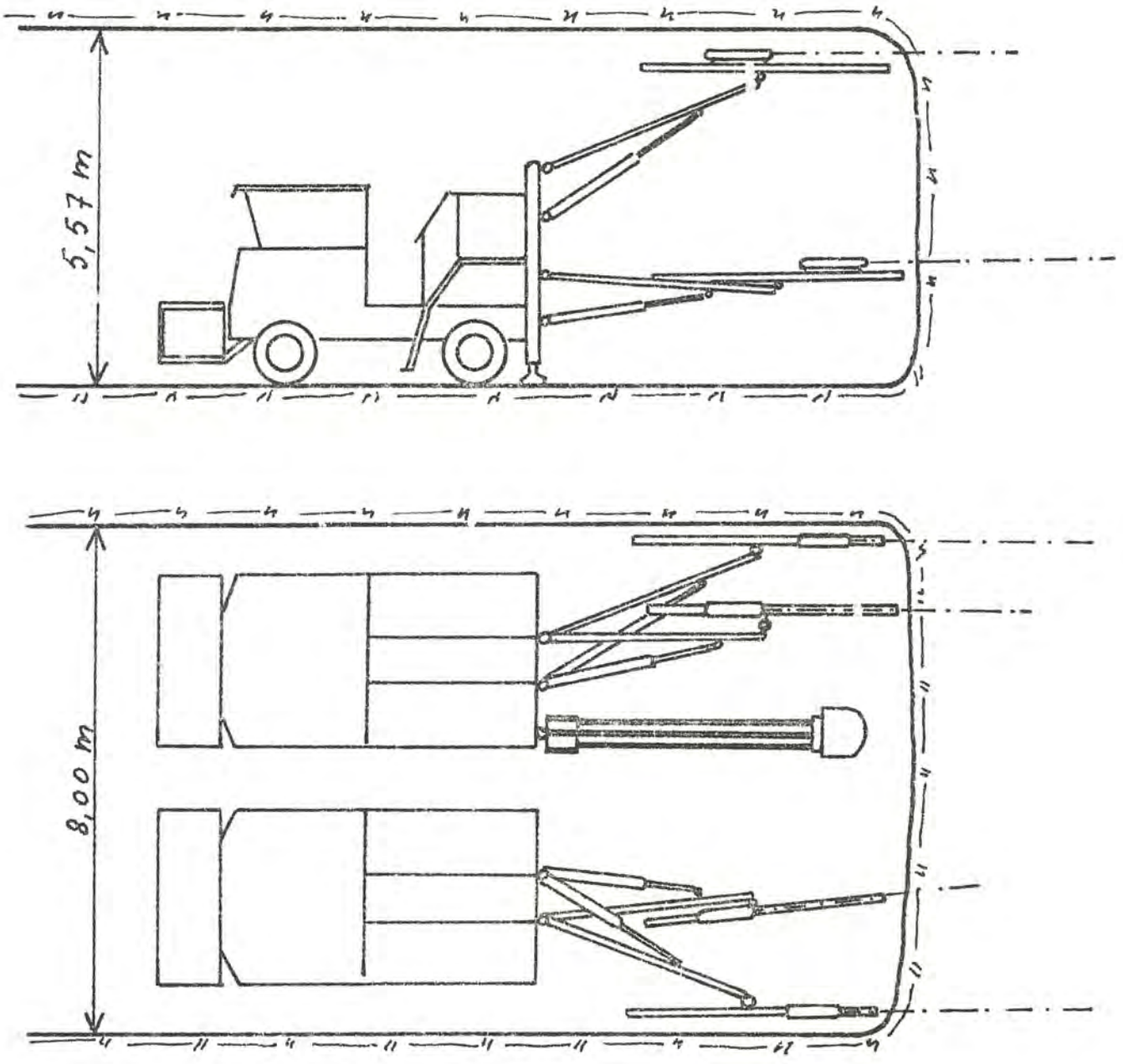


Fig. 1

Ing. Thor Furuholmen A/S

Tron Jorstad

Borplan og
hullrekkefölge
ved boringen.

SULDAL I
40m² tunnel

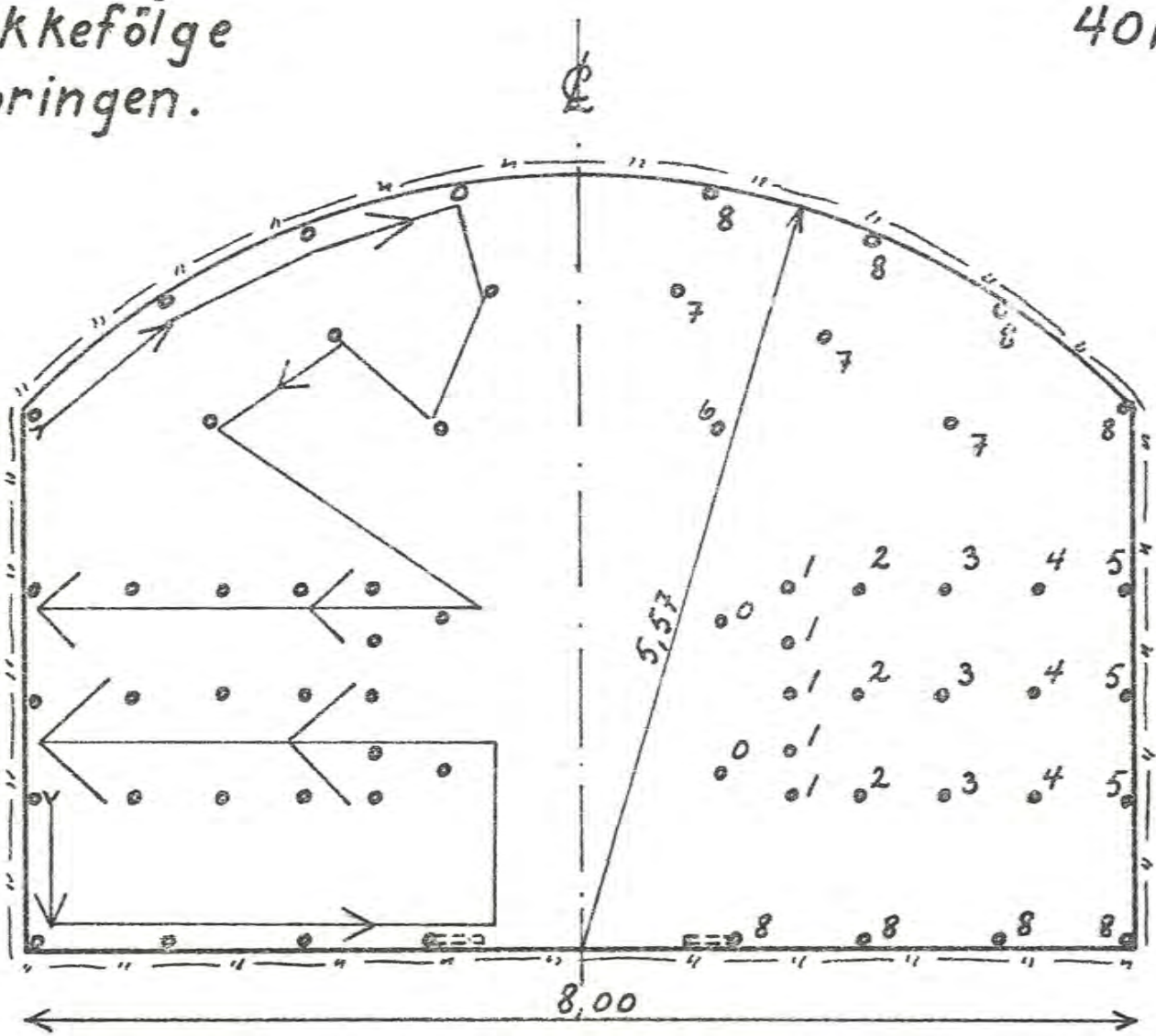


Fig. 2

Ing. Thor Furuholmen A/S
Tron Jørstad

KONTOR FOR FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK i samarbeid med
DEN NORSKE INGENIØRFORENING.

Konferanse i FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK.

FAKTORER SOM REDUSERER RENSKEARBEIDET I TUNNELER.

Foreleser:
Sivilingeniør Per Thommesen

Faktorer som reduserer renskearbeidet i tunneler.

Vi vil innledningsvis bemerke at det er vanskelig å gi konkrete svar og matnyttige tall på de spørsmål foredraget stiller, men håper likevel å kunne gi noen data av interesse.

For å begrense emnet velger vi her å diskutere tunneler med store tverrsnitt (over ca. 50 m^2), idet det er for disse profiler renskearbeidene oftest skaper de største problemer. Likeledes omhandles vesentlig rensk ved fjell som er såpass bra at regelmessig tunneldrift er mulig.

I stedet for å ramse opp alle faktorer som kan redusere renskearbeidene, velger vi heller å legge frem endel eksempler fra egne tunnelanlegg.

Renskearbeidets fordeling:
Renskearbeidene i en tunnel deles naturlig i 2, nemlig rensk av selve tunnelfronten, og rensk av vegger og tak. Den første rensk tjener kun til å sikre påhugg for neste salve, mens sistnevnte i tillegg tjener som et ledd i tunnelens permanente sikring. Det kan være av interesse å se hvorledes disse arbeider fordeler seg, og vi har foretatt noen tidsmålinger ved driftstunnelen på NES Kraftanlegg for å belyse dette spørsmål. Målinger er foretatt både i tunnel med stigematerrigg med borgang Nr. 11, og med JUMBO-rigg med 2" borkroner. Resultatene fremgår av skisse nr. 1. Antall foretatte målinger er muligens i minste laget til å gi noe helt eksakt bilde, men viser likevel den sannsynlige fordeling. Som det fremgår fordeler stufflagets rensketider seg slik: Borgang 11 med stigemating gir 40 % på vegger og tak, og 60 % på fronten. Tilsvarende tall for 2" utstyr er 43 % og 57 %. Som man kunne vente er rensketidene for grovhullsutstyret større enn for lett utstyr. Forskjellen er imidlertid mindre enn man kunne anta på forhånd. Videre fremgår at ukerensken som vi utfører med faste folk, utgjør en stor del av den totale rensketid (40 - 50 %). Det forbausende ved tidsmålingen synes å være at renskearbeidene på selve tunnelfronten krever mer arbeid enn rensk av vegger og tak. (Vi ser da bort fra ukerenskerne). Forholdene refererer seg til vanlig godt fjell.

Hullavstander og ladning vil fremgå av eksempler senere i foredraget. Ut fra disse resultater er det derfor like viktig å rette søkelyset mot bedre renskemetoder på selve tunnelfronten i like høy grad som på vegger og tak.

Renskemetoder:
De renskemetoder som ligger til grunn ved de omtalte tidsmålinger og også i de senere eksempler, er følgende:
Etterat salven er skutt og folkene kan begynne å arbeide etter røykpausen, foretas en foreløpig rensk av vegger og tak for å sikre folkene under opplastingen. Lastetiden er i dag kort, og endelig rensk er det derfor ikke mulig å ta fra røysa. Etterat lastingen er ferdig, benyttes renskekurv montert på lastemaskin, og endelig rensk foretas fra denne. Tidligere var det vanligvis mulig å foreta all rensk fra røysa, idet lastetiden den gang kunne være fra 6 - 8 timer pr. salve. Med moderne bore- og lastemaskiner er dette ikke lengre aktuelt, og ca. 80 % av renskearbeidet foretas fra renskekurv. En fordel ved renskekurven er at man kommer bedre på fjellet og rensken bør bli bedre med denne metode. Likeledes er renskearbeidet mirdre anstrengende å utføre, og effekten øker. De faste ukerenskere benytter mest fast stillas påmontert en mindre dumper.

I det følgende skal det oppgis endel erfaringer fra egne tunnelanlegg:

Eksempel I:
Nes Kraftanlegg. 65 m^2 tunnel med stigematerriggg og borgang 11. Bergart: Grovkornet gneis. Etter endel forsøk med forskjellige kransladninger etc., benyttes i dag kranshullavstand i vegger og tak = 1,oo m. Kranshullene lades med 2 - 25 mm x 8" dynamittgubber i bunn av hullet, derpå 12 - 25 mm x 8" geomitgubber og ytterst 1 - 25 mm x 8" dynamittgubbe som fordemning. Årsaken til fordemningen er at vi uten denne ofte fant geomit i røysa. Borhullsdybden er med 3,20 stenger ca. 3,oo m., lengde av upakket ladning er 14 x 20 cm. = 2,80 m, slik at kranshullene blir ladet helt ut. I det fjell vi går i, gir denne løsning pene flater og lite rensk. Stuffrensken øker med øket hullavstand, men med de hullavstander som borgang 11 betinger, blir disse såpass små at stuffrensken vanligvis ikke gir oss noen problemer. Normalt

renskes fra en salve etter endt opplasting 2 - 3 m^3 løs masse. En vesentlig årsak til at renskearbeidene er relativt gunstige, er bruk av stigematerriggen. Denne gir oss mulighet for god retning på kranshullene, men like viktig er det at innboringsdybden for alle hull kan utmåles fra borbukken med oppgitt innstilling av stigene. Det siste moment gir helt åpenbart mindre stuffrensk, idet tunnelfronten blir planere her enn ved håndholdte maskiner. (Se skisse Nr. 2.)

Eksempel II:
NES Kraftanlegg. 65 m^2 tunnel med IR-Jumbo og 2" hull.
Bergart: Tildels grov-sleppet Øyegneis. For å bestemme hullavstander og ladninger er det skutt endel prøvesalver. I dag benytter vi kransavstander i vegger og tak = 1,oo m. Prinsipielt velger vi kransavstandene alltid mindre enn avstand til nærmeste hullrad, dette gir vanligvis sikkerhet for at kransladningene virker fra hull til hull og ikke slår "ned". Under innkjøringen av IR-bukkene er det helt tydelig at all rensk avtar etter hvert som folkene blir trenet opp, slik at nøyaktig boring er en forutsetning for å minske renskearbeidene. Kranshullene lades i dag med 1 - 40 mm x 40 cm. dynamittgubbe i bunn, derpå 2 stk. lister m/0,9 kg. dynamitt pr. m., og ytterst fordemning med ½ dynamittgubbe. Borhullsdybde med 12' stenger er ca. 3,10 cm, og ladningens lengde er 3,oo. Forsøk med lister med 0,8 kg. dynamitt pr. m. ser ut til å gi samme resultat, og disse vil bli benyttet heretter. Denne løsning gir pent profil og lite rensk under vanlige forhold.

Vi skal kort referere endel av forsøkssalvene. På figur nr. 3 er vist et salveskjema som ble benyttet ved de første salver i tunnelen. Salven brøt bra, men ga for mye stuffrensk. For å få et rimelig renskearbeid ble det boret hjelpehull i kutten, slik at ladningene i langkutten kunne reduseres. Likeledes måtte vi øke antall strossehull fra 11 til 14 stk., Disse tiltak reduserte selve frontrensken i vesentlig grad.

Det er klart at storhullsboring gir mer stuffrensk enn f.eks. borgang 11, i allfall i den bergart vi driver i. Pr. salve renskes vanligvis ned dobbelt så mye stein som tilsvarende med borgang 11. Prøvesalven ga også knøler i sålen, dette ble rettet

opp ved å løfte nærmeste hullrad slik at liggerne fikk tyngere tak. Forsøk med å benytte Geomit i kranshullene ga mer renskearbeid. Vi har forsøkt med Trinit- og Geomit-rør, men det synes som listeladningene hittil har gitt best resultat. - Vi har boret endel 14' salver, og disse har gitt større renskearbeid. Dette skyldes vel at jo lengre salven blir, jo mer unøyaktig blir boringen. Et annet forsøk gikk ut på å bruke ekstradynamitt ut fra den teori at en kraftigere bunnladning ville "bomme" opp stuffen mot nærmeste slepper. Forsøket var negativt, og ga også så lang og lav røys at renskearbeidet fra røysa ble umuliggjort.

Eksempel III:
HARPEFOSSEN KRAFTANLEGG.

a) 70 m^2 toppstoll. Bergart. Leirskifer og sparagmit. Salvebryting 2,8 - 2,9 m. Borutstyr: Stigematere m/borgang 12. Kranshullavstand = 1,oo m. Ladning kranshull med 1,8 kg. sprengstoff pr. hull, hvorav 80 % Geomit. Det ble tydelig observert at når en av stigematerne var ute av drift og håndholdt reservemaskin ble benyttet, ble kransen ujevn og medførte mer rensk. Renskearbeidet ble utført med 1 - 2 mann fra røysa samt rensk fra kurv.

b) 60 m^2 bunnstross. Drives med horisontale hull med salveinndrifter på 4 m. Renskearbeidet utføres for veggene av 1 mann under lasting. Fronten renskes med hele tunnellaget, og dette tar ca. 1 time. Det bores fra stigemateriigg. Veggullene lades med dynamitt i bunn og resten med Geomit. Borgang 11 benyttes. Som et ledd i å lette frontrensken er det på lastemaskinenes skuff (Cat.966) montert en stang med påsveiset plate i enden. Utstyret er enkelt og til god hjelp.

Eksempel IV:
Bundstross 75 m^2 i tunnel. Utført m/stendere og 2 ½" hull. Kransavstand = 1,oo m. 25 $^m/_m$ dynamitt patroner ble tredd på streng m/1 stk. 40 $^m/_m$ patron i bund. Resultatet var en vegg som bergarten tatt i betraktning, ga et pålitelig og bra inntrykk. Kranshullene var delvis synlige etter sprengningen. Rensken ble foretatt etter at bundstrossen var utført. Det ble benyttet 2 mann og bil med lett renskestillas. Arbeidsydelsen

for renskere inkl. sjåfør var 3-4 m^2 pr.arbeidet time. Inspeksjon av tunnelen etter 1 år i drift viste ubetydelig nedfall av stein. Sammenlignet med veggene i toppstollen (70 m^2) som ble boret m/håndholdte maskiner, var veggene i bundstrossen atskillig jevnere og uten de typiske hakk etter hver tunnelsalve.

Presplitting:

Vi vil også få lov å berøre emnet presplitting. Vi har liten erfaring med presplitting i tunneler, men med tillatelse fra Fjellsprengningsutvalget refererer vi noen forsøk som er utført i en 50 m^2 tunnel:

Der forsøkene ble utført krevde fjellet meget rensk pr. salve, ofte 4 - 5 timer. Grovt sleppete fjell, og sleppene belagt med leire og andre sekundær-mineraler. Presplitt ble forsøkt utført separat uten oppboring av selve salven. Hullavstand = 60 cm. 14' stenger med 2" kroner. Ladning med 500 gr.pr.m. hull, utført med 20 mm dynamitt lagt i "plastrenne". Hullene lades helt ut. Presplitt ble utført i taket. Resultatet var meget bra med tydelig splitt mellom alle hull. Endel stein faller ned fra stuff, slik at 1 - 1,5 m. av splitten ble synlig. For å bedre forholdene yderligere ved overgang vegg - tak, bør hullavstand her ligge mellom 40 - 50 cm., og splitten føres et stykke nedover i veggene. Observert avvikelse mellom hullenes parallellitet i bunn, ca. 25 cm. Variasjon i hullavstandene 50 - 75 cm.

Et annet forsøk gikk ut på at ytre hullrad ble boret med 60 cm. avstand mellom kranshullene. Avstand til nærmeste rast = 60 cm., denne har også hullavstand = 60 cm. Listeladninger med henholdsvis 300 gr/m og 900 gr/m. for disse raster ble benyttet. Ytre rast fikk tenner nr. 11, og nærmeste rast nr. 10, og alt ble skutt sammen med salven. Endel lister ble funnet i røysa. Årsaken hertil var antagelig for stort tidsintervall ($\frac{1}{2}$ sek. tennere) mellom de 2 ytre raster. Resultatet var bra for høyre side av taket, mens venstre side var stygt forrevet p.g.a. storsleppet og dårlig fjell. Vanskeligheten ved å skyte presplitt før salven bores, er at splitten gir nedfall av stein som betinger egen opplasting m/tilhørende rensk. Dette sammen med at selve presplitten i et slikt tilfelle krever egen tilrigging, gjør neppe denne metode økonomisk. Skal presplitt benyttes må det i allfall være sammen med selve salven. Virkningen av pre-

splitt i form av penere profil og mindre rensk er imidlertid helt åpenbar.

Om presplitt i alminnelighet kan det vel sies at metoden neppe tjener til å redusere renskearbeidene i økonomisk forstand. Merutgiftene ved presplitt er så pass store at det må være andre årsaker til at metoden skal benyttes. Det tenkes da på estetiske grunner, eller i tilfelle hvor fjellet er så pass dårlig at presplitt kan erstatte andre sikringsarbeider. Vi har som nevnt liten erfaring i metoden, og håper andre kan bidra med mer positive opplysninger.

Til slutt noen alminnelige betraktninger over renskearbeider. I en tunnelpris gis vanligvis pris pr. m. tunnel, i tillegg hertil gis priser på ulike typer sikrings- og forsterkningsarbeider. I lm-prisen medtas utgifter til den ordinære drift inkludert vanlig rensk pr. salve og ukerensken. Problemet med begrepet "ekstra rensk" dukker opp når renskearbeidet er så stort at den rytmiske drift hindres. Denne rensk er det ikke mulig å vurdere på forhånd, og jeg vil hevde at en slik "ekstra rensk" bør holdes utenfor faste priser og utføres etter andre avtaler. De spesifiserte systematiske sikrings- og forsterkningsarbeider kan vanligvis utføres etter spesifikasjonene og skaper ikke problem av samme art som gjelder "ekstra rensk". En diskusjon om dette emne kunne kanskje gi mer ensartede forhold ved kontraktsslutninger om tunnelarbeider.

NES KRAFTANLEGG – 65 m² TUNNEL

RENSKETIDER:

FIG A: 2" HULL M/ 12' STENGER

FIG B: BORGANG 11 M/ 3,20 M STENGER

ALLE TALL ER MIDDEL PR. SALVE

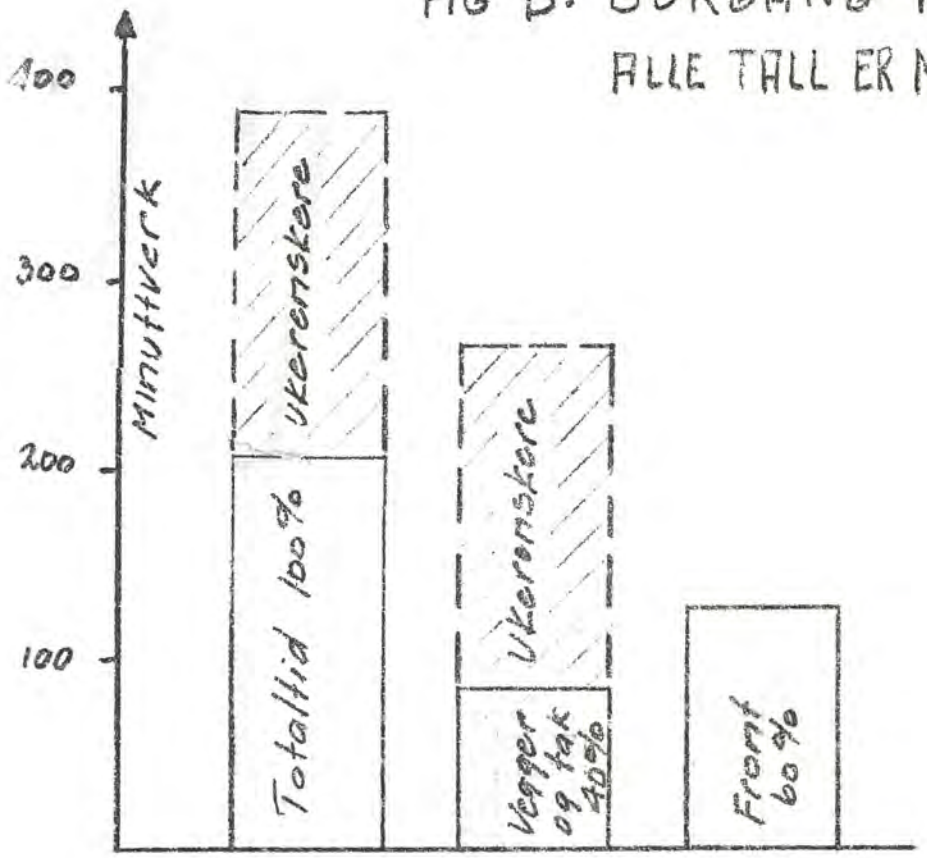


FIG. E

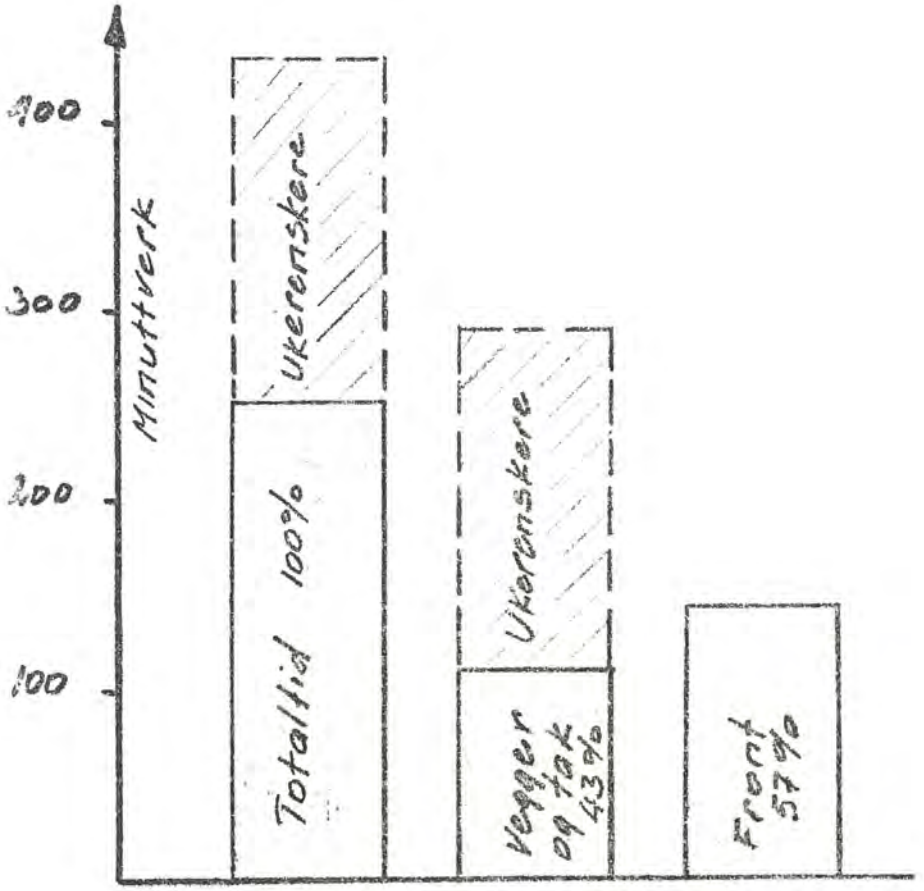
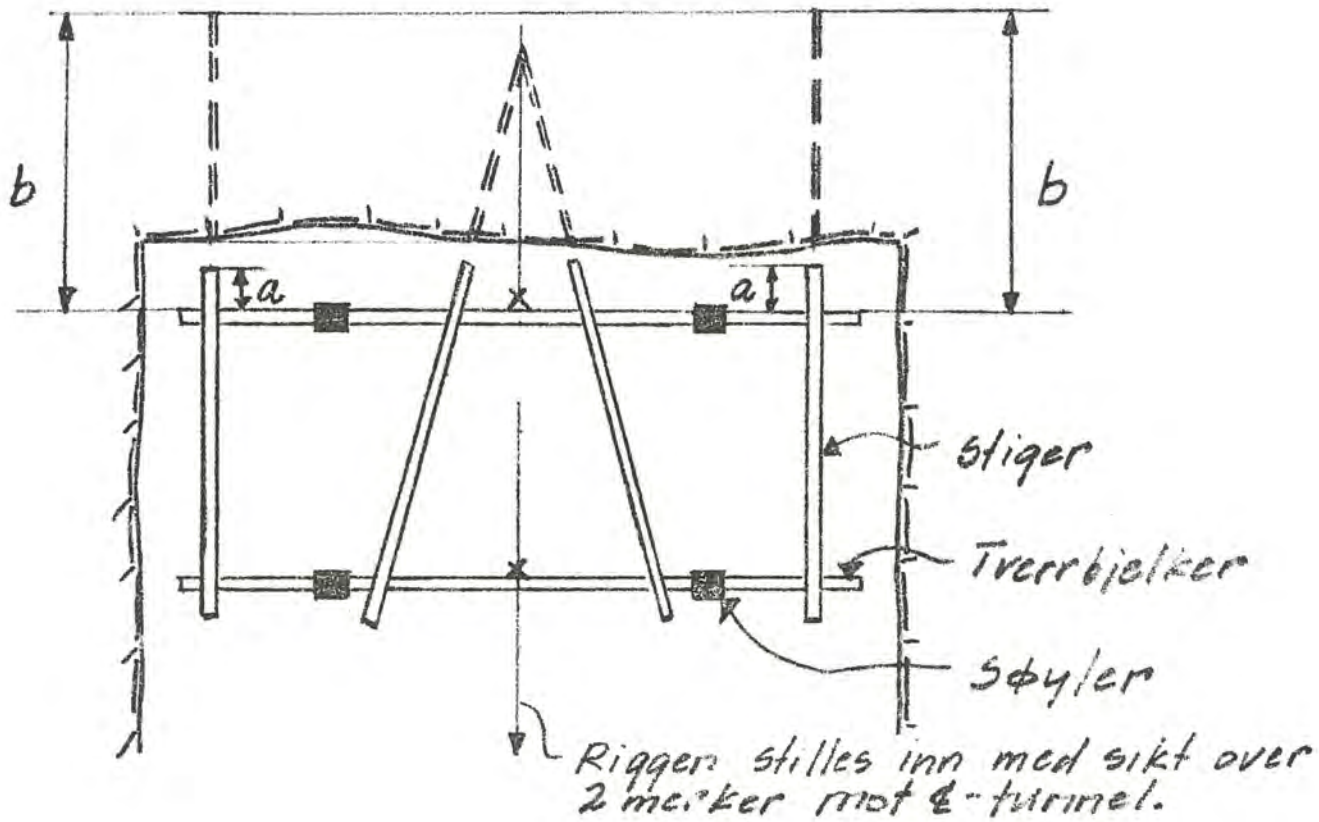


FIG. F

SKISSE 2



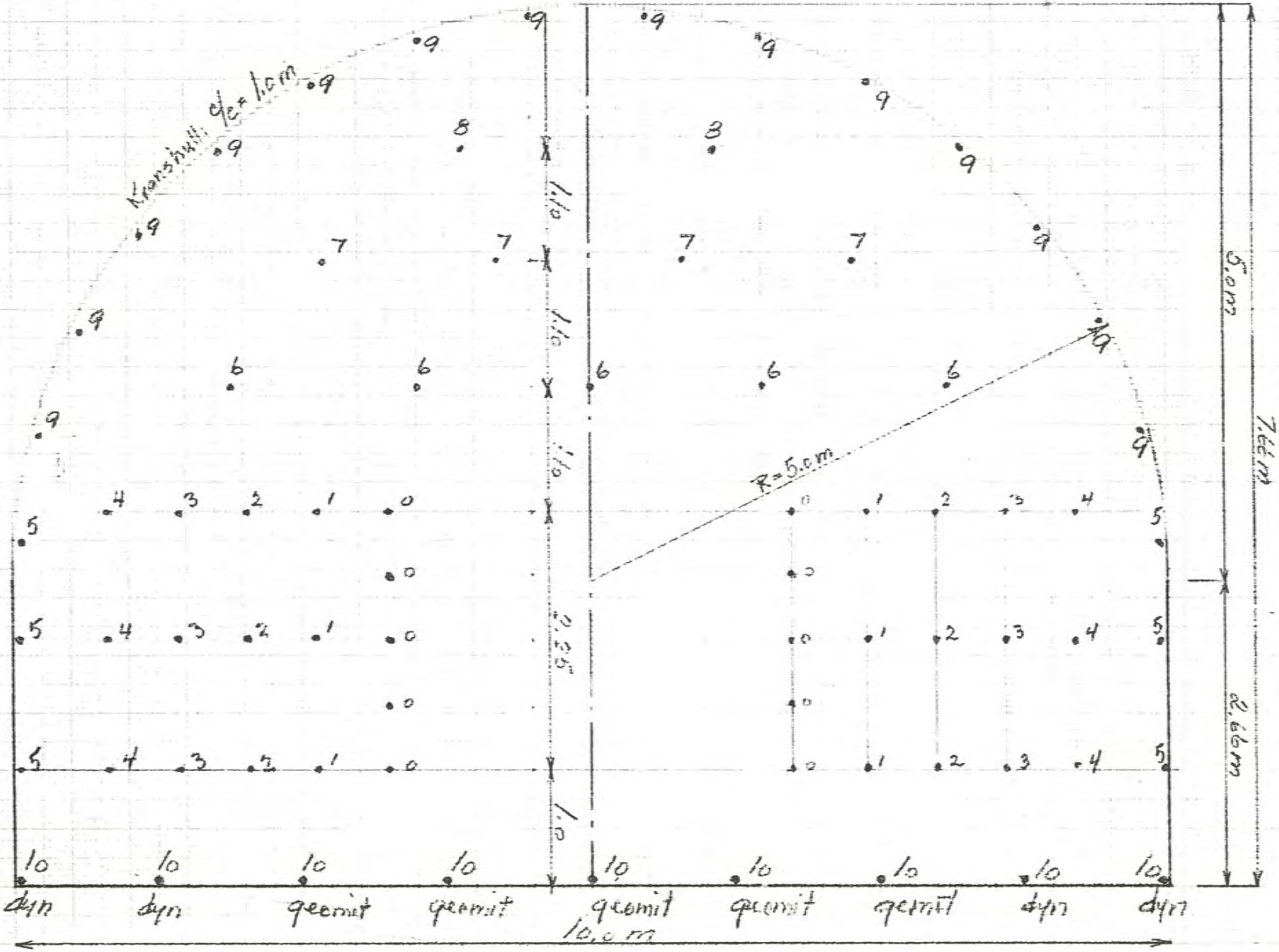
PRINSIPP STIGEMATING

SETT OVENFRA

Avstand „a" stilles lik for alle stressetak og kranes hull. Innboringsdybden „b" blir derved lik for disse hull

Prøvesalve på Tl. 17/4-1964.

Salvelengde: ca 3,0 m
Huldiameter: 2"



Ladning:

Kums: 1 dyn + 2 lister
+ ½ dyn.

Stross: 4 dyn

Kilt: 4 dyn i den innerste rast.
3 dyn i de øvrige.

Lister: 7-8 stubber
i hvert hull.

dyn veier 0,720 kg/m

gemit 0,530 kg/m

Lister ca. 1 kg/m.

FIG. 3

KONTOR FOR FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK i samarbeid med
DEN NORSKE INGENIØRFORENING.

Konferans i FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK.

RENSK I HØYE BERGROM.

Foreleser:
Driftsleder Åge Østerstrøm

Innledning.

Takrensk i høye bergrom kan være så mangt, men jeg vil i det følgende gi noen opplysninger om hva slags utstyr som brukes og hvordan arbeidet utføres ved en stor kalkstensgrube.

Gruben drives etter rom og pillar metoden. Den åpnes under hengen med tunneler på 14 x 7 m. Borutrustningen er 4 1/2" driftere og hulldiameter 51 mm. En borrigg er utstyrt med rotary - percusive dreieslag bormaskiner og hulldiamter 40 mm. Det kan ikke påvises noen forskjell i renskearbeidet innen disse hulldiametre. Avbyggingen mot liggen skjer med 3 paller à 8 m høyde. Maks. takhøyde foreløpig er 23 m. Fjellet er gjennomgående bra. Systematisk bolting er ikke nødvendig, og kun forkastningssoner og diabasganger blir kledd med netting. Stempling er anda bare utført på et lite parti.

Bilag nr. 1 viser den prosentvise kostnadsfordeling av driften. Her fremgår det at renskearbeidet utgjør 13% av totalkostnaden. Bilag nr. 2 viser den prosentvise fordeling av sum manntimer i driften (Rep. og vedlikehold er holdt utenfor). Som man ser er det medgått 30% av timene til renskearbeidet, tross i at dette arbeidet er "mekanisert" så langt som det idag lar seg gjøre. Tempoet i selve arbeidet kan ikke klandres. Driften har fellesakkord og renskearbeidet inngår i denne. Tunnelene skal heller ikke sikres for "tid og evighet" da det regnes med at etter maks. 6-8 år skal området rømmes.

Utstyr.

2 stk. Simon hydrauliske rensketårn, maks. arbeidshøyde 12m. Hydraulikkpumpen er utstyrt med både el.- og dieselmotor. Tårnet kan manøvreres enten fra bakken eller fra plattformen. Det bærer to mann og bormaskin. Tårnene er montert på hver sin Volvo Viking. Bilag 3. 1 stk. rensketårn av bergingeniør Brander's konstruksjon. Dette tårnet har en maks. arbeidshøyde på 23 m. Trass i den store høyden er tårnet usedvanlig støtt o pålitelig. Alle sylindere er utstyrt med låseventiler slik at om en slange går i stykker blir tårnet stående i

samme stilling. Dessuten er motoren for hydraulikpumpen utstyrt med "dødmannsknapp". Tårnet er garantert for en nettobelastning på 500 kg. Tårnet kan som på Simon manøvreres enten fra bakken eller fra plattformen. Hydraulikpumpen blir drevet av en luftmotor. Tårnet er montert på en 15 tons Euelid. Bilag 4.

Til takbolting brukes en spesiell bormaskin som borer hullet, slår fast bolten og drar til mutteren. Bilag 5 og 6.

Til hjelp for renskearbeidet utenom de vanlige spett og kiler brukes en lett håndholden kilemaskin Atlas BBD 11 LTS. Denne er utstyrt med pistolskjefte og veier bare 9 kg.

Arbeidsfordeling.

Det skilles mellom to typer renskearbeide. Den daglige stuffrensk og etterrensken. Den daglige rensken utføres vanligvis av 4 mann som arbeider sammen 2 og 2. Arbeidet utføres på konvensjonell måte fra et rensketårn. Det er ingen spesiell kontroll med arbeidet hvis karene ikke støter på ekstra vanskeligheter. Det brukes vanligvis 4 timer på en stuff (100 m^2) d.v.s. 8 manntimer. Stuffrensk utgjør ca.60% av det totale renskearbeidet.

Etterrensken utføres av to faste menn. De rensker og kiler, utfører bolting og henger på plass netting der dette trengs. Det er utført endel forsøk med forskjellige boltetyper og resultatet av disse forsøkene følger nedenfor:

Vanlig 1" kilebolt tåler	9 tonn
" " " innstøpt tåler	12 "
Innstøpt borstål tåler	16 "
Ekspansjonsbolt 3/4" tåler	10 "
Innstøpt 7/8" brukt wire tåler	13 "
" 1" kamstål tåler	30 "

Når resultatet av dette ble sammenholdt med kostnadene av selve bolten pluss arbeidsutgiftene, kom man frem til at

vanlig 1" kilebolt ble best og billigst i de fleste tilfelle. Blir det vanskelig å få dekket belastningen med kilebolter brukes innstøpt 1" kamstål.

Innstøpningen av bolter skjer på følgende enkle måte:
I en bøtte has cement og vann i et forhold som under blanding gir en passelig tykk grøt. En stor plastslange med ytre diameter 3-4 mm. mindre enn borhullsdiameteren stikkes ned i bøtten. Inne i slangen er et stempel, og som stempelstang brukes en stiv plastslange av passende diameter. Den ytre plastslangen fylles av mørtel ved å trekke stemplet utover. Den fylte slangen føres inn til bunnen av borhullet og ved å trykke stemplet innover, samtidig som slangen trekkes utover, fylles borhullet med mørtel. Deretter slåes bolten på plass og etter noen dager trekkes mutteren til.

På de fleste fjellbolter brukes en pute mellom underlagsskiven og fjellet. Den kan være av 2" x 4" impregnert plank eller kanaljern med steget ut. Denne pute brukes for at bolten skal kunne sette seg noe i hullet. Puten menes å være av stor betydning, spesielt ved vanlige kile- og ekspansjonsbolter. Boltene plasseres så uregelmessig som mulig, da bolter på en linje skaper bruddanvisning. Det sistnevnte har man hatt styggе eksempler på. Fjellboltene brukes i forskjellige lengder fra 60 cm. til 4m., men alle med 1" diameter.

Nettingen som henges opp er vanlig galvanisert, med 40 mm. ruter og 4 mm. tråd. Den brukes i 1 og 2m.'s bredder.

Etterrensken kontrolleres av skiftformann. I spesielle tilfelle tilkalles stiger eller driftsleder. På hvert skift føres en etterrenskrapport som går via stiger - driftsleder - overingeniør til grubemåleren som fører dette inn på et renskekart som til enhver tid viser vilke områder i gruben som er ferdigrensket. Bilag 7.

Presplitting.

Presplitting i pallboringen er uten tvil av stor betydning.

Det må brukes det dobbelte antall hull ved veggen, men når renskearbeidet i pallen blir redusert med 70% betales merboringen mange ganger. Det er eksempler på at en hullavstand ved veggen på opp til 1 m. har gitt god splitt selv i seig kalkstein. Vanligvis brukes 75 cm. Presplitten skytes enten først eller går på nr. 0 i salven. All lading er ANOL og for å redusere sprengstoffet i vegghullene brukes en lekte i hullet. Man kunne naturligvis redusere diameteren på vegghullene, men det fordrer igjen 2 typer borstålutrustning eller 2 forskjellige borrigger. Og med den forholdsvis lettborede kalksten man har er det sistnevnte ikke hensiktsmessig.

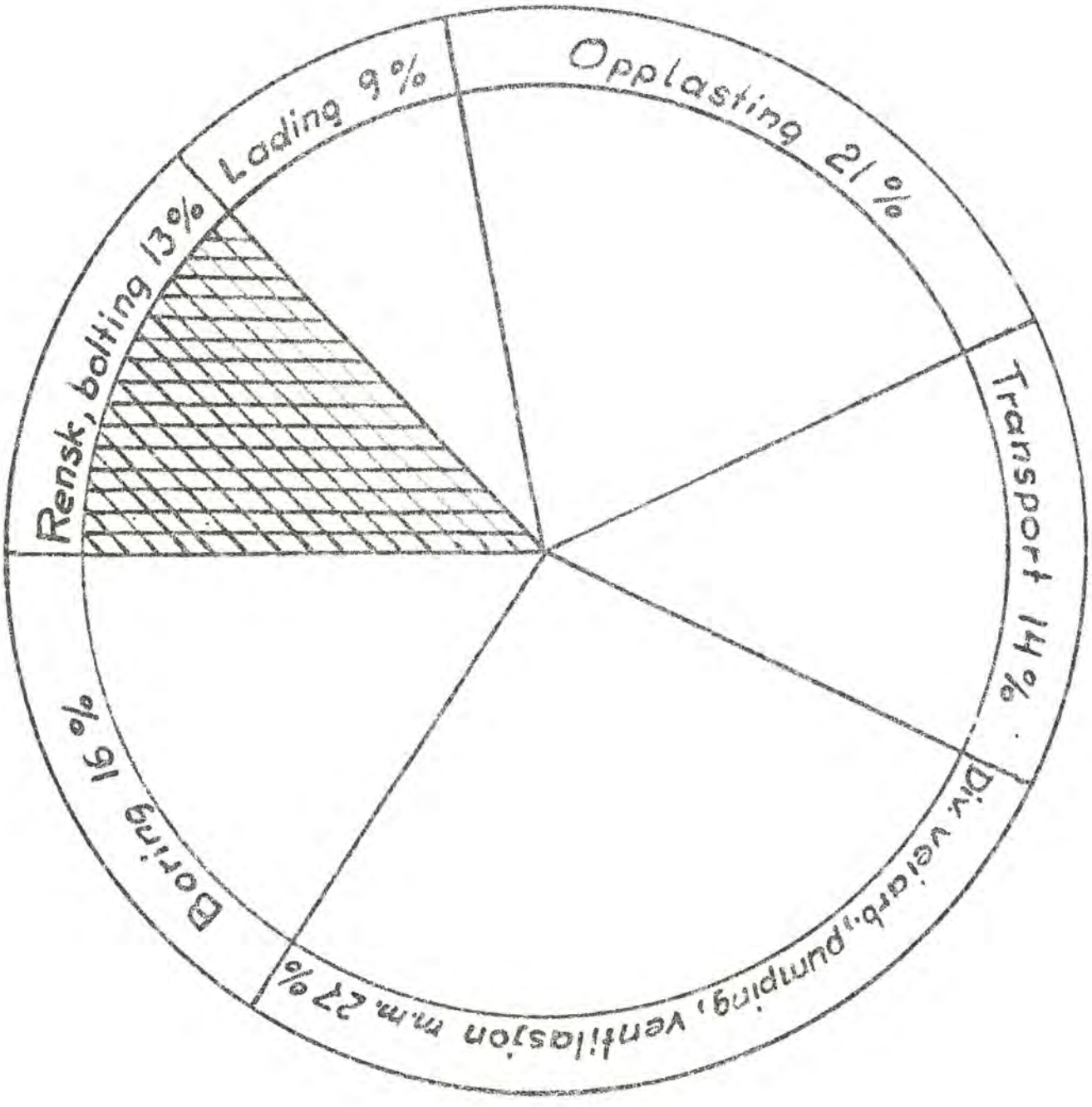
Avslutning.

Som det er vist på bilag 2 er takrensken i høye bergrom den mest tidkrevende enkeltoperasjon. Man kan ikke redusere på den, men ved en grundig behandling av problemet må man på lengere sikt kunne komme frem til en mer avansert teknikk for selve kile- og spettarbeidet.

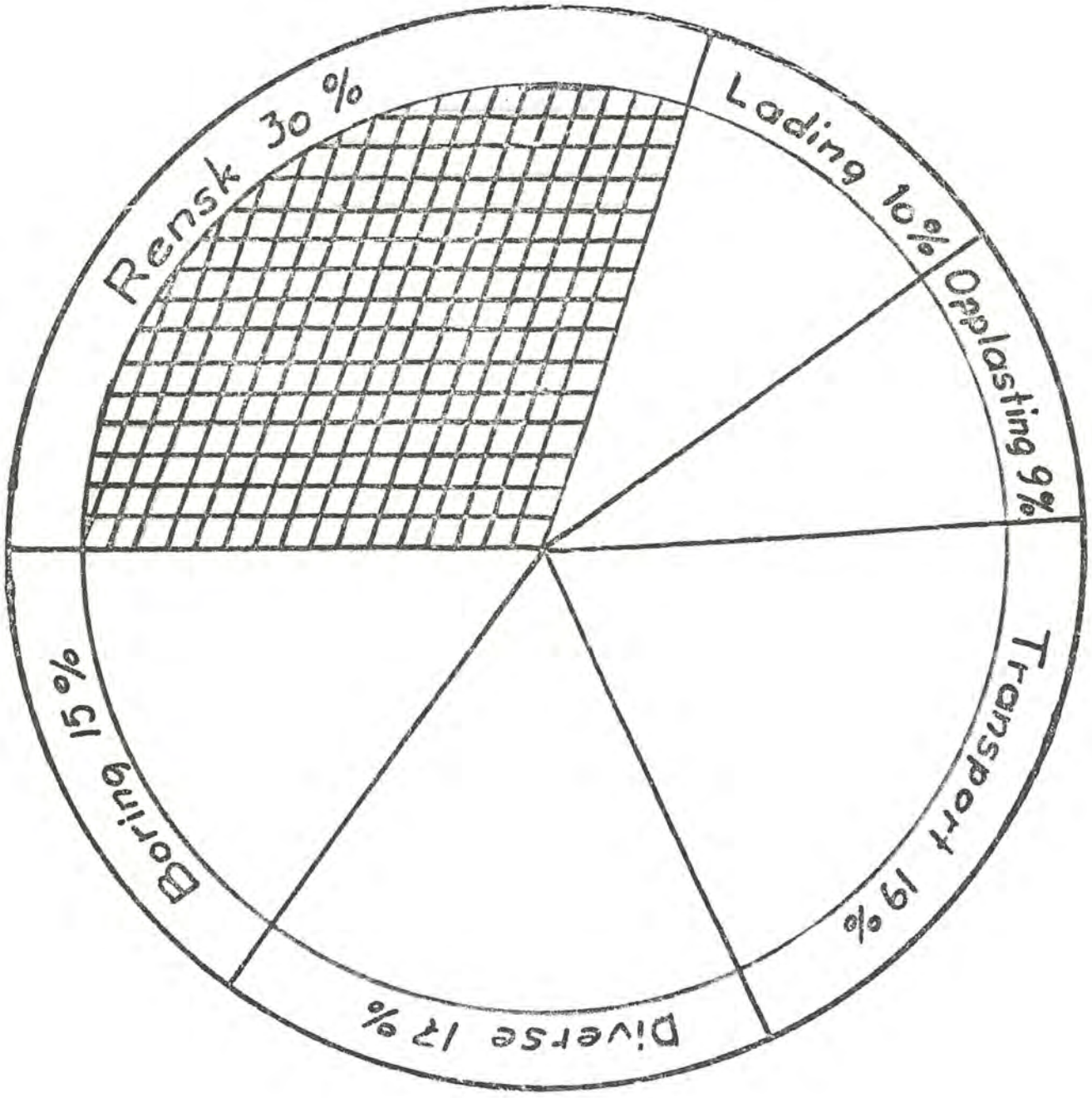
Brevik 12/10.64

AaØ/BN

KOSTNADSFORDELING i % ved underjordsbryting i høye bergrom.
Tallene bygger på de første 8 mnd. av 1964.



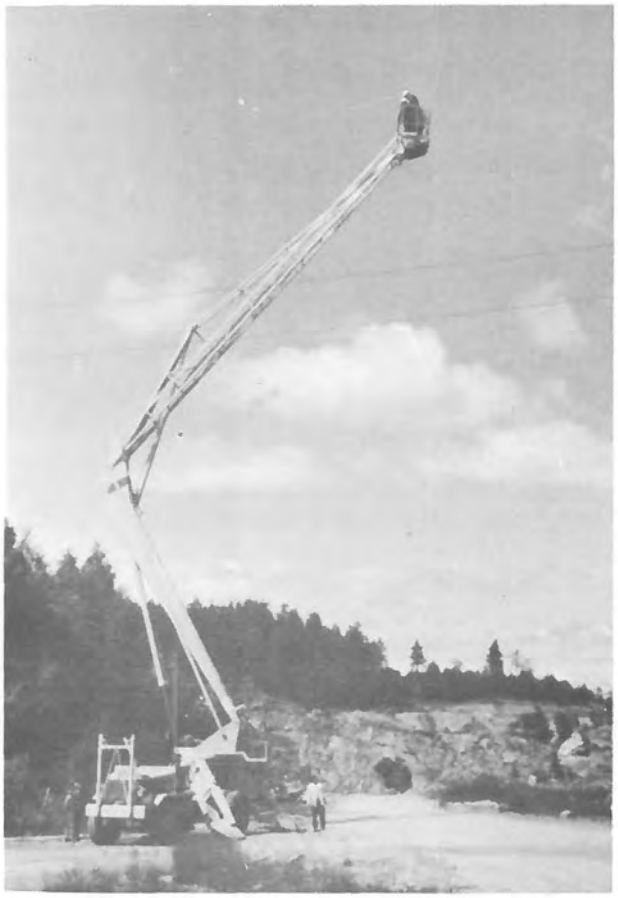
TOTALE MANNTIMER i %, fordelt på de samme grupper. Tallene bygger på de første 8 mnd. av 1964. (Vedlikehold og rep. er holdt utenfor).

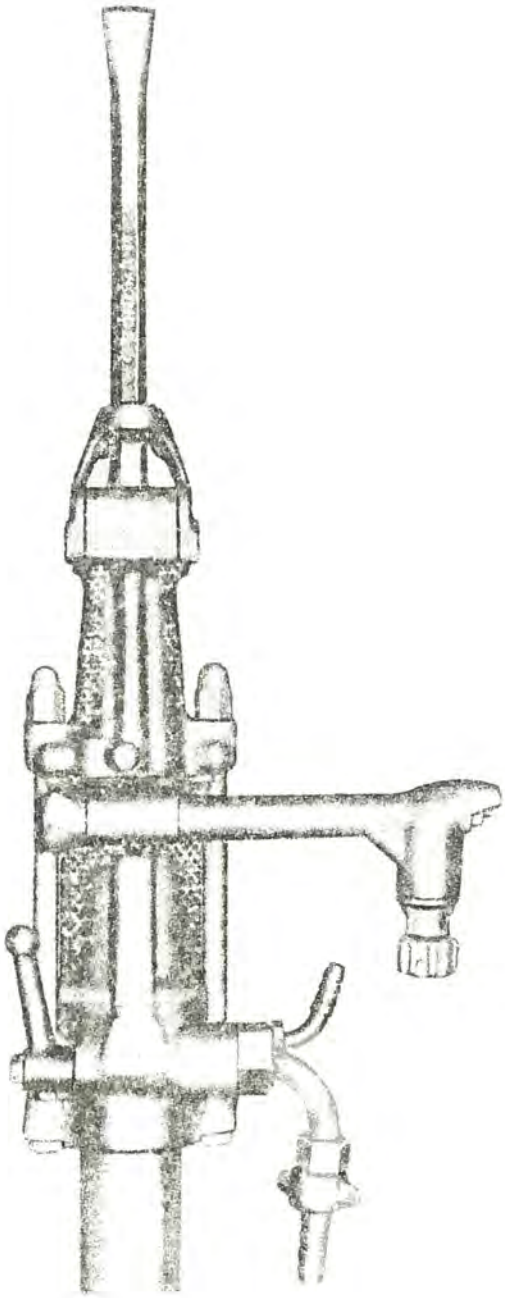


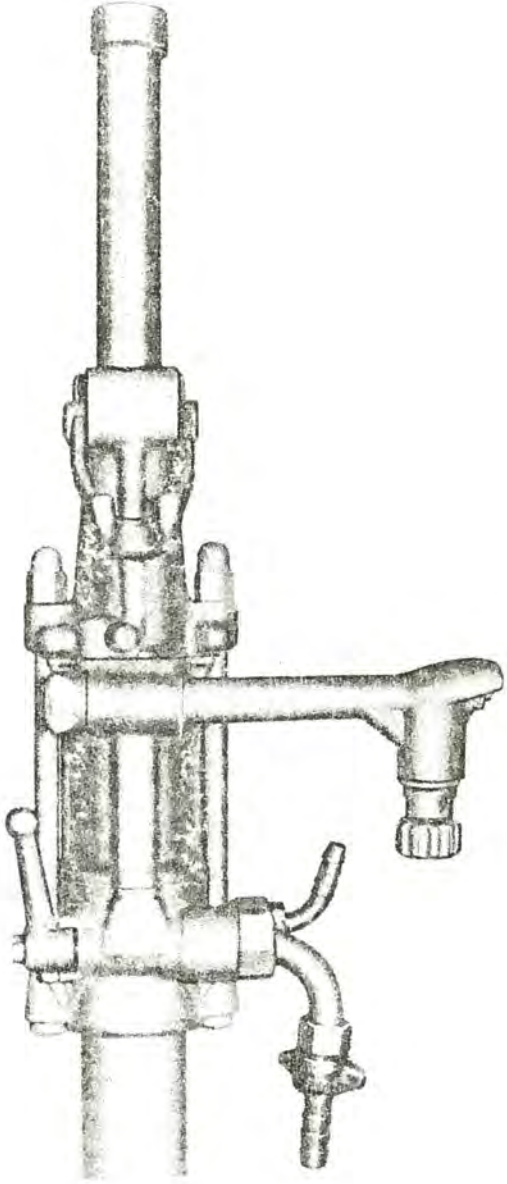
Bilag 3



Bilag 4







Bilag 6



½ D. P.-C.

RAPPORT

Sikring av heng og pillarer i Gruben

Dato: / –

Periode: / – / –

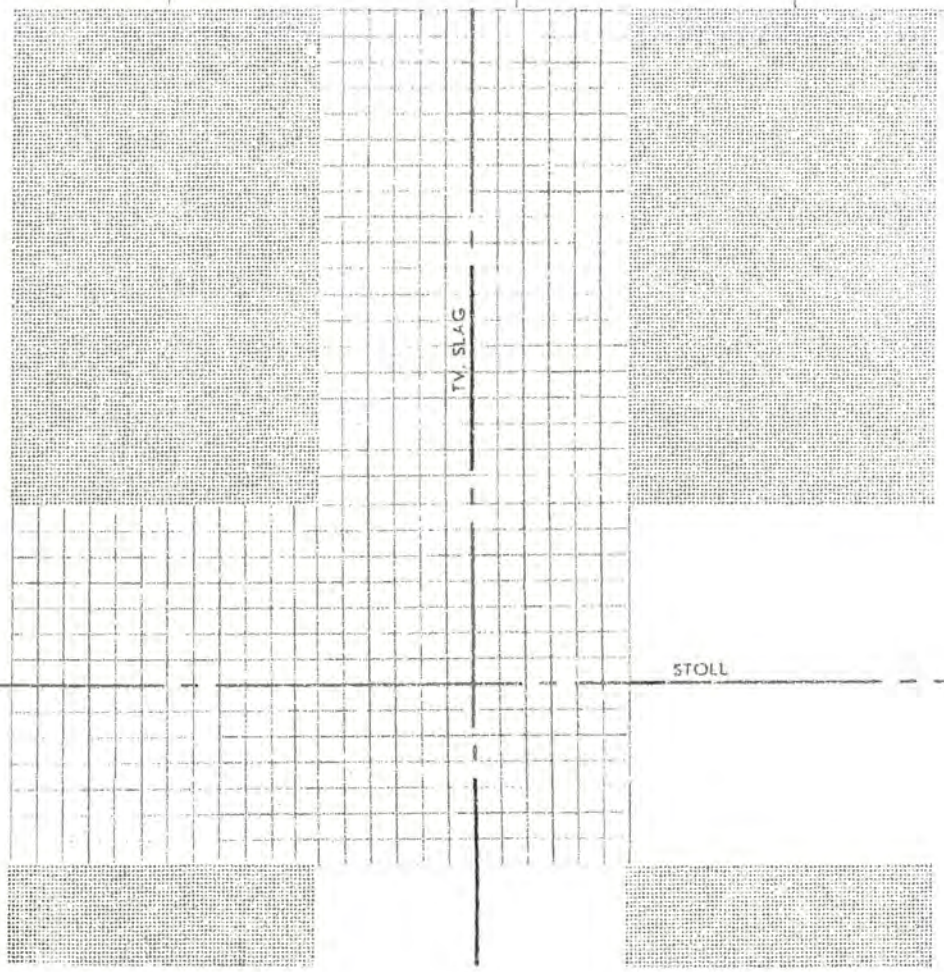
Tv. slag nr._____

		Stoll		Tv. slag	
Etterrensk	Heng				
	Pillar	H. side	V. side	H. side	V. side
Bolting	Lengde	1 m ×	2 m ●	3 m ⊗	4 m △
	Antall				
Netting	Heng	Stoll		Tv. slag	
	Pillar	H. side	V. side	H. side	V. side
	Avst. fra heng				

Anmerkninger:

Det skraverte felt på skissen er kledd med netting.

Arb. utf. ved: | Bas: | Stiger:



Sett:

249 AJB 12 63 2000

KONTOR FOR FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK i samarbeid med^
DEN NORSKE INGENIØRFORENING.

Konferanse i FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK.

PRESPLITTING SOM UNDERSØKELSE AV SPRENGBARHET.

Foreleser:
Bergingeniør Anders Heltzen.

PRESPLITTING SOM UNDERSØKELSE AV SPRENGBARHET.

Undersøkelse av fjellets sprengbarhet er i praksis ofte meget vanskelig å gjennomføre. Forhold som: varierende bergartstype inhomogen mineralsammensetning og ulike kornstørrelser i en og samme bergart, grad av oppsprekning, bergartens textur osv. vil spille en avgjørende rolle for resultatene. Disse inhomogenetilstandene vil alltid innvirke på hvilken som helst metode man benytter for bestemmelse av fjellets sprengbarhet.

K.H.Fraenkel har satt opp en ligning hvor sprengbarheten kan bestemmes på grunnlag av maks. forsetning, hulldybde, høyde av ladningen og hulldiameteren.

$$hd^2 = \frac{50^{3.3} \; V_{max}^{3.3}}{(S^{3.3} \; Hd \; 2/3)}$$

h=høyde av ladning (m) S= sprengbarhet
d=borskjærdiameter (mm) H= borhullsdyp (m)
V=forsetning (m).

Forsøksprengninger for å bestemme sprengbarheten utføres da i feltet på det viset at en prøver å bestemme den ladningsmengden som skal til for å sprenge et 1.33 m dypt vertikalt borhull (33 mm diam) på en 1 m høy loddrett pall med maks. fremkast av det utbrutte berg på 1 m. Etter en rekke forsøk har man så kunnet sirkle inn en minimal ladningsmengde for en slik sprengning. Denne er så blitt et mål for fjellets sprengbarhet. I praksis har vel fremgangsmåten fått svært liten anvendelse.

Ved forhåndskalkyler for sprengninger av tunneler, skjæringer

og tomter er det entreprenørenes egne erfaringstall som legges til grunn for antatt sprengstoffmengde pr. m^3. På grunnlag av innsamlede data har Kontor for fjellsprengningsteknikk tegnet opp kurver for spesifikt sprengstofforbruk ved tunelsprengning i tungskutte, middels og lettskutte bergarter. Fig. 1. Tilsvarende kurver er tidligere også utarbeidet for grøftesprengning fig. 2 (Publ. 4 s.19) og for mindre pallsprengninger, fig. 3.

Mange entreprenører har imidlertid høstet den erfaring at det virkelige sprengstofforbruket ikke stemmer overens med de forhåndskalkyler som er foretatt. Dreier det sig om større anlegg, vil et merforbruk av sprengstoff føre til betydelige økonomiske konsekvenser for entreprenør, resp. byggherre. Tilfeller av denne art forsterker ønsket om på forhånd å kunne skaffe seg sikre opplysninger om fjellets sprengbarhet.

Forfatteren ble for en kort tid tilbake forespurt om det var mulig under tunneldrift med forsøk å kunne finne frem til en sammenheng mellom sprengstofforbruket og sprengbarheten hos 2 ulike bergarter. En konvensjonell metode ville her vært å bore hull på skrå inn i veggene av tunnelen, ca. 45° på tunnelretningen. Man ville ha holdt konstante borhullengder og ladet borhullene nøyaktig like. Ved å måle hvor stor del av borhullet som ble frilagt etter sprengningen, ville man sannsynlig få et mål for bergartenes sprengbarhet. Denne fremgangsmåten syntes imidlertid å være beheftet med så mange feilkilder og også driftsmessige forstyrrelser at jeg fant å søke etter bedre metoder. Kunne man f.eks. ved presplitting få frem verdier av betydning for bestemmelse av sprengbarheten ? Ved presplitting oppnår man ved samtidig detonasjon av sprengladninger i parallelle hull å få dannet riss mellom disse hullene. Rissene fremkommer ved at bergarten mellom borhullene ved detonasjonen utsettes for strekkpåkjenning. Er denne påkjenningen større enn bergartens kohesjonskraft vil oppsprekning mellom hullene inntreffe. Det skulle derfor være nærliggende å tenke at den maksimale avstanden for riss-

dannelse mellom 2 hull i en søm, skulle være et mål for bergartens sprengbarhet, eller om man vil, oppsprekningsevne. Kunne man komme frem til gunstige resultater her, ville denne metoden by på enkle forhold og lite ulemper under utførelsen. Det er innlysende at det som innledningsvis er sagt om bergartsforholdne på prøvestedet, også i høy grad gjelder for forsøk på sprengbarhetsbestemmelser v.hj.a. presplitting. At de i sterkere grad vil influere på resultatet enn ved denne gjengse metode, er vel imidlertid lite sannsynlig. Man stilles likevel overfor en rekke usikkerhetsmomenter, hvordan skal f.eks. splitten legges i forhold til lagdeling eller typiske sleppesystemer ? Vil en splitting av bergarten være avhengig av en fjelloverdekning som måtte forefinnes på forsøksstedet ? Slike faktorer må bli gjenstand for senere undersøkelser.

De innledende forsøkene med presplitt, for å finne frem til sprengbarhetsforholdene hos to ulike bergarter, ga så interessante resultater at de på tross av sine mange usikre faktorer vil være av interesse å omtale nærmere.

Forsøkene ble standardisert etter følgende mønster:
Splitthullene ble boret i samme vertikalplan loddrett på tunnelveggen.

Samtlige hull var 1.7 m lange og var boret med 33 mm borskjærdiameter.

Hullene ble ladet med 100 gr. dyn. i bunnen og videre 3 stk. rørladning a 0.5 m utover i pipen. Samlet sprengstoffvekt ca. 445 gr. pr. hull, eller ca. 260 gr. pr. m borhull. Momenttenner ble plasert i dyn.patron innerst i borhullet.

Den gjenstående uladete del, ca. 5 cm., ble fordemmet med vatt. Det vises til fig. 4.

Den mest sprengstoffkrevende bergart var en breksie med fragmenter hovedsaklig bestående av feltspat i en finkornet grunnmasse av amfibolitt. Der forekom i relativt liten måle-

stokk parallell oppsprekning, hovedsaklig etter to sleppesystemer. Det var imidlertid ikke noen vanskelighet å finne steder hvor forsøk med presplitting kunne gjøres uten at oppsprekningsforholdene i vesentlig grad forstyrret resultatene.

Splittforsøk i breksien ble foretatt med hullavstander varierende mellom 25 og 68 cm. I fig. 5 er det vist skisser over 4 splitter, og riss mellom hullene i splitten er tegnet inn. Man vil for de minste avstandene se et relativt rettlinjet riss mellom borhullene. Etterhvert som avstanden mellom hullene økes, blir risset svakere og mindre og mindre rettlinjet. Ved ca. 55 cm's hullavstand opptrer ikke lenger noe sammenhengende riss mellom hullene. I fig. 6 er fotografisk vist resultater av splitting med ca. 50 cm. hullavstand. Risset er på fig. fulgt opp med krittstrek.

Bergarten man ønsket å sammenligne med var en typisk granitgneis. Denne bergarten har minst tre utviklete hovedsleppesystemer. Den gjennomsettes videre hyppig av smale granitpegmatitårer og tildels også av smale amfibolittganger. Valg av gunstige forsøkssteder hvor hele sømmen kunne plaseres i homogen bergart, var noe problematisk. Likedan var det vanskelig for hele sømmen å unngå innflytelse av skifrighetsplanet og markerte slepper. Man kunne imidlertid plasere de fleste splittene slik at deler av dem befant seg under gunstige forhold. Hullavstanden i sømmene ble variert mellom ca. 50 cm og ca. 90 cm. I fig. 7 er skissemessig gjengitt noen resultater fra splittingen i denne bergarten. Forsøkene ga her som resultat at man som maks. grense for oppslitting under normale forhold måtte regne med 78 cm. Fotografisk er splitting med hullavstander ca. 50 cm. gjengitt i fig. 8.

Under forsøkene viste det seg at når avstanden økt utover grensen for noenlunde rettlinjet riss, fulgte risset som oftest tilstedeværende slepperetninger eller synlige svakhetslinjer i bergarten. Et av resultatene viste imidlertid så

et eiendommelig rissforløp at jeg vil ta det med som en kuriositet, fig. 9. Vi ser her at risset, som er streket opp med svart, følger en sterkt buktet linje som såvel skjærer bergartens strøk som mindre foldningspartier. Forsøket er utført i et område i tunnelen der man har hatt sprakefjell. Kanskje skyldes det eiendommelige rissforløpet tilstedeværende spenninger i fjellet. Borhullene i sømmen virker jo som fri flater som da i kombinasjon med detonasjonene kan ha utløst tilstedeværende spenninger.

Man får altså for de to bergartene en risslengde som forholder seg som:

$$\frac{S_1}{S_2} = \frac{55}{78} = 0.7$$

Tunneler er blitt drevet i to forskjellige profiler i begge disse bergartene. Skal man sammenligne sprengstofforbruket, bør samme borutrustning og inndriftsmetode være brukt. For det minste tunnelprofilet 43 m^2, fant man at forholdet mellom sprengstoffmengden pr. m^3 i de to bergartene var, 1.3 : 1.6 = ca. 0.8. For det største profilet, 65 m^2 fant man at forholdet var, 1.00 : 1.45 = ca. 0.7. I begge tilfeller refererer sprengstofforbruket seg til salver boret med borgang 11 (0.8m/34 mm).

Disse forholdstallene stemmer jo svært godt overens med det som kom frem for avstandene under presplittforsøkene. Dette skulle tyde på at metoden skulle være anvendbar til bestemmelse av bergartenes sprengbarhet når tilstrekkelig hensyn tas til valg av gunstige forsøkssteder.

En viss spredning av forsøksresultatene må man imidlertid vente å få. Resultater fra noen supplerende forsøk vil bli nærmere omtalt, men først vil vi behandle nærmere hvordan tydningen av de fremkomne riss bør foretas. I det som hittil er nevnt har jeg operert med den maksimale hullavstand for sammenhengende riss. Ville det kan hende være riktigere for

sammenligningen å forlange en tydelig rett splitt mellom 2 hull ? Rettlinjet riss er et mer definerbart begrep og langt lettere å fastlegge enn et riss som følger en krokete linje mellom to borhull. Ser vi på de to allerede omtalte splittforsøkene, vil vi for breksie bergarten finne rettlinjet riss mellom hull med ca. 35 cm's avstand. For gneisen derimot vil vi finne rettlinjet riss med ca. 50 cm's hullavstand. Vi får her forholdet $\frac{S_1}{S_2} = \frac{30}{50} = 0.7$,

altså det samme forholdet som ved den tidligere brukte vurdering ved maks. hullavstand for sammenhengende riss.

Splittmetoden er også forsøkt i rombeporfyr. Denne bergarten er i større grad enn gneisgranitten gjennomsatt av markerte slepper tildels med belegg av kalkspatt, epidot, leirmineraler o.lign.. Borhullene ble her også orientert loddrette over hverandre, og hulldybde og ladning var den samme som i de tidligere utførte forsøkene. I fig. 10 er der vist rissforløpet med varierende hullavstander. Rett riss ligger et sted mellom 40 cm og 50 cm's hullavstand i splitten. Sprengstoff-forbruket ved driving av en ca. 50 m^2 tunnel i denne bergarten ligger på ca. 1.1 kg. pr. m^3. Dette er et forbruk av omtrent samme størrelsesorden som man ville hatt i den omtalte gneisgranitten med et tilsvarende tunnelprofil. Om man sammenholder splittresultatene, skulle man vente at sprengstofforbruket hos rombeporfyren hadde vært noe høyere enn for gneisgranitten. Når dette ikke så åpenlyst går frem av forsøksresultatene, har dette sin grunn i rombeporfyrens markerte oppsprekking som tvilsomt begunstiger brytningen. Likevel er ikke forskjellen i lengdene av rett riss og spesifikt sprengstofforbruk for de to bergartene så store at de overskrider det som man må regne som tillatt spredning ved en såpass tilnærmet bestemmelsesmåte som den omtale metode representerer.

Det vil også være av interesse å omtale et forsøk utført i en relativ glimmerrik granittgneis med en utpreget, nesten horisontal lagdeling. Tykkelsen av lagpakkene lå fra 30 cm til

60 cm. Det var derfor vanskelig å unngå lagdelingsplan mellom borhullene når disse kom opp i noen avstand. Med 25cm avstand mellom borhullene fikk man rett riss. Kom man derimot opp i 35 cm's avstand, stoppet risset på lagdelingssleppen for så å følge denne. Ved større hullavstander ble det tildels ikke antydning til riss mellom hullene, derimot fikk man frem riss etter lagdelingssleppen gjennom borhullet.

I fig. 11 er vist et fotografi fra dette prøvestedet. Det fremgår her at man ikke har fått frem sammenhengende riss mellom borhullene, men oppsprekning etter lagdelingsflatene. Hullavstanden er ca. 35 cm.

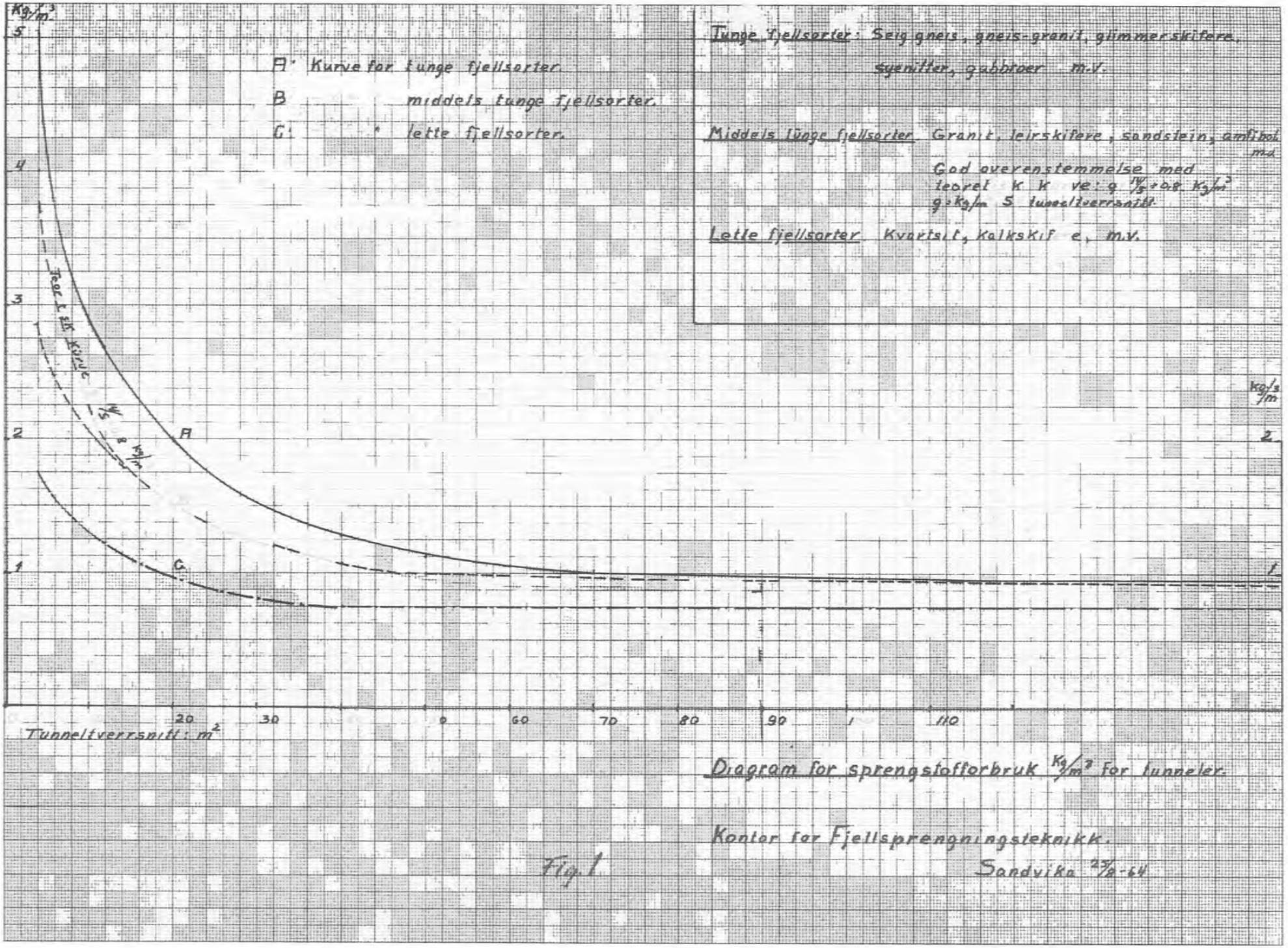
I dette område var gneisen meget tungsprengt. Sprengstofforbruket var ca. 3.2 kg. pr. m^3 i en 7 m^2 stoll. Dette forbruket ligger omtrent på kurven for tungsprengte bergarter (fig. 1). Setter man 25 cm. som maks. lengde for rett riss i denne bergarten, vil den måtte karakteriseres som enda mere tungsprengt enn breksien hvor man jo fikk rett riss mellom hull med avstand 35 cm. Begge må imidlertid karakteriseres som meget tungsprengte, og kan også på grunnlag av presplittforsøket kunne klassifiseres i gruppen tungsprengte bergarter.

Det er selvsagt i praksis vanskelig å foreta en hårfin bedømmelse av sprengbarheten ut fra denne metoden, men en brukbar tilnærmethet vil man få når man tar tilstrekkelig hensyn ved valg av prøvested og hullplaseringen. Man må unngå å orientere splitten slik at den løper parallelt med et tilstedeværende sleppesystem. En forhåndsanalyse av sleppesystemene er derfor viktig å utføre.

Hvilken nytte har man så av bestemmelse av bergartens sprengbarhet etter denne metoden ? Opplysninger for sprengstofforbruket er jo en åpenbar sak. Videre vil splittforsøk etter denne metoden også kunne gi opplysninger av verdi for valg av kuttmetode og avstand mellom hullene i kutten. Man kan her f.eks. vise til det sistnevnte forsøk, hvor forholdene skulle ligge tilrette for brennkutt eller i tilfelle av pluggkutt betinge valg av minimal hullavstand mellom de horisontale rastene

i plogen. For presplitting av konturer har også forsøksresultatene stor betydning. Når man først skal presplitte for å oppnå et jevnt profil,gjelder det at man setter hullene slik at man med færrest mulig hull oppnår tilfredsstillende rett riss. Har man således en aktuell presplittoppgave, vil man uten tvil ha nytte av endel orienterende forsøk etter det omtalte mønster.

Disse undersøkelsene er bare i sin begynnelse. Det som hittil er kommet frem, ser jo interessant ut, men fortsatte felt-forsøk må utføres for å konstatere om metoden holder hva den lover.



A Kurve for tunge fjellsorter.

B middels tunge fjellsorter.

C " lette fjellsorter.

Tunge fjellsorter: Seig gneis, gneis-granit, glimmerskifere, syenitter, gabbroer m.v.

Middels tunge fjellsorter Granit, leirskifere, sandstein, amfibolmd

God overenstemmelse med teoret k k ve: g W/S + 0.8 Kg/m³
g = Kg/m S tunneltverrsnitt

Lette fjellsorter Kvartsit, Kalkskif e, m.v.

Diagram for sprengstofforbruk Kg/m³ For tunneler.

Kontor for Fjellsprengningsteknikk.

Sandvika 27/2-64

Fig. 1

Sprengstofforbruk ved grøftespr.

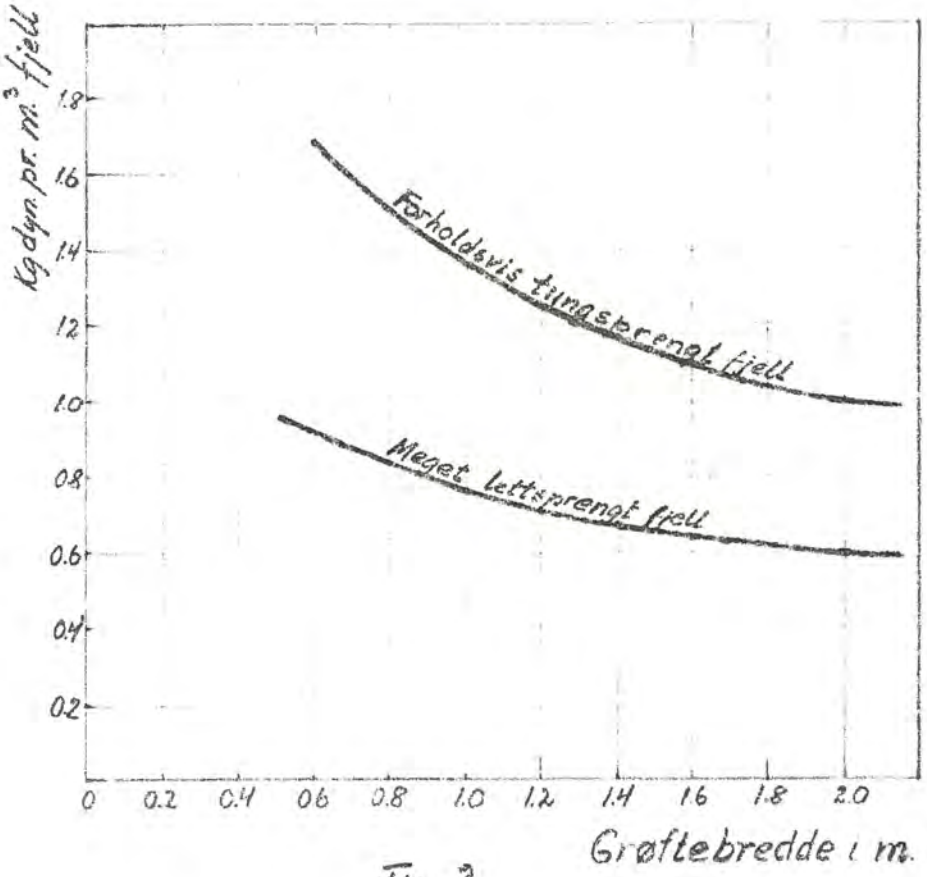


Fig. 2.

Sprengstofforbruk ved lave paller.

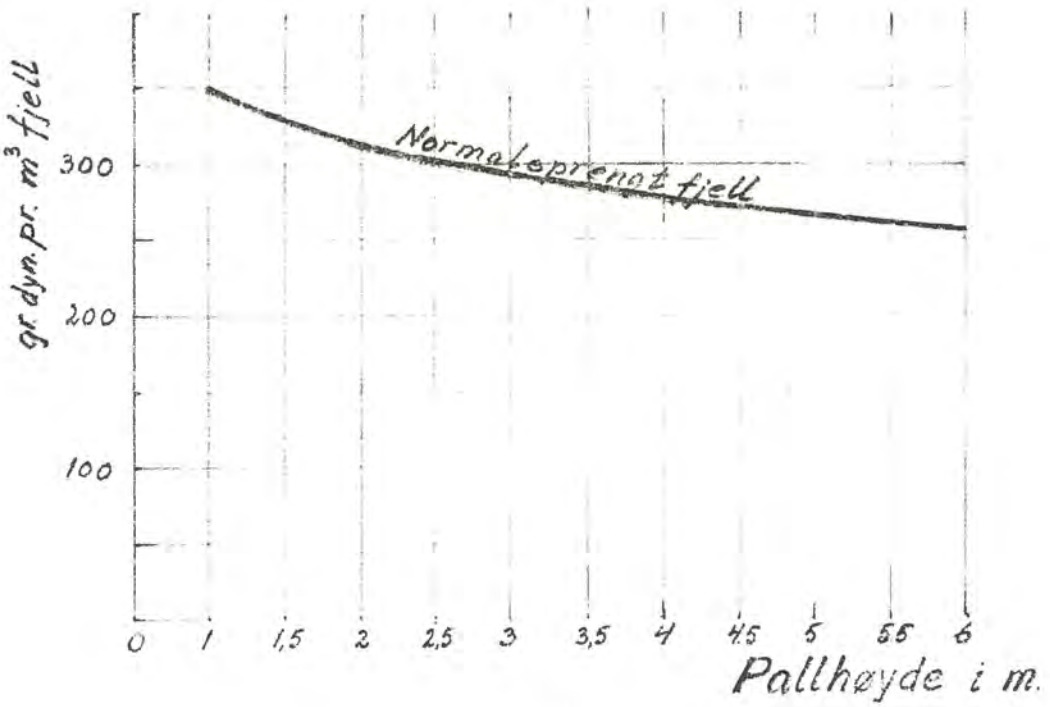


Fig. 3.

Splitthull og ladningsfordeling

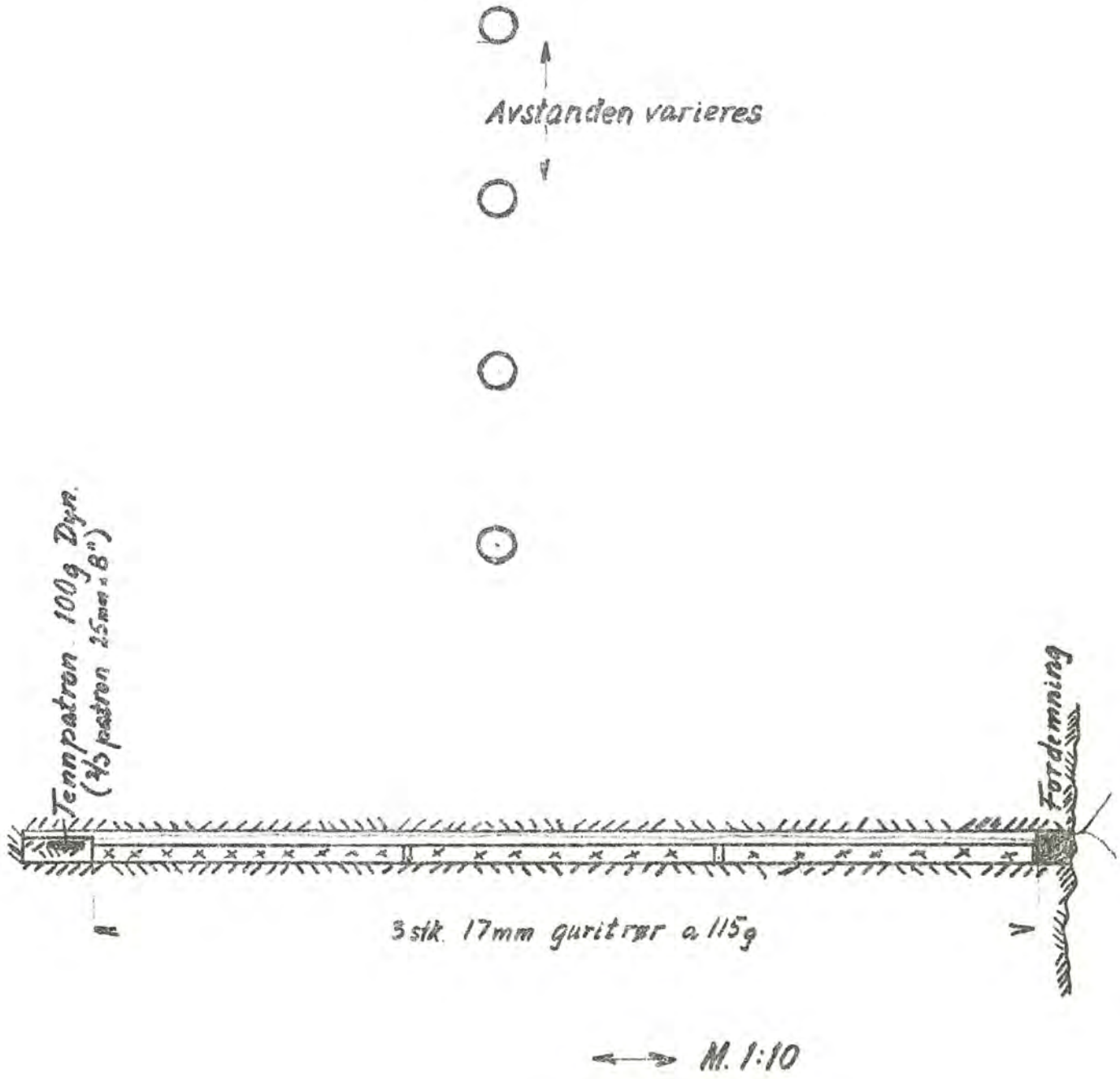
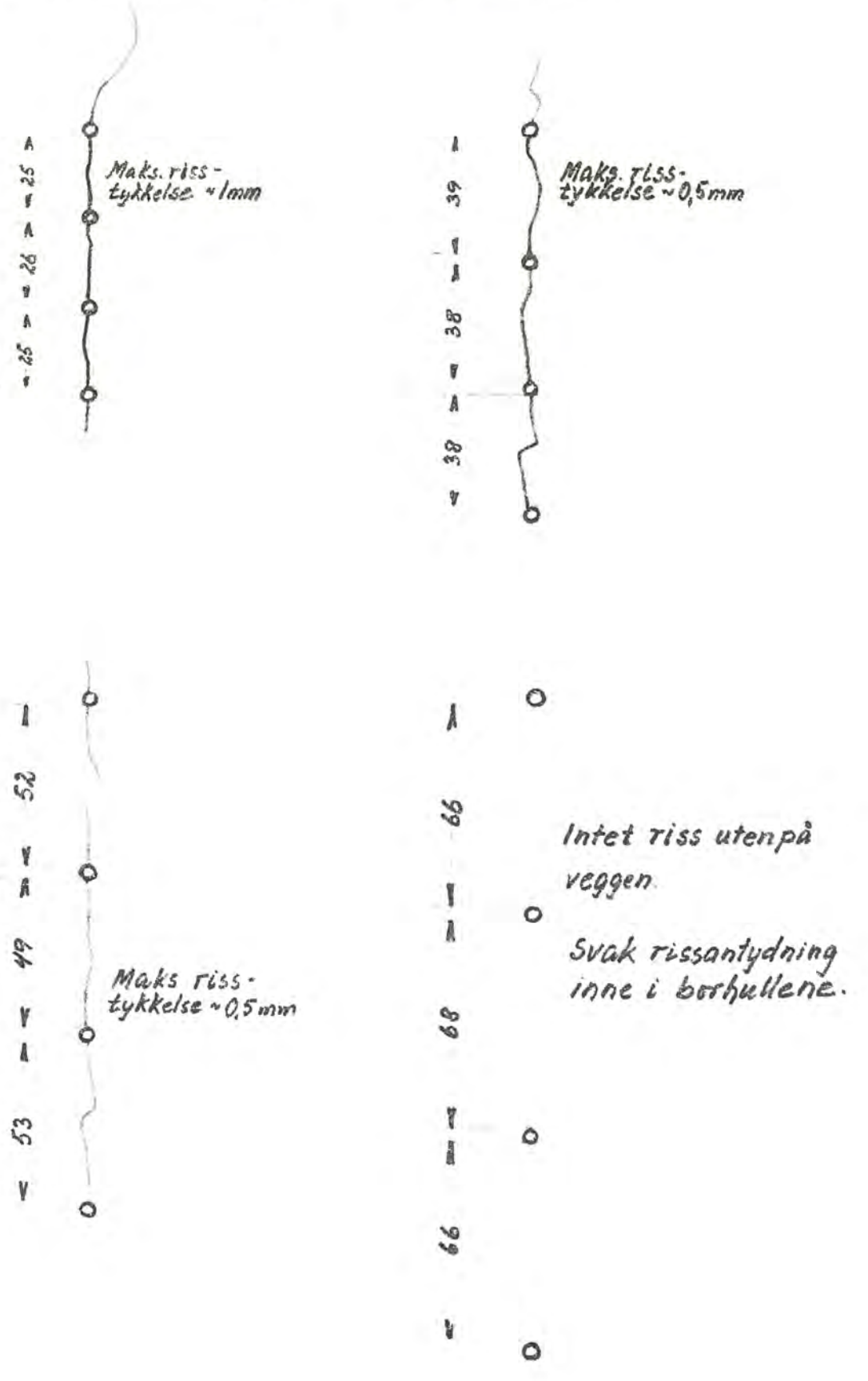


Fig. 4.

Riss ved presplitting i breksjebergart.



Alle lengdemål i cm

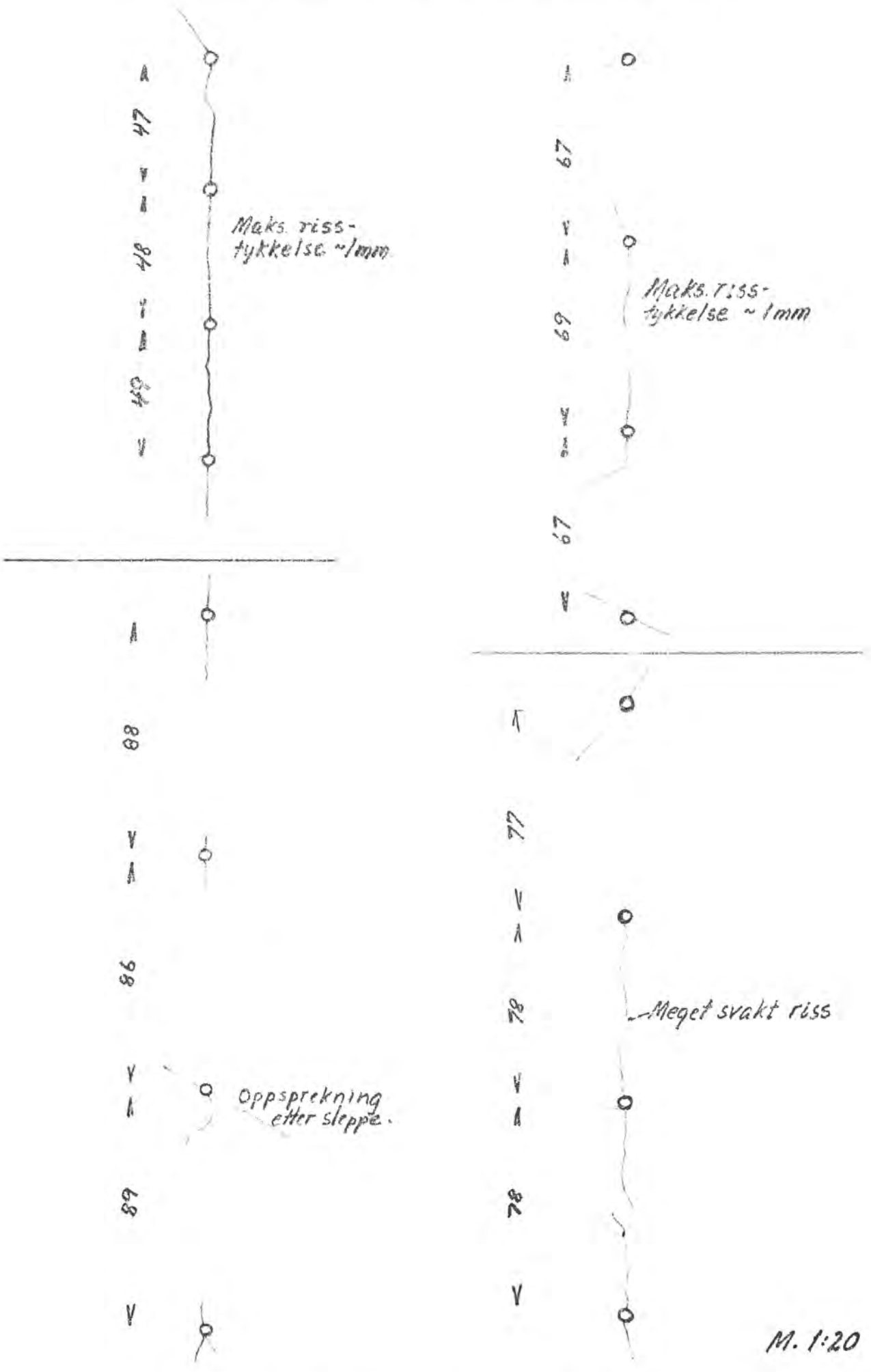
M. 1:20

Fig. 5



Fig. 6.

Riss ved presplitting i granitt-gneis



Alle lengdemål i cm.

Fig 7

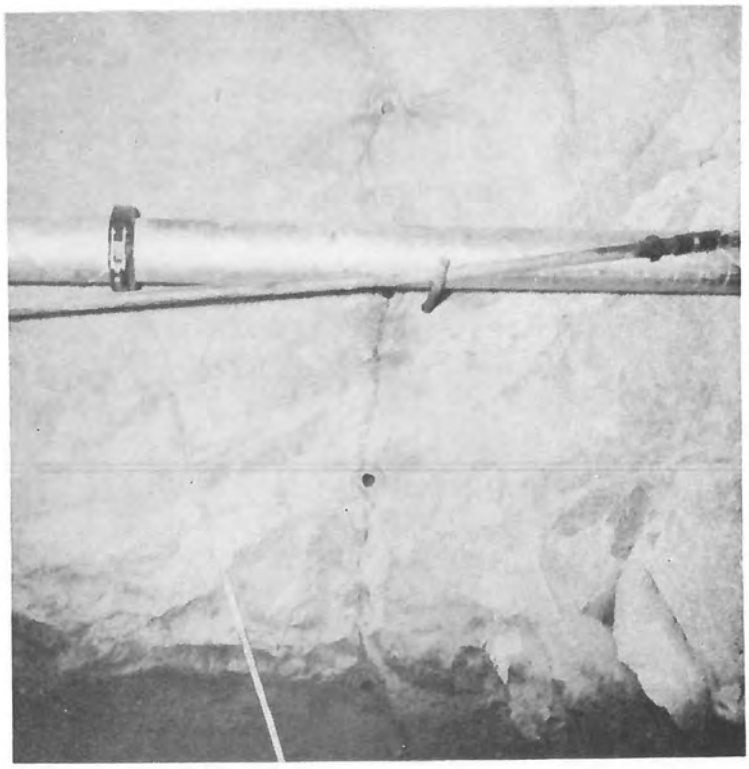
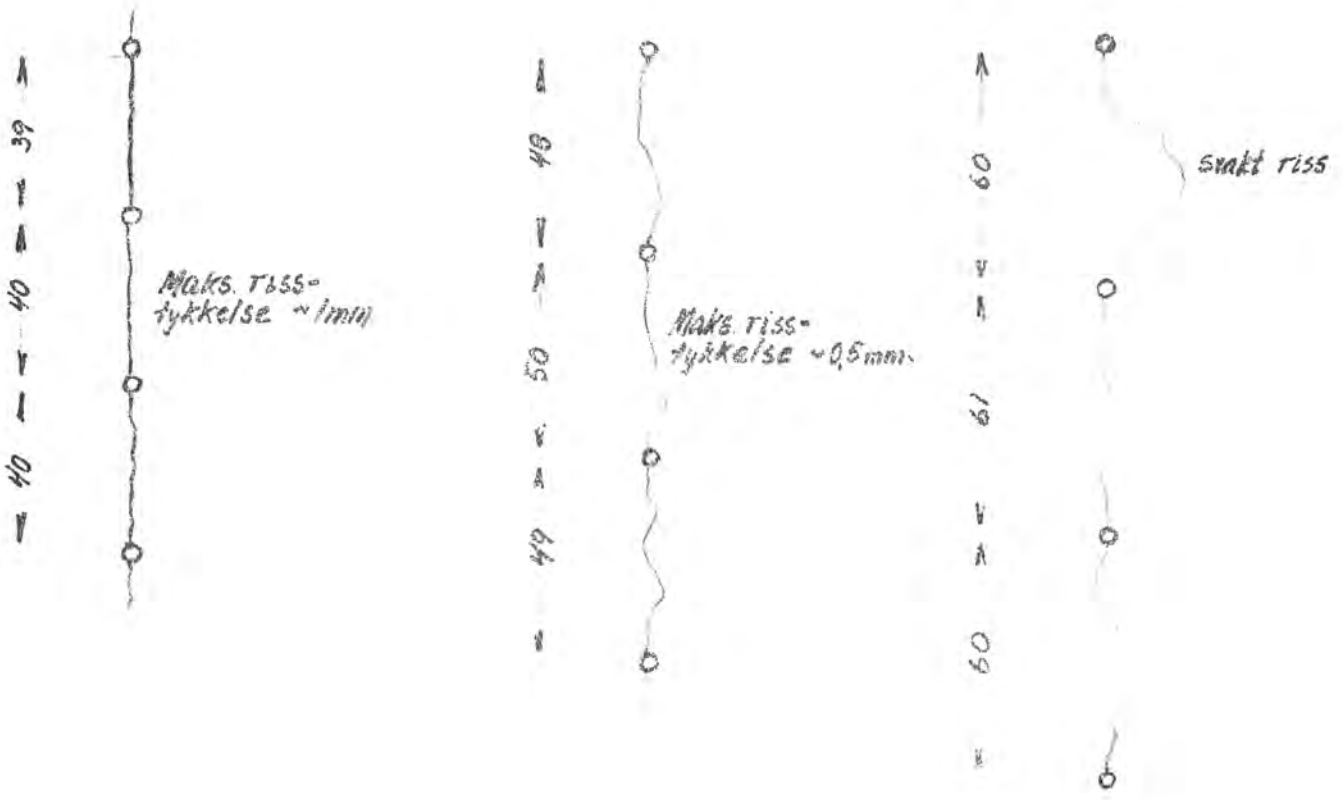


Fig. 8.



Fig.9.

Riss ved presplitting i rhombeporfyr



Alle mål i cm

M. 1:20

Fig 10



Fig. 11.

KONTOR FOR FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK i samarbeid med DEN NORSKE INGENIØRFORENING.

Konferanse i FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK.

DIESELAVGASSRENSNING VED L.K.A.B

Foreleser:
Bergingeniør Hans Ahlmann.

AVGASRENING VID DIESELDRIFT UNDER JORD I KIRUNA.

Den systematiska utvecklingen av metoder för lastning och transport av berg under jord som skett under de senaste fyra åren i Kiruna har lett fram till mobila dieseldrivna enheter av typen "Lasta och bär" och "Gräva och bär" samt dieseldrivna truckar som ersättning för elektriskt drivna skyttelvagnar. De hittills vunna erfarenheterna visar högre produktivitet och bättre ekonomi för de nya metoderna på grund av mer harmonisk utnyttjning av personal och maskiner, bättre utnyttjning av tillgänglig tid samt lägre reparations- och driftskostnader.

Ett av de problem, som vi i likhet med många andra som inför dieseldrift under jord genast kom i berøring med, var de lufthygieniska nackdelarna, som utvecklingen av skadliga avgasser i svårventilerade utrymmen innebar.

Om vi omedelbart skulle realisera de møjligheter till effektivitetsøkning och kostnadsreducering, som de nya utvecklingslinjerna i lastning och transport pekade på, skulle det innebära en mycket intensiv dieseldrift under jord.

Tål det nuvarande ventilationssystemet en dylik merbelastning ? Redan idag har vi exempelvis långt över 200 dieseldrivna fordon i regelbunden drift under jord, inte enbart i lastning och bergtransport utan även för personal- och materialtransport, ett antal som kommer att öka betydeligt innan hela rationaliseringsprogrammet är helt genomfört.

Vi inriktade oss generellt sett på att komplettera det befintliga ventilationssystemet för allmenventilation av spränggasser och damm med en tillsatsventilation enligt gängse rekommendationer om 2.5 à 3 m^3/min och installerad dieselhk. Samtidigt ønskade vi om møjligt utveckla metoder för att begränsa den primära avgassutvecklingen på fordonen så mycket som möjligt för att dels därigenom få en mera betryggande marginal mellan tillåtna och verkligt konstaterade föroreningsvärden, dels, vilket senare visade sig mycket viktigt, klara speciellt svårventilerade brytningsrum.

Kontakt med andra och studium av litteraturen gav vissa uppslag men också mycket motsägande upplysningar. De flesta talade om riskerna med för höga CO-halter i luften vid dieseldrift under jord, medan andra menade att andra komponenter kunde vara farligare och därför bli bestämmande för ventilationsbehovet. Vissa anordningar för avgassrening ansågs inverka på den ena typen av föroreningar, andra åtgärder åter på den andra typen av farliga komponenter.

Vi fann det svårt at enbart på dessa informationer omedelbart få fram en riktig och resultatrik avgasrening på våra underjordsfordon. Vi blev hänvisade till at själva göra försøk och utveckla alternativ samtidigt med mycket omfattande och svårgenomförbara kontrollmätningar i fält. Det slutliga kritoriet på att vi lyckats med våra åtgärder menade vi skulle vara att den luft, som underjordspersonalen inandas, skulle innehålla mindre, ofarliga mängder av skadliga beståndsdelar även på platser med mycket intensiv dieseldrift. Detta krav innebar att det inte räckte med specifika mätningar i avgasröret på fordonen, vi måste mäta de i verkligheten föreliggande halterna i gruvan sammensatta av dieselavgasser, spränggasser etc. och se till att dessa låg under de rekommanderade gränsvärdena för 8 timmars exponering.

De omfattande mätutrustningar, som fordrades för dylika mätningar, fanns till en början inte i Kiruna, varför vi utnyttjade SAF-Folkhälsans service. Sedermera har vår egen instrumentering på laboratoriet i Kiruna blivit

kompletterad, varför vi idag i stort sett själva kan klara de fleste mätningarna.
De prov och undersökningar, som på detta sätt pågått i 2 a 3 år i Kiruna, har lett till en rad viktiga resultat gällande möjligheterna till avgassrening av dieselmotorer i underjordsdrift.

Vi fann snart att de ventilationsbestämmande komponenterna inte alltid var CO utan kunde i stället vara nitrösa gaser, avgasrök och siktförsämring. Fig. 1 visar preliminära mätningar i svårventilerad skivort.

De mest betydelsesfulla faktorerna, när det gällde primär avgasbegränsning, visade sig vara

- bränslets egenskaper
- motorval och effektbegränsning av motorn
- motorskötsel och kontroll av bränsleinsprutningen
- avgasrening via katalysatorer och scrubbers.

Maximalt tillåtna halter av olika beståndsdelar i avgasserna.

Vilka är då de skadliga beståndsdelerna i avgaserna, och vilka maximala halter tillåts vid 8 timmars exponering ?
Följande tabell ger en översikt över nuvarande bestämmelser:

CO	60 PPM[x)]	
NO + NO_2	15 PPM	(enb.NO < 5 PPM)
HCOH	5 PPM	Lägre aldehyder
BaP	Ingen fastställd gräns (Föreslagen gräns < 10 µg/1000 m^3)	
NH_3	100 PPM	
SO_2	5 PPM	
COH xx)	Ingen fastställd gräns (Föreslagen gräns < 3 enh.)	
Svärtning	Ingen fastställd gräns (Av LKAB Kiruna tillämpat rökvärde: 45 %)	

x) Med förkortningen PPM förstås parts per million och med förkortningen PPHM parts per 100 millions.

xx)
COH är en förkortning av Coefficient of Haze och är en siktförsämringskoefficient.

Mätningar

De mätinstrument och utrustningar som används för kontroll av olika beståndsdelar i avgaserna och gruvluften framgår av följande summariska uppställning:

- Ampillprovare för de flesta gaser anskaffades.
- Infrarödmätare av CO som grundar sig på gasernas förmåga att absorbera ljus i det infraröda området anskaffades i mobil utformning.
- För svärtningsmätning av avgaser används Hartridges rökmätare samt Bosch "sport-test" rökmängdmätare.

De nitrösa gaserna $NO+NO_2$ mätta som NO_2 bestämdes dels enligt Salzman efter uppsamling av gas i pipetter, dels spektralfotometriskt vid 5.500 Å.

Gaskromatografiska bestämningar användes för kolväten och 3.4 benzopyren. Även IR-spektrofotometriska metoder har använts.

I viss mån har även konventionell gasanalys enligt Orsat utförts för exempelvis CO, CO_2 och O_2.

Det visade sig alltid svårt att bestämma nitrösa gaser i fuktig luft. Relativa fuktigheten under jord ligger vid 95 - 99 %.

Åtgärderna och deras effekt på avgaserna

Bränsle

Lätta bränslen med lägre viskositet som blandas väl med luften antas ge längre avgasvärden, vilket vi också i viss mån kunde konstatera, men tyvärr har bränslet också en lägre effekt per viktenhet. Dessutom förlorar bränslet en del av sina smörjande egenskaper, varför insprutningspumpar lätt kan skära ihop. För att återställa smörj-

ningsegenskaperna måste olika tillsatser inblandas, vilket alltid komplicerar bränslekomponeringen. Vi har kravet att den maximala svavelhalten inte får överstiga 0.3%. Ett normalvärde i våra leveranser har varit 0.2 % svavel under en längre tid.

Vi fann at val av bränsle visserligen har en viss betydelse för avgasernas sammansättning, men utan att därför vara en av de viktigare komponenterna.

Motorval.

Det är väl känt att förkammardieslar ger mer CO än direktinsprutade. Bergtruckar har vanligen direktinsprutade motorer, jeepar och mindre bilar kan ha förkammarmotorer.

Turboöverladdade motorer för jämn, kontinuerlig drift ger låga avgasvärden, men var till en början olämpliga vid varierande belastning och körprogram, speciellt om man använde avgasturbin för överladdning.

Numera finns en anordning i form av en tryckregulator, som hindrar för tidig insprutning av bränsle vid acceleration och därmed kompenserar turbinens eftersläpning. Denna anordning har praktiskt taget helt eliminerat nackdelarna med turboöverladdade motorer i variabel körning.

Ned-ställningen av motoreffekten för att få en ur avgassynspunkt lämpligare driftpunkt har visat sig mycket användbar. Förfarandet framgår av fig. 2.

Motorskötsel och kontroll av bränsleinsprutningen är A och O för lägre avgasmängder. En rätt skött motor och väl justerade bränslepumpar och insprutningsmunstycken medför mycket låga avgasvärden från en normal dieselmotor.

Fig. 3 visar resultaten av avgaskontroll med Hartridges rökmätare samt bestämning av avgasernas innehåll av nitrösa gaser.

För att ett fordon skall få trafikera våra fältorter och snedbanor under jord kräver vi att svärtningstalet inte får överskrida 45 %. Om så är fallet, underkastas fordonet justering innan det får gå ner. Om svärtningstalet skulle ligga över 70 %, avställs fordonet omedelbart för grundlig genomgång. Kontrollmätningarna utföres f.n. vid obelastad motor vid varierande varvtal. I fortsättningen hoppas vi med hjälp av mobila mätare kunna göra kontroller under full drift med belastade motorer under jord.

Avgasrening.

Sedan vi på detta sätt sökt stävja avgasutvecklingen vid källan, övergick vi till att pröva olika typer av avgasrenare.

Den första typen var en katalytisk renare med platinakatalysator av typ Oxy-France. I denne avgasrenare förbränns CO till CO_2, samtidigt som den också förbränner en del sot och oförbrända bränslerester (fig. 4).

Konstruktionen av katalysatorn framgår av fig. 5. Den innehåller en svävbädd av keramiska kulor, belagda med ett tunt platinaskikt, och kan utföras i olika storlekar beroende på motorstorlek och cylindervolum.

Det är viktigt att katalysatorn monteras så nära grenröret som möjligt, då förbränningen i katalysatorn startar först vid en temperatur om ca. 250 - 270° och har sin ideala drifttemperatur vid 350° C.

Vi har funnit genom mätningar att katalysatorn behåller sin verkan under minst 2.000 drifttimmar utan att nämnvärt mattas. Efter denna drifttid bör dock innehållet regenereras och bytas ut. Ytaktiviteten av kulorna nedsättes starkt på grund av förgiftning av svavel och kolväten samt sotbeläggning.

En ny insats av platinaöverdragna kulor är relativt dyrbar. Vi har därför gjort försök med regenerering av den aktiva massan med ett överraskande gott resultat. Efter upphetning i en vanlig rörugn till ca. 600°C visade de regenererade kulorna t.o.m. bättre aktivitet än nya kulor. En möjlig förklaring kan vara att platinaskiktet vid regenereringen blir amorft och totala aktiva ytan ökar genom att föroreningarna som bränns bort lämnar en porös yta efter sig.

Enkla prov på en bensinmotor visade mycket hög katalytisk effekt efter regenerering. Hur länge denna supereffekt kvarstår vet vi dock för närvarande inte, ej heller hur många gånger regenereringen kan utföras på de originalinsatser som finns i renarna.

En annan åtgärd som givit goda resultat är insättning av vattenscrubber i avgasutloppet. Vattenscrubbern består av ett i rostfri plåt utfört agitations- och genomströmningskärl. Via en påfyllningsbehållare och ett vattenlås hålls vattenytan hela tiden vid konstant nivå i scrubbern. Scrubbern måste konstrueras så, att den dels tvättar avgaserna väl, dels orsakar en måttlig vattenförbrukning. I en felaktigt konstruerad scrubber blåser man ur vattnet på ett par minuter. En riktigt konstruerad scrubber skall med fyllt vattenförråd kunna klara sig minst ett halvt eller gärna ett skift utan påfyllning.

Av fig. 6 finner man att scrubbern förutenom att den tvättar bort sot och oförbränt bränsle även löser en del av de nitrösa gaserna. Denna primära reningseff. på nitrösa gaser avtar dock snabbt under skift. i takt m.den ökande föroren. av vattnet. Underhåll och skötsel av dessa avgasrenare förorsaker givetvis vissa kostnader och stilleståndstider. Men dessa är betydeligt mindre än kostnaderna för en fullständig lokalventilation på brytningsområdena under jord.

Fig. 7-8 visar några typiska installationer av platina-katalysator och vattenscrubber.

Resultat av mätningar enligt SAF-Folkhälsan 1961 och 1962.

Av nedanstående tabell framgår halterna av skadliga komponenter i gruvluften, mätta vid två olika tillfällen under jord i en mycket trafikerad trafikknutepunkt. Mellan år 1961 och -62 utfördes dels en förbättring av ventilationen, dels försåg vi många fordon med avgasrening, samtidigt som vi införde en rigorösare motorkontroll.

Stora nedfarten 370 m avv.

	1961	1962
NH_3 PPHM[x]	2 - 9	1 - 1.2(8.3)
HCHO "	17 - 110	2 - 99 (128)
NO_2 "	2 - 4	[1] 6 - 43
CO PPM	1 - 16	[2] 1 - 9
SO_2	ej mätt	1 - 3.8(2.8)
Tot.damm mg/m^3	0.6 - 3.2	0.07 - 2.01
COH-sikt	14.3 - 14.8	2.4 - 8.2
BaP $\mu g/1000\ m^3$	8 - 16	1.1 - 15.7
Trafikintensitet antal fordon/tim[3]	ej uppmätt	0 - 20

[1] NO_2-gaserna ökar, påverkas ej av katalytisk avgasrenare.

[2] CO-gaserna minskar, beror av katalytisk avgasrenare.

[3] Trafikintensiteten avsevärt större 1962 än 1961.

[x] Obs! Angiven i parts per hundred millions = PPHM.

Resultatet av mätningarna, som framgår av uppställningen, visar dels en bättre ventilation, dels lägre värden av CO, aldehyder, ammoniak, svaveloxid samt Coefficient of Haze, medan nitroshalterna i stort sett var oförandrade.

Beräkningar visade också att nitroshalterna tillsammans med Coefficient of Haze samt 3 - 4 benzpyren i flera fall

var de ventilationsbestämmande komponenterna. Dessa iakttagelser styrkte oss i arbetet med att införa vattenscrubbers, vilka först nu har fått mera allmän användning.

Vi kommer därför att upprepa kontrollmätningarna i maj 1964, och vi hoppas då att även nitroshalterna samt de andra komponenterna har sjunkit under ofarlig nivå.

Kontrollåtgärder.

För studium av avgasproblemen under jord och för utfärdande av allmän policy har bildats en antiluftföroreningsgrupp i Kiruna, kallad Lufö-gruppen. Denna följer kontinuerligt utvecklingen inom området, föranleder prov och undersökningar samt utfärdar de regler och bestämmelser, som efter hand visar sig förnuftiga för vår underjordsdrift.

På mekaniska verkstaden, truckverkstaden, utförs motortest i provbänk mot varierande belastning vid olika varvtal.

Vidare utförs direkt kontroll på fordon genom laboratoriets försorg, varvid avgashalterna mätes vid olika varvtal i tomgång.

Vidare utför laboratoriet regelbundna kontroller av gruvluften under jord, varvid de mäter inte enbart skadliga komponenter härrörande från dieselfordon utan även från sprängningar, svetsningar etc. De kontrollerar också dammhalterna i olika delar av gruven.

Dessutom, vilket inte är minst viktigt, utför ventilationstjänsten kontroll av ventilationssystemet med lufthastighetsmätningar, dammkontroller etc.

Vidare har vi, som framgått av tidigare framställning, utnyttjat SAF-Folkhälsan för utomstående kontroll av våra egna mätningar.

Framtida möjligheter för avgasfri drift under jord.

De åtgärder, som vi nu med framgång prövat på dieselfordonen under jord, medför att vi ytterligare kan öka fordonstätheten i våra brytningsområden. De viktigaste åtgärderna har vi funnit vara val av lämplig motor, justerad bränsleinsprutning, katalytisk efterförbrännare och vattenscrubber. Vi tror numera att vi på större motorer enbart kan nöja oss med att använda vattenscrubber enligt fransk praxis.

Bränslecellen

En intressant möjlighet till fullständigt avgasfri energikälla för mobila fordon under jord har framkommit i samband med testningar av den s.k. bränslecellen.

Om bränslecellen kan sammanfattningsvis sägas, att den omvandlar kemisk energi till elektrisk med hög verkningsgrad. Utvecklingsarbetet på bränslecellen bedrives för närvarande vid ASEA. Bränslecellsystemet ger unika fördelar, exempelvis vid ubåtsdrift och kraftförsörjning ombord på rymdeskepp. Utvecklingen inom området går för närvarande mycket fort. Ett FC-batteri (fuel cell) arbetar analogt med ett blybatteri, frånsett att bränsle och oxidator är O_2 och H_2 och tillföres elektroderna från förråd, som befinner sig utanför batteriet. Avfallsprodukterna består av vatten och dermed inga som helst farliga avgaser. Vätgasen genereras ur vanligt fossilt bränsle, syrgasen förvaras i tank. Bränslecellen står idag på samma nivå som förbränningsmotorerna vid sekelskiftet, vilket man bör komma ihåg vid en jämförelse med konventionella energisystem, som man numera kan se i pressen. Även om kostnaderna idag är större än ett atomkraftverk per installerad kW räknat, kommer utvecklingsarbetet säkert att reducera denna kostnad med flera tiopotenser inom de närmaste 10 - 15 åren. Den framtida utnyttjning-

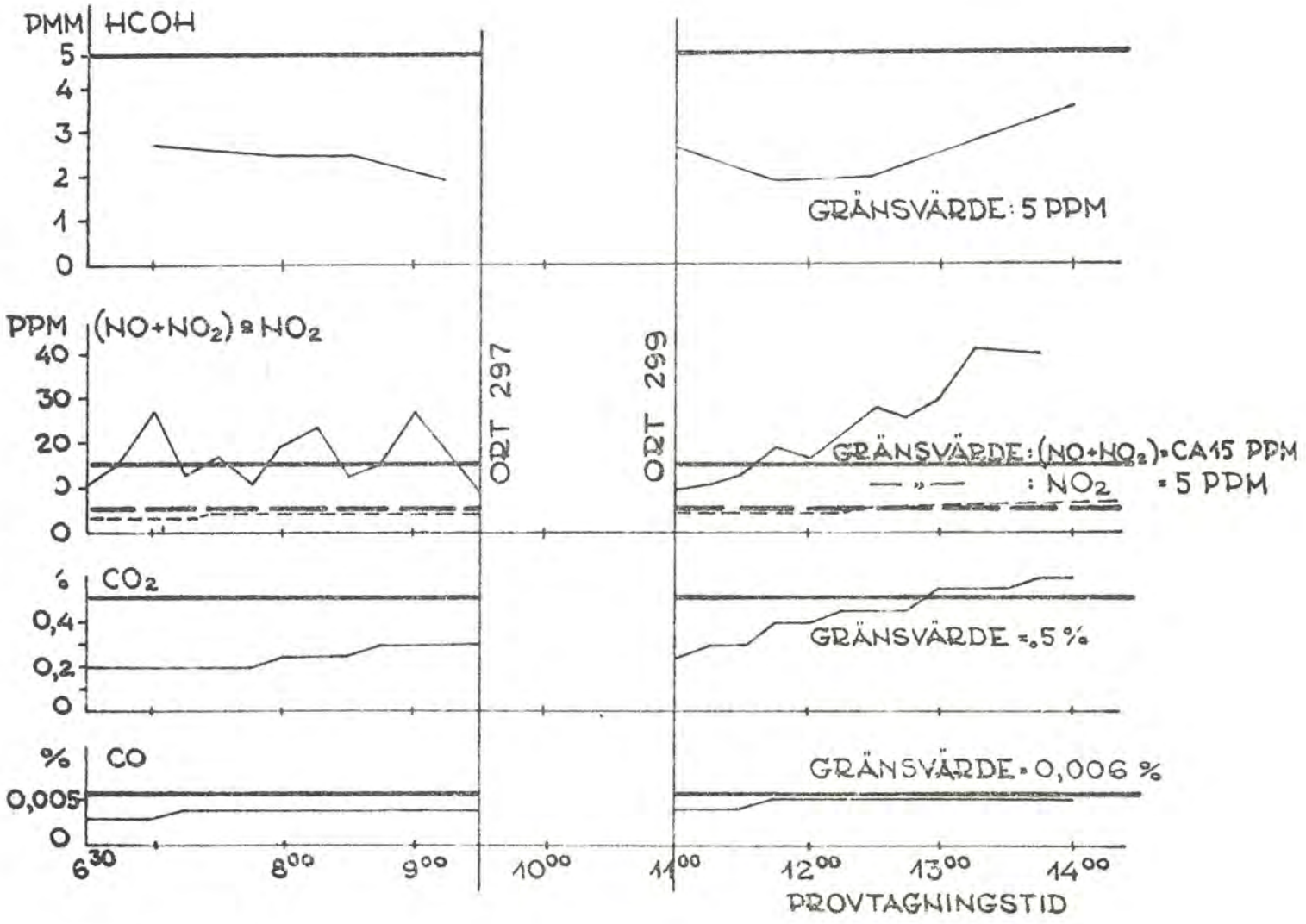
en är intressant ur gruvsynpunkt. Tänkbara användningsobjekt är lok och truckar under jord. För närvarande är emellertid utrymmeskravet ett hinder för utnyttjning av FC-systemet under driftförhållanden. En 30-tons truck med 400 hk motorstyrka skulle kräva ett cellaggregat, vägande 18 ton. Utvecklingen pekar emellertid på en mycket kraftig reducering av detta viktförhollande. FC-cellen kan förväntas ge följande fördelar:

- Inga avgaser, endast utveckling av vatten.
- Möjliggör utnyttjning av inhemskt bränsle, varvid cellen laddas nattetid.

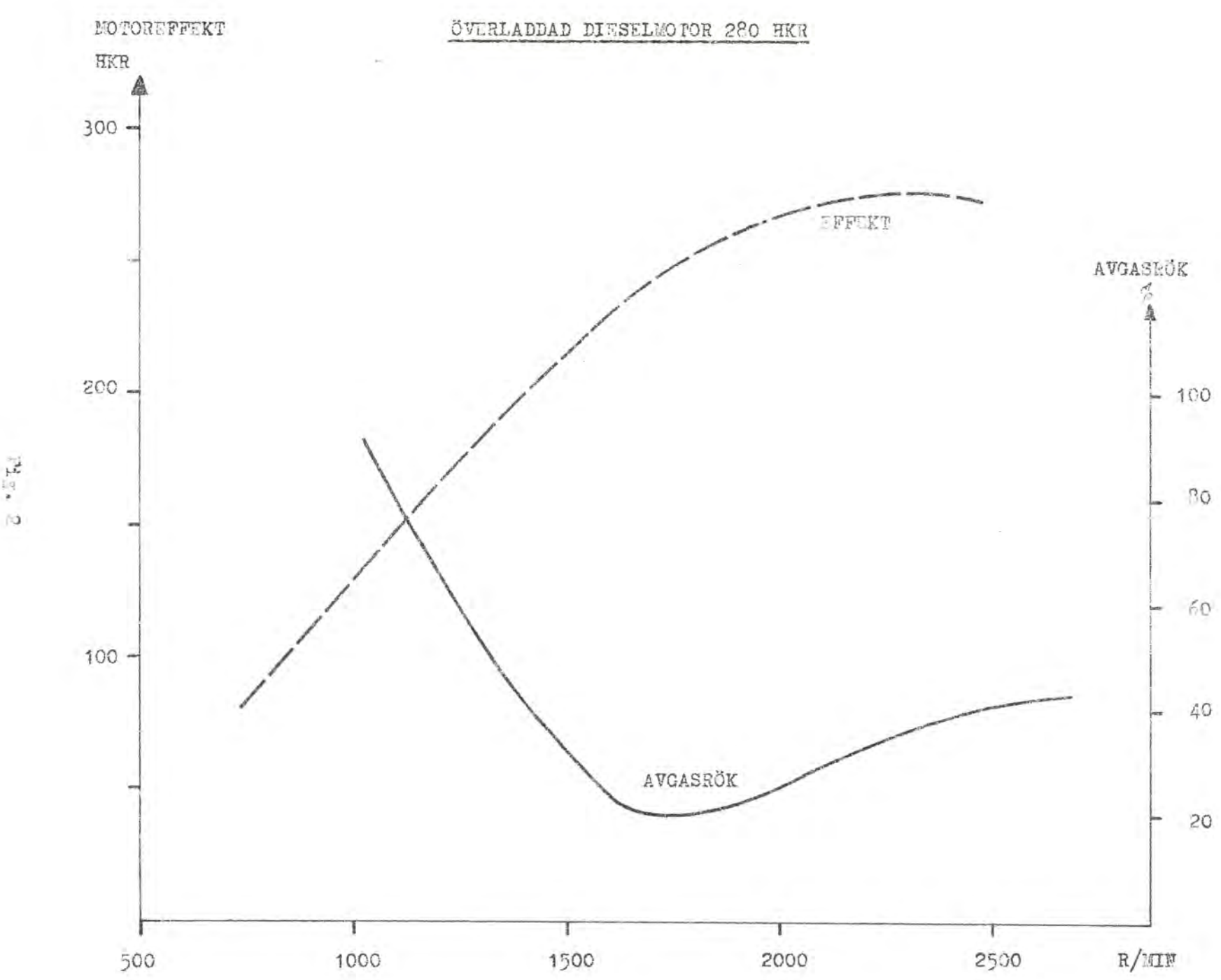
Sammanfattning.

Med de beskrivna aktuella möjligheterna till begränsning av avgasvärdena under jord och med hänsyn till de tänkbara utvecklingsmöjligheter som finns avser vi att fortsätta med vårt spårlösa, på dieseldrift uppbyggda system, dock hela tiden med full kontroll över lufthygienen under jord.

DIAGRAM UTVISANDE FÖREKOMSTEN AV HCOH, $(NO+NO_2)$, NO_2, CO_2, OCH CO SOM FUNKTION AV SKIFTTIDEN. PROVTAGNINGSPLATS: VID RASET



16.18


MOTOREFFEKT
HKR
ÖVERLADDAD DIESELMOTOR 280 HKR
300
200
100
EFFEKT
AVGASRÖK
%
100
80
60
40
20
AVGASRÖK
500
1000
1500
2000
2500
R/MIN

SVÄRTNINGSTAL OCH $NO + NO_2$-HALTEN SOM FUNKTION AV VARVTALET VID RÄDANDE AVGASTEMPERATUR

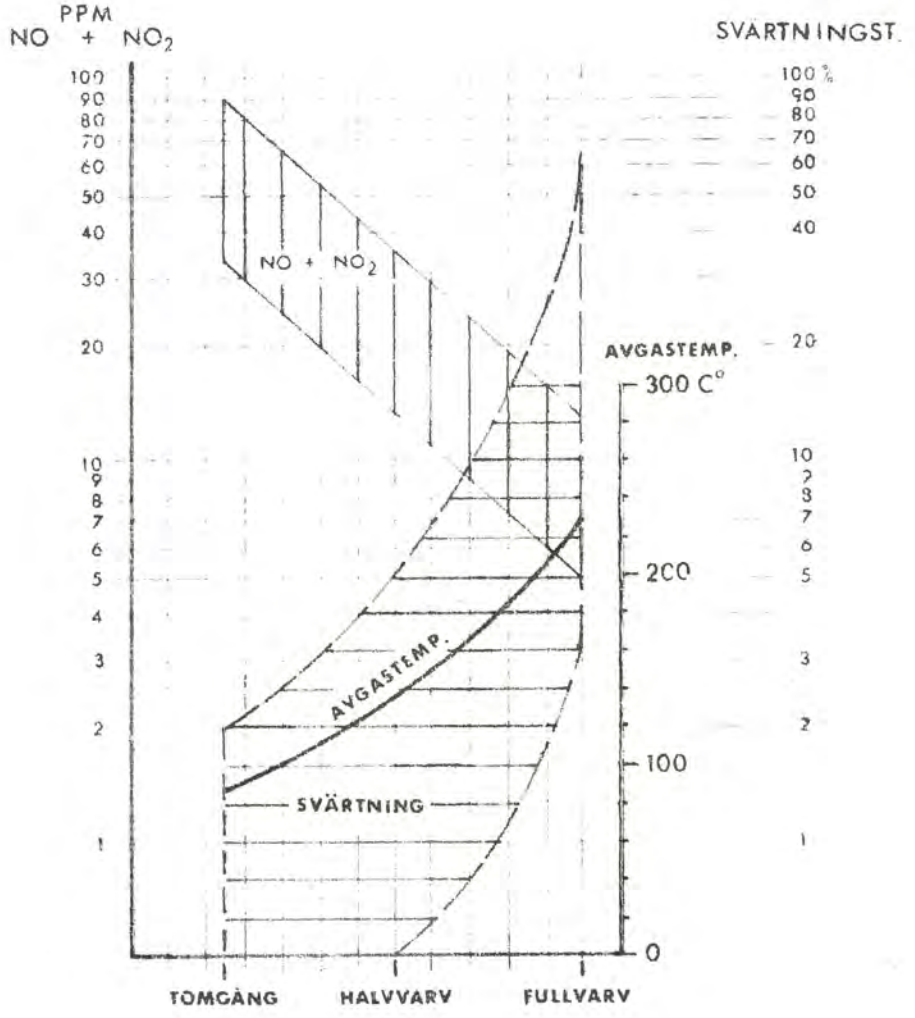


Fig. 3

PROV MED KATALYTISK EFTERFÖRBRÄNNARE

(Obelastad motor)

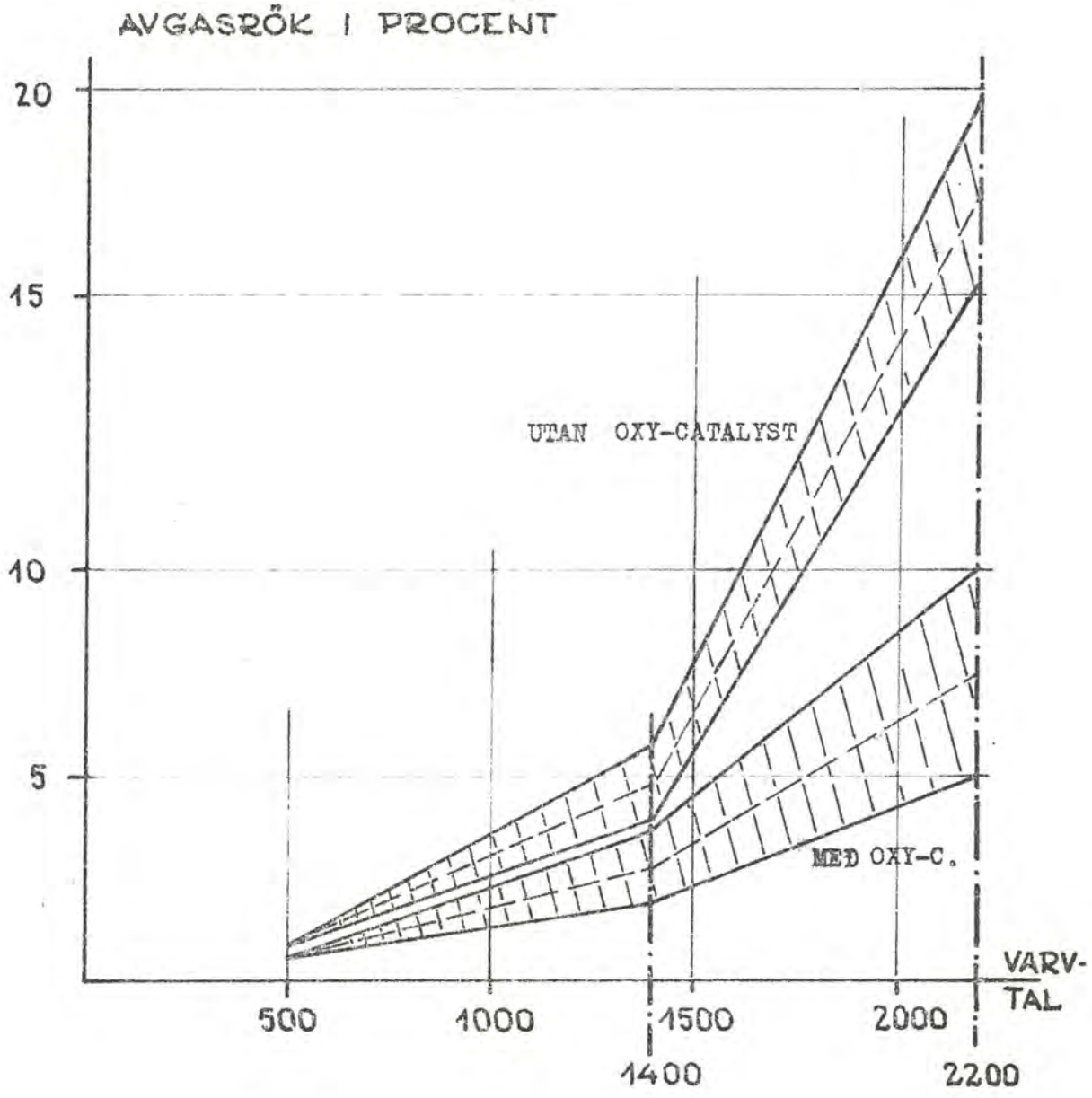


Fig. 4

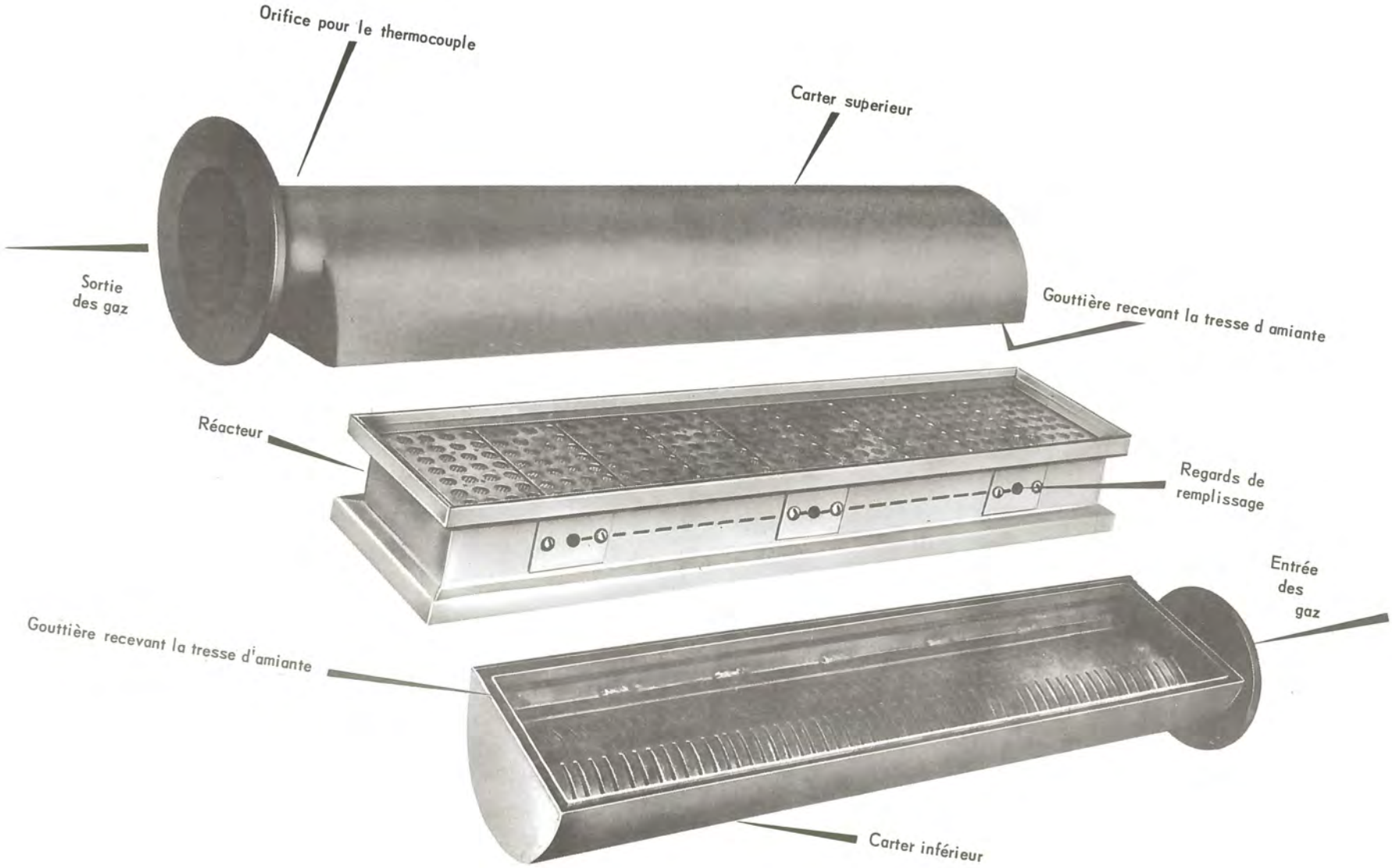

Orifice pour le thermocouple
Carter superieur
Sortie
des gaz
Gouttière recevant la tresse d amiante
Réacteur
Regards de
remplissage
Entrée
des
gaz
Gouttière recevant la tresse d'amiante
Carter inférieur

Fig 5

18.1

$NO+NO_2$-HALTEN SOM FUNKTION AV VARV-TALET VID RÅDANDE AVGASTEMPERATUR

(OBELASTAD SCOOPMOBILE)

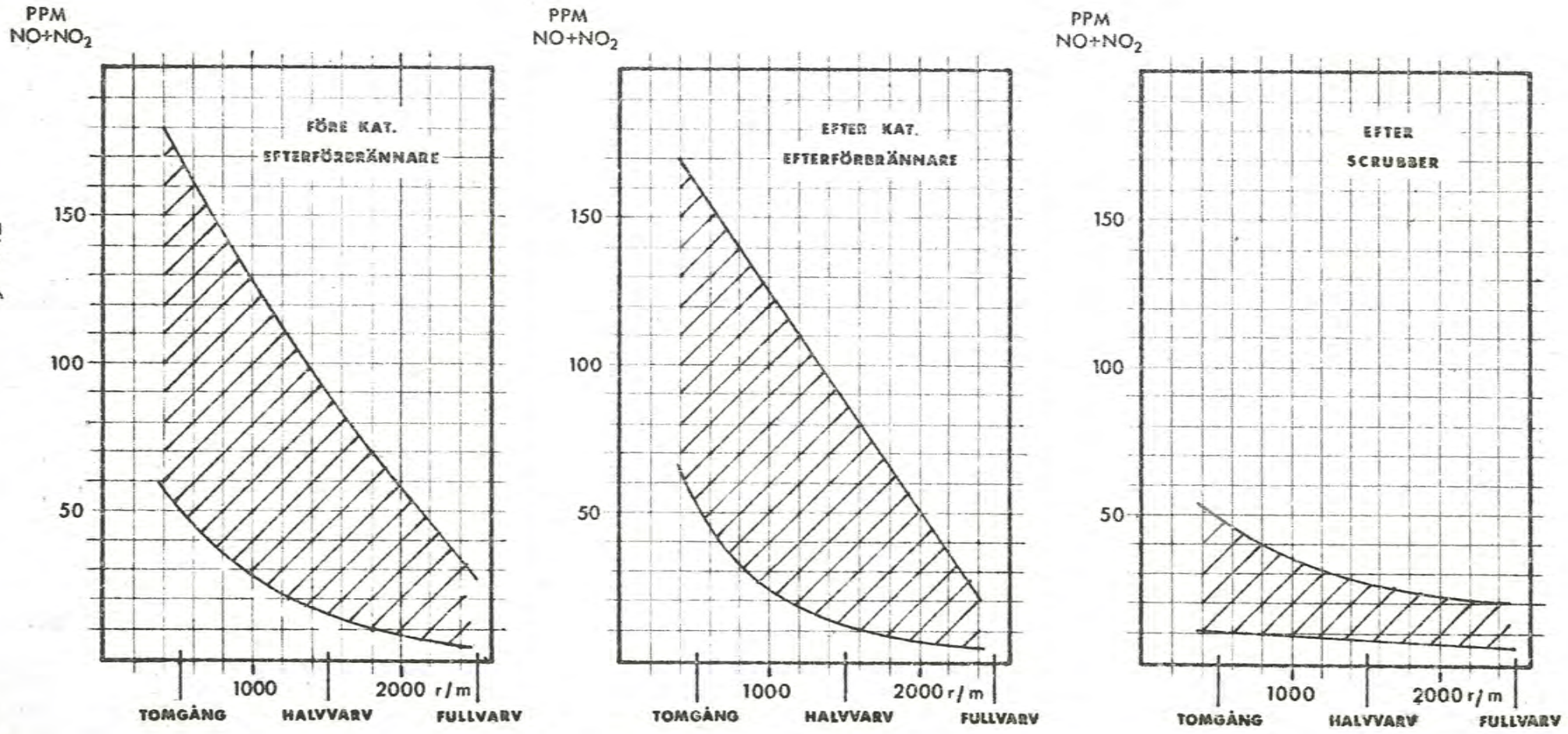


Fig. 6

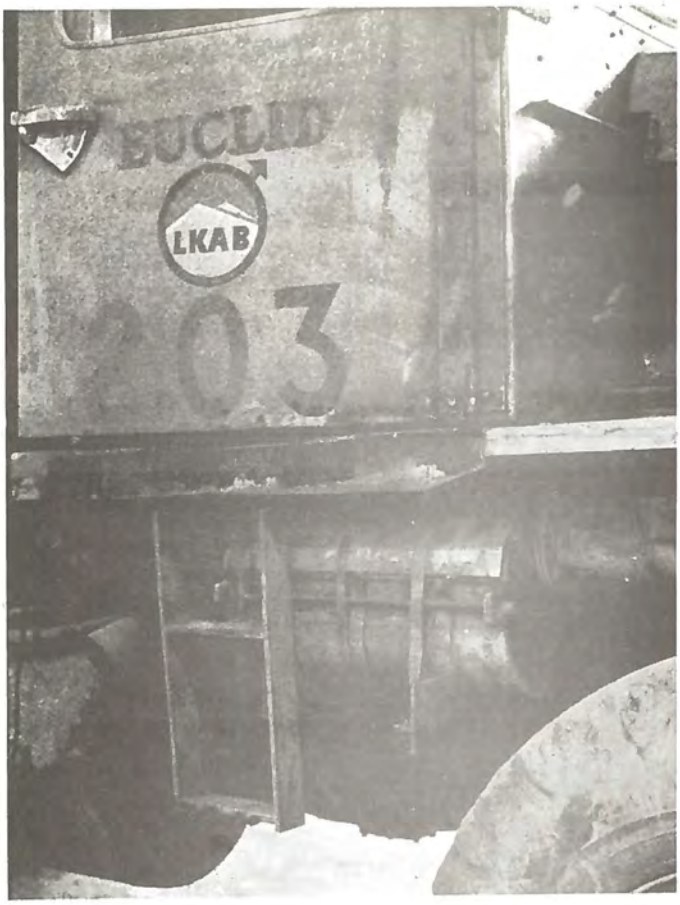


Fig. 7

Avgasrenaren på Euclidtrucken sitter under förarhytten

Avgasrenare på Kirunatruck

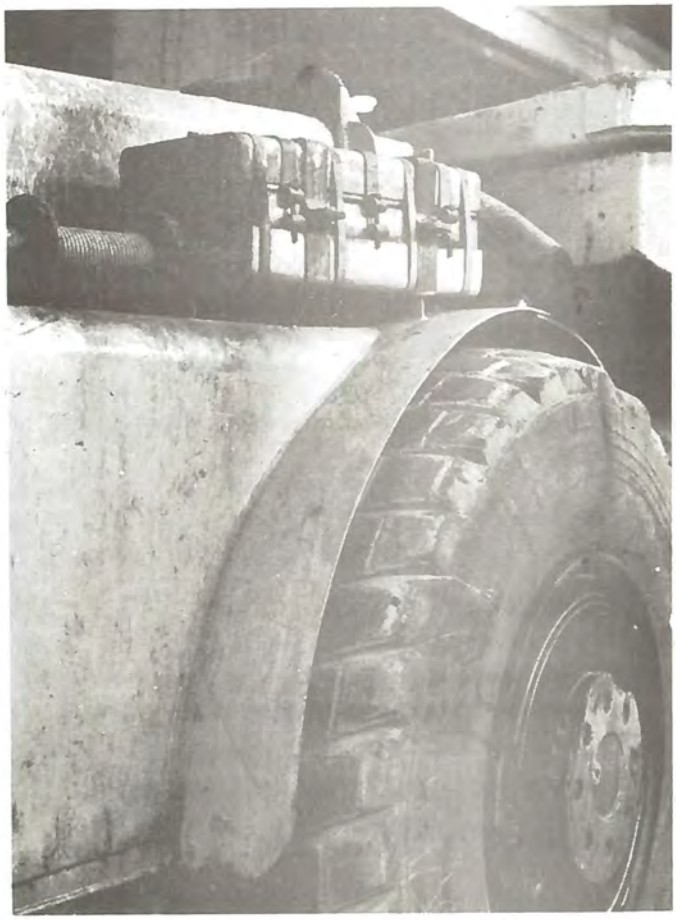


Fig. 8

KONFERANSE I FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK i samarbeid med DEN NORSKE INGENIØRFORENING.

Konferanse i FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK.

DIESELAVGASSER, NORSKE UNDERSØKELSER.

Foreleser:
Ingeniør Frank Foldin.

DIESELAVGASSER, NORSKE UNDERSØKELSER.

Man kan vel trygt si at utviklingen av metoder for lasting og transport under dagen også på norske anlegg har gått i samma retning som berging. Ahlmann beretter om fra Kiruna. Driftsmetodene byr på nesten like mange varianter som det finnes anlegg, betinget av anleggenes størrelse, entreprenørenes erfaringer og utstyr og lengden av anleggstiden. Tentensen går mot større krav til kortere anleggstid, noe som bevirker en stadig mere intensiv drift.

Det laste- og transportutstyr som idag leveres med dieseldrift, er driftsikkert og økonomisk, men dieselmaskiner under jord fordrer en effektiv ventilasjon om ikke røkplagen skal bli for sterk.

Under konferansen ifjor orienterte sjefskjemiker Wülfert om faremomenter ved kjøring med forbrenningsmotorer under dagen. Dimensjoneringsgrunnlaget for ventilasjonen ble belyst og foredraget konkluderte bl.a. med at vedlikehold og ettersyn av dieselmotorene bør vies langt større oppmerksomhet enn hva tilfelle er på våre anlegg. Man er ved Kontor for fjellsprengningsteknikk av den oppfatning at det er et behov for en omfattende undersøkelse av ventilasjonsforholdene på norske anlegg. Med velvilje fra flere entreprenørfirmaer har man fått anledning til å besøke anlegg og til å foreta forskjellige målinger. Dertil har produsent av ventilasjonsutstyr velvilligst lånt ut materiale hentet fra en rekke anlegg i drift.

Statens Veivesen innførte i august iår bestemte verdier for

tillatt røkutvikling fra kjøretøyer på landeveiene. Røkmålinger utføres med en såkalt Hartridge røkmåler. Dette måleutstyret er også velegnet for måling av røkutviklingen fra dieselmotorer montert i laste- og transportutstyr som anvendes under jord. Det skal gis en kort orientering om dette måleutstyret og de resultater man kan oppnå med dette.

I fig. 1 vises prinsippet i et Hartridge røkmåleapparat. Målingene utføres mens kjøretøyet står stille, men med driftsvarm motor. En slange kobles til eksosrøret ved utblåsingen, og eksosen ledes gjennom slangen og inn i måleutstyret. Dette består hovedsaklig av to rør. Eksosen ledes gjennom det ene og ut igjen i fri luft. En vifte blåser ren luft gjennom det andre røret. I måleøyeblikket sjaltes en lyskilde og en fotocelle over ett med det rør som eksosen passerer gjennom. Resultatet, sottallet, avleses direkte v.hj.a. et mikroampermeter, der skalaen er gravert fra 0 - 100 enheter. Mikroampermeteret nullstilles før målingen, mens lyskilden og fotocellen står over ett med det rør hvorigjennom det blåses ren luft. 0 referer seg således til ren luft og 100 til helt sort røk. Hartridge røkmålerapparat er vist i fig. 2. I fig. 3 vises situasjonen før måling av et lasteutstyr foretas. Målingene er hurtig å utføre, men krever et mannskap på 2 - 3, kjøreren, måleoperatøren og i enkelte tilfeller en tredje hjelpemann. Etter at slangeforbindelsen mellom eksosrør og måleutstyr er iorden, gis signal til kjøreren som så akselererer motoren oppover i turtall til full omdreining oppnås. Dette gjentas vanligvis 3 ganger eller til man får lik avlesning på amperemeteret. Statens Veivesen har fastsatt et sottall på 70 som maksimum tillatt øvre grense for røktetthet. Slike målinger er av relativt ny dato og noen grenseverdi for sottall for kjøretøyer i drift under jord har vi ikke. Med regelmessig ettersyn av motorene skulle et sottall på 40 - 50 være rimelig å holde. Fig. 4 viser røkutvikling som er målt til henholdsvis 30.50.70 og 90.

Ved besøk på anlegg har vi foretatt røkmålinger. Målingene er utført på varierende motorstørrelser montert i lastebiler, borbukker, dumptors og lastemaskiner av ulik størrelse. Man har målt sottall fra 10 helt opp til 95. Enkelte motorkonstruksjoner synes å gi høyere sottall enn andre. Det er intet som hindrer at en mindre motor kan avgi røk med høyere sottall enn en større motor.

Er disse målinger som utføres mens transportmidlet står stille, representative for en motor som trekker et fullastet kjøretøy ? Til dette kan svares at resultatet fra større forskningssenter i utlandet viser at etter en rekke forsøk med flere motortyper, både med direkte og indirekte innsprøytningsmetoder, viser det seg at målemetodene utført med motorer montert stasjonært i kjøretøyer under akselerasjon, kjøring i motbakke og under bremsing gir gode overenstemmelser. Resultatene ligger imidlertid litt i underkant av hva man ville fått om målingene var utført under kjøring. Resultatene av målingene kan fortelle en god del om dieselmotorens mekaniske tilstand. The British Petrol Company, resurch center opplyser at ved riktig bruk av røkmåleutstyret kan man fra maskinen er ny, eller heloverhalt kontrollere den enten ukentlig eller mnd.lig,og på den måten holde en regelmessig kontroll med motoren, Feil kan da på et tidlig tidspunkt bli oppdaget.

Sterk røkutvikling kan ha mange årsaker, men refererer seg som oftest til en eller flere av følgende punkter:

1. Ødelagt, eller slitt injektor.
2. Mer eller mindre tette dyser.
3. For stor brendseloljeinnsprøyting.
4. Ukorrekt trimming av brendseloljesystemet.
5. Tett innsugningsfilter som hindrer lufttilførsel.

Fig. 5 viser røkutviklingen (sottall)iforhold til akselerasjonstid angitt i sekund. Den heltrukne kurven som refererer seg til målinger fra motor med delvis tette dyser, viser vesentlig høyere sottall under akselerering oppover i turtall,

enn den strekete kurven som viser sottall under samme forhold, men med tilfredsstillende dyser.

Fig. 6 viser eks. fra eksosmåling av motor før og etter korrigering av dyser med ventiler. Man ser også her unødvendig høye sottall ved bruk av dyser med faste ventiler.

Sjefskjemiker Wülfert nevnte i sitt foredrag at yrkeshygienisk er det først og fremst konsentrasjonen av kullsyre, kulloksyd, nitrøse gasser, svoveloksyder og aldehyder som interesserer. Hertil kommer sot og det iblandt påviste 3:4 - Benzpyren, en forbindelse som av mange forskere ansees helsefarlig. I fig. 7 er vist innholdet av 3:4 Benzpyren i avgassene fra en dieselmotor i forhold til mengden av tilført brendselolje. Kurven er plottet inn etter flere forsøk utført ved et utenlandsk laboratorium. Under forsøkene hadde man også bl.a. stillet seg det spørsmål om tilstedeværelse av 3:4 Benzpyren i eksos hadde andre årsaker enn bare mengden av brendseloljetilførsel. Det ble derfor utført forsøk med motorer med dårlig kompresjon, feil på pumper og andre mekaniske skavanker. Man konkluderte med at mlh.t. stoffet Benzpyren har den mekaniske tilstand av motorern liten effekt for produksjon av forbindelsen. Tilbake står da at for rikelig tilførsel av brendselolje i forhold til normalforbruk oppgitt av motorleverandøren må være hovedårsaken til produksjonen av Benzpyren.

Det er interessant å merke seg at ved bruk av dårlig innsprøytingssystem fikk man det samme innhold av kulloksyd i eksosen som ved bruk av innsprøytningssystem i god stand. Derimot fant man at kulloksydinnholdet avhang av tilførselen av dieselolje. Fig. 8 viser en kurve over mengden av kulloksyd i eksos avhengig av tilført brendselolje.

Ut fra dette ser man viktigheten av å holde dieselmotorene i god mekanisk stand. Det er altså såvel yrkeshygieniske som de ventilasjonsmessige tilstandene som påvirkes av dette forholdet.

Vi vet fra tidligere at ventilasjonsproblemet ikke bare dreier seg om mengden av kulloksyd, men like meget mengden av de nitrøse gasser som utvikles fra dieselmotorene. For dimensjonering av ventilasjonsanlegg ved underjordsdrift hvor dieselmaskiner anvendes, tar man utgangspunkt i antall m^3 frisk luft pr hk/min (2-3 m^3)

Grenseverdien for nitrøse gasser er her i landet satt til 5 ppm, men hvor stor del av avgassene fra en dieselmotor er nitrøse gasser ? Litteraturen gir varierende opplysninger. Man ser angitt verdier fra 0.01 - 0.036 volumprosent, (100 - 360 ppm). Verdiene stammer fra målinger utført i 1962/63. Egne forsøk utført i 1964 gav samme verdier. Med disse verdiene og en grenseverdi på 5 ppm. skulle det være tilstrekkelige data for dimensjoneringen av ventilasjonsanlegget.

Ved et par eksempler skal vi belyse hvordan forholdene er på noen anlegg i drift.

Til ventilasjonsmålingene ble benyttet disse instrumenter: anemometer for måling av lufthastighet, Lambrecht's måleutstyr for måling av lufthastigheten og luftmengden og manometer for måling av statisk trykk. Analysen av kulloksyd, nitrøse gasser og svoveldioksyd i tunnelluften ble utført med Dräger's måleapparat. Dette er et utstyr som er lett å ha med og lett å bruke. Det består av pumpe for innsugning av luft (gass) og glassampuller. Ampullene er forseglet og leveres for forskjellige gassarter. Før bruken brytes forseglingen på ampullen og denne plaseres i pumpen. Ved hjelp av belgen suges en bestemt mengde luft gjennom ampullen. Er det konsentrasjon av gass tilstede, vil dette vises ved farveendring i ampullen. Den er gradert slik at man direkte kan avlese resultatet. Fig. 9 viser Drägermåleren med ampulle ferdig til måling.

Ved anlegg A ble utført gass- og ventilasjonsmålinger i aug. 1964. Målingene ble gjort i en rettlinjet tunnel med 60m^2 tverrsnitt. Stuffen lå i måleperioden på ca. 1200 - 1300m

fra påhugget. Sprengstofforbruk ca. 205 kg/salve.

Transportutstyr: Dieseldrevet laste- og transportmaskiner fordelt på tilsammen 5 enheter med en samlet hk-ytelse på 810 hk. I denne ytelsen er beregnet at lastemaskinen er i drift hele lasteskiftet, mens transportenhetene er i drift 78.6 % av lasteskifttiden. (Basert på tisstudier). Ventilasjonsviften leverte Q = 68000 m^3 luft pr. time målt 35 m fra viften. Ventilasjonsrørene var dukrør med diameter = 1.2 m. Utetemperatur i måleperioden: + 10 - 19°C.

Måling nr.	1		2		3		4	
	Co PPM	No PPM	Co PPM	No PPM	Co PPM	No PPM	Co PPM	No PPM
a. Før salveskyting, 10 m fra stuff	0	1	0	0.5	10	0.5	0	0
b. 40 min. etter sk. " " "	300	2	150	4	70	2.5	75	3
c. Etter ½ utlastet " " "	25	5						
d. " utlasting " " "	20	6	20	3	10	4	15	4
e. " " 1000 m " påhugg	25	6	20	5	15	4.5	20	4
f. " " 600 " " "	25	5	30	5	15	4	15	5
g. " " 100 " " "	25	6	25	5	25	5	25	4.5

Måling nr. 5.

Gasskonsentrasjoner ved pel 700 fra påhugg, som funksjon av tiden.

	Co	No_2
a. 45 min etter skyting	20	4
b. 65 " " "	125	6.5
c. 85 " " "	70	6.0
d. 100 " " "	50	4.5
e. 125 " " "	30	4.0
f. 140 " " "	25	4.0
g. 180 " " "	25	4.0

Lasting og utkjøring pågikk i denne tiden.

Fig. 10 - 15 viser gasskonsentrasjoner i forhold til tid og tunnellengde.

Man ser av dette at etter bestemte tider og avstander er konsentrasjonen av nitrøse gasser og kulloksyd i overkant av grenseverdiene. Grenseverdiene er henholdsvis 60 t.t.m. for henholdsvis kulloksyd og 5 ppm for nitrøse gasser. Svoveldioksyd ble ikke registrert. Høyeste konsentrasjon av nitrøse gasser og kulloksyd ble målt ca. 1 time etter salveskyting og 700 m fra stuff. Disse konsentrasjoner avtok så raskt, og nærmet seg grenseverdiene etter ytterligere $\frac{1}{2}$ t. Lastemaskinkjøreren er den som i størst utstrekning utsettes for gasskonsentrasjoner. Hans arbeide foregår ved stuff, og konsentrasjonen av nitrøse gasser lå her rundt grenseverdien = 5 t.t.m. mens konsentrasjonen av kulloksyd lå gjennomsnittlig på ca. 20 ppm.

Lasteskiftets varighet var ca. 5 t., avbrutt av spisepauser og evt. skiftbytte.

Dumptorkjørerene passerte under transport i korte perioder gasskonsentrasjoner på 100 ppm for kulloksydens vedkommende og 6 ppm for de nitrøse gassers vedkommende. Deres opphold her var av kort varighet, og sammenlagt var deres opphold under dagen vesentlig kortere enn lastemaskinkjørernes. Vi vet at man ikke uten videre kan tillate økte konsentrasjoner av skadelige gasser, ved kortere arbeidstid, men de her målte resultater som for det meste ligger i grenseverdiområdene og for en stor del av tiden under disse viser at ventilasjonen ligger på grensen av det nødvendige.

Eksosmålinger av lastemaskiner og dumptorer viste at samtlige hadde sottall på under 45 målt med Hartridge røkmåler. Dette resultatet skulle således si oss at transportutstyret var i mekanisk god stand. Ventilasjonsviftens kapasitet var målt til 68000 m^3luft/time, mens luftleveringen ved utblåsing ca. 60 m fra stuff ble målt til 36500 m^3/time. Dette gir et tap på 46 % som må ansees for unødvendig stort.

Fremføring av ventilasjonsrøret nærmere til stuff og tetting av lekkasje ville utvilsomt ha bedret resultatet.

Kort skal nevnes at dimensjoneringen av viften etter 2.5m^3 luft pr. hk.min ville gi oss en viftekapasitet på:
2.5 x 810 x 60 = 121.500 m^3 .

Ved anlegg B ble utført eksos- og gassmålinger på samme måte som for anlegg A. Driften bestod her av rettlinjet tunnel drevet på stup. (1:9) med et tverrsnitt på 30 m^3. Stuffen lå ved besøket på ca. 800 m fra påhugget. Laste- og transportutstyret bestod av 4 dieseldrevne enheter som tilsammen utviklet tilsammen 300 hk.

Da tunnelen ble drevet på stup sier dette at uttransporten med fullt lass foregikk i motbakke. Det var ved beregningen av hk-ytelsen tatt hensyn til dette. Eksosmålinger gav sottall på fra 12 - 60 med enkelte topper på opptil 80. I tunnelen ble foretatt målinger av luftens innhold av kulloksyd og nitrøse gasser. Ved slutten av lasteskiftet ble det registrert følgende verdier:

	Nitrøse gasser	Kulloksyd
Pel 250	7 ppm	0
Stuff	2 "	0
Pel 100	7 "	1

Det ble videre foretatt målinger av nitrøse gasser og kulloksyd umiddelbart etter salveskyting. Sprengstofforbruk ca. 100 kg. pr. salve. Målingen ble utført ved oppstilling ved pel 200, og gav resultat som følger:

	Nitrøse gasser Ppm	Kulloksyd ppm
Salveskyting + 15 min	2	10
" + 30 "	8	180
" + 45 "	2	90
" + 50 "	0	10

Umiddelbart etter var tunnelen fri for skadelige gasser. Det var fri sikt fra påhugg til stuff. Resultatene viser her at lastemaskinkjørerenarbeidet under bra ventilasjonsmessige forhold. Da uttransporten var fordelt på 3 transportenheter med en samlet laste- og transporttid på ca. 2 timer, var kjørerne utsatt for konsentrasjoner av nitrøse gasser på 7 ppm i kun kort tid. Ved begynnelsen av lasteskiftet hadde man som oftest fri sikt. Dimensjoneringen av ventilasjonen var her foretatt med utgangspunktet i transportutstyrets ytelse, 300 hk. Viftekapasiteten var oppgitt til 45000 m^3/t. Ventilasjonsrøret hadde 1 m's diameter.

Det var ved anlegget lagt stor vekt på å unngå lekkasje i ventilasjonsrøret.

Ved anlegg C gikk man frem med en 40 m^2 tunnel. Ventilasjonen er her dimensjonert for å tilfredsstille kravene for tillatelige mengder skadelige gasser. Målingen er utført i perioder des. 63 og fortsetter. I aug. 64 lå stuffen ca. 2700 m inne. Målingen av svoveldioksyd gav ingen registrerbare resultater.

For de nitrøse gasser og kulloksyd viser måleresultatene at ved slutten av boreskiftet var luftens innhold av disse gasser godt under grenseverdiene fra stuff og utover til området omkring pel 500, der måleresultatene for kulloksyd lå over grenseverdiene.

For lasteskiftets vedkommende var luftens innhold av nitrøse gasser ved avslutning av lasteskiftet målt ved stuff 4 ppm. mot ca. 20 ppm for kulloksydens vedkommende. Konsentrasjonen av disse gasser steg sakte utover i tunnelen for å passere grenseverdiene omkring pel 500.

Måleresultatene viser at luftens innhold av nitrøse gasser og kulloksyd målt ved stuff både for laste- og boreskiftet lå under grenseverdiene, men at kjørerne passerte områder der luftens innhold av nevnte gasser lå over disse verdier.

Oppholdet i disse soner var imidlertid sammenlagt bare ca. 25 min pr. skift.

Laste- og transportutstyret bestod av større dieseldrevne enheter.

Eksosmålinger gav resultater på sottall fra 45 - 85 utført med Hartridge røkmåler. Ventilasjonsanlegget hadde en kapasitet på ca. 40.000 m^3 pr. time innblåst luft ved enden av ventilasjonsrøret, som hadde en diameter på 1.0 m. Hver stuff hadde egen tilførsel av friskluft fra separate vifter og rør.

Eksemplene viser hvordan situasjonen er på anlegg hvor man har lagt vekt på å legge forholdene tilrette for best mulig yrkeshygieniske tilstander.

Besøk på andre anlegg har vist tildels samme resultater, men man har også truffet på steder hvor man neppe har lagt tilstrekkelig vekt på ventilasjonsbehovet. Fig. 16 viser resultater fra ventilasjonsmålinger utført ved en godt og en dårlig vedlikeholdt ventilasjonsledning. Større lekkasje på ventilasjonsrøret kan ødelegge selv et ellers godt dimensjonert ventilasjonsanlegg.

Undersøkelsene gir grunn til å tro at det fremdeles er behov for ventilasjonsanalyser ved anlegg her til lands. Undersøkelser av eventuelle skader som gass- og røkkonsentrasjoner kan ha for den menneskelige organisme, er en oppgave for våre helsemyndigheter. Mange forskere rundt om i verden begynner å interessere seg for avgassproblemet. Det er ikke bare under jord at dette foreligger.

Det våre entreprenører idag kan gjøre er å sørge for en tilstrekkelig ventilasjon og ikke minst sørge for at dieselmotorer som brukes under jord er i best mulig stand og riktig justert.

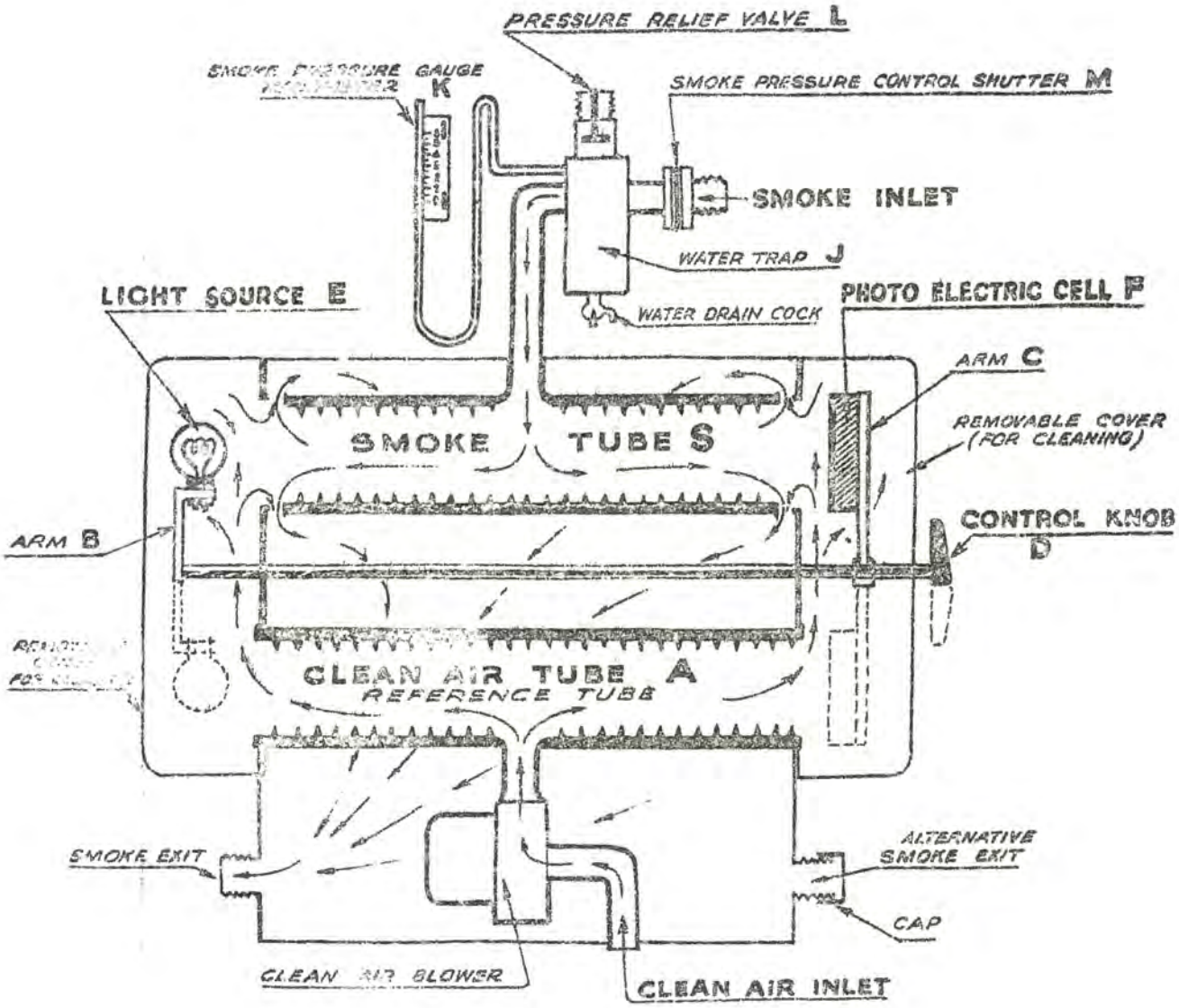

PRESSURE RELIEF VALVE L
SMOKE PRESSURE GAUGE K
SMOKE PRESSURE CONTROL SHUTTER M
SMOKE INLET
WATER TRAP J
LIGHT SOURCE E
PHOTO ELECTRIC CELL F
WATER DRAIN COCK
ARM C
REMOVABLE COVER (FOR CLEANING)
SMOKE TUBE S
CONTROL KNOB D
ARM B
CLEAN AIR TUBE A
REFERENCE TUBE
SMOKE EXIT
ALTERNATIVE SMOKE EXIT
CAP
CLEAN AIR BLOWER
CLEAN AIR INLET

FIG. 1.

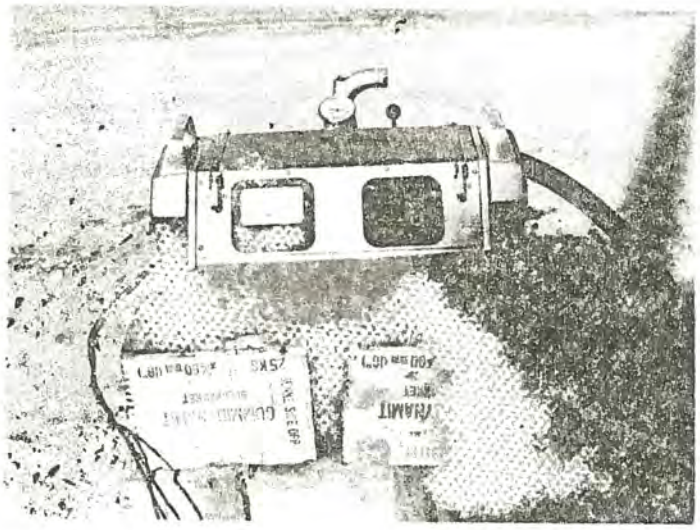


Fig. 2

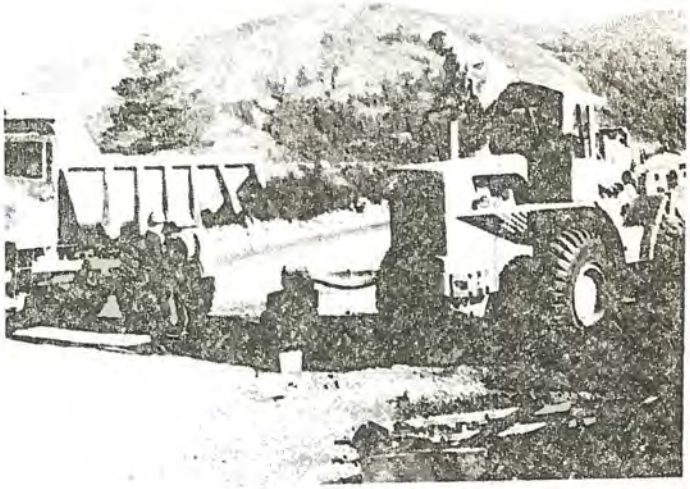


Fig. 3.



Fig. 4.

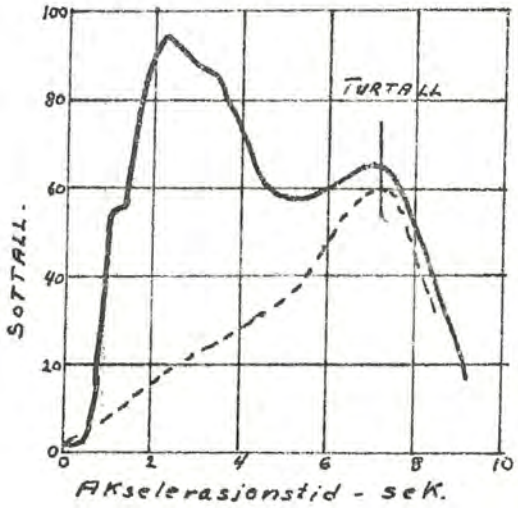


Fig. 5

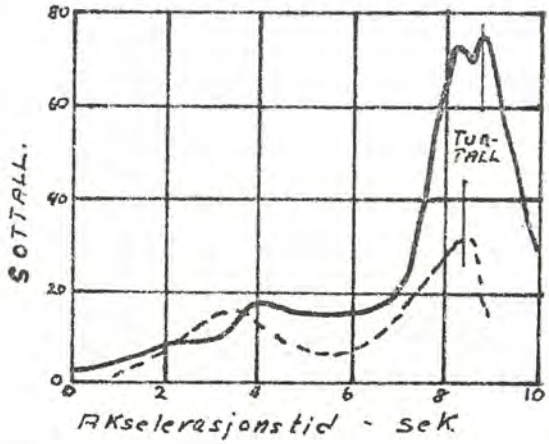


Fig. 6.

———: UTILFREDSTILLENDE DYSER.

– – – –: TILFREDSTILLENDE -"-

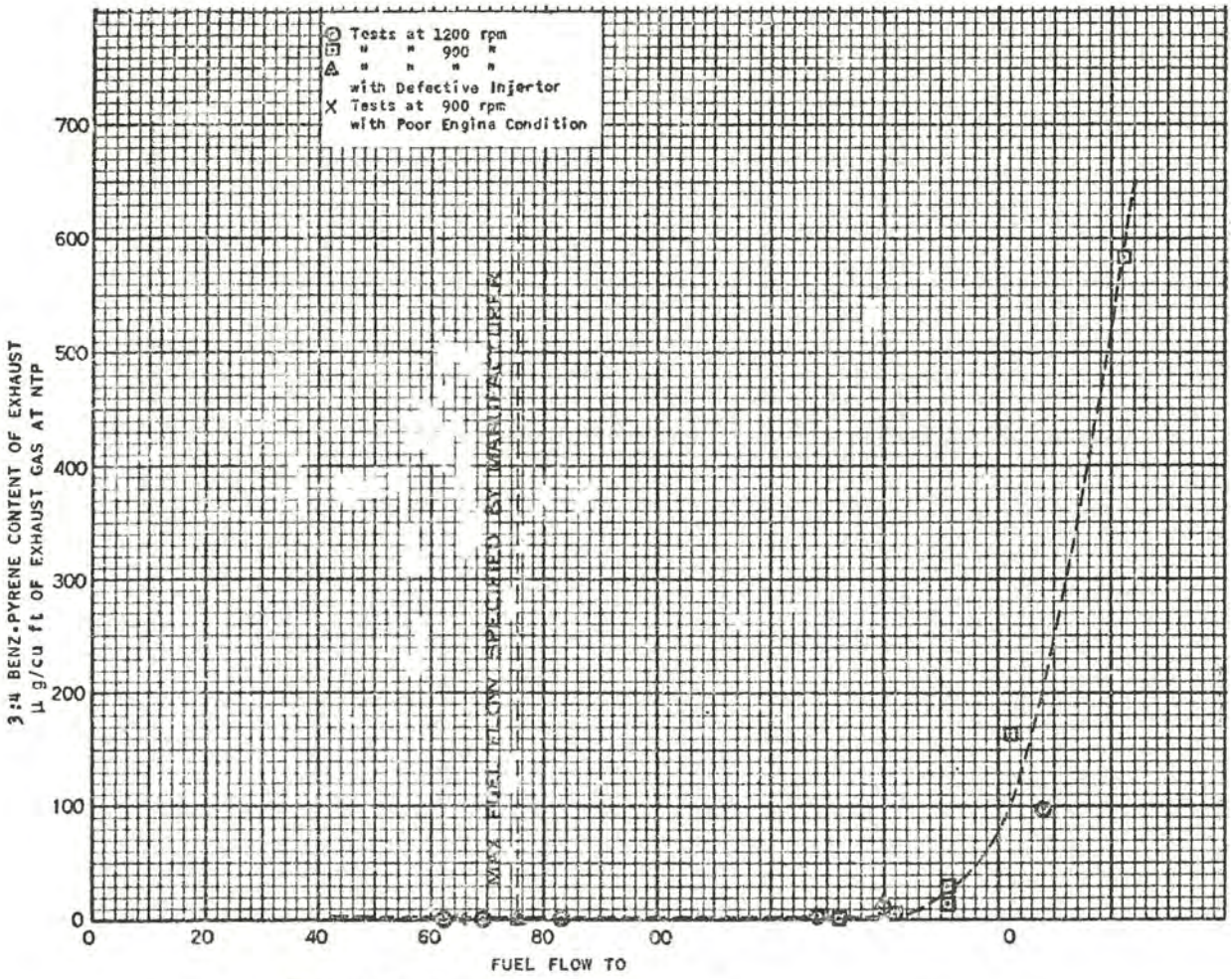
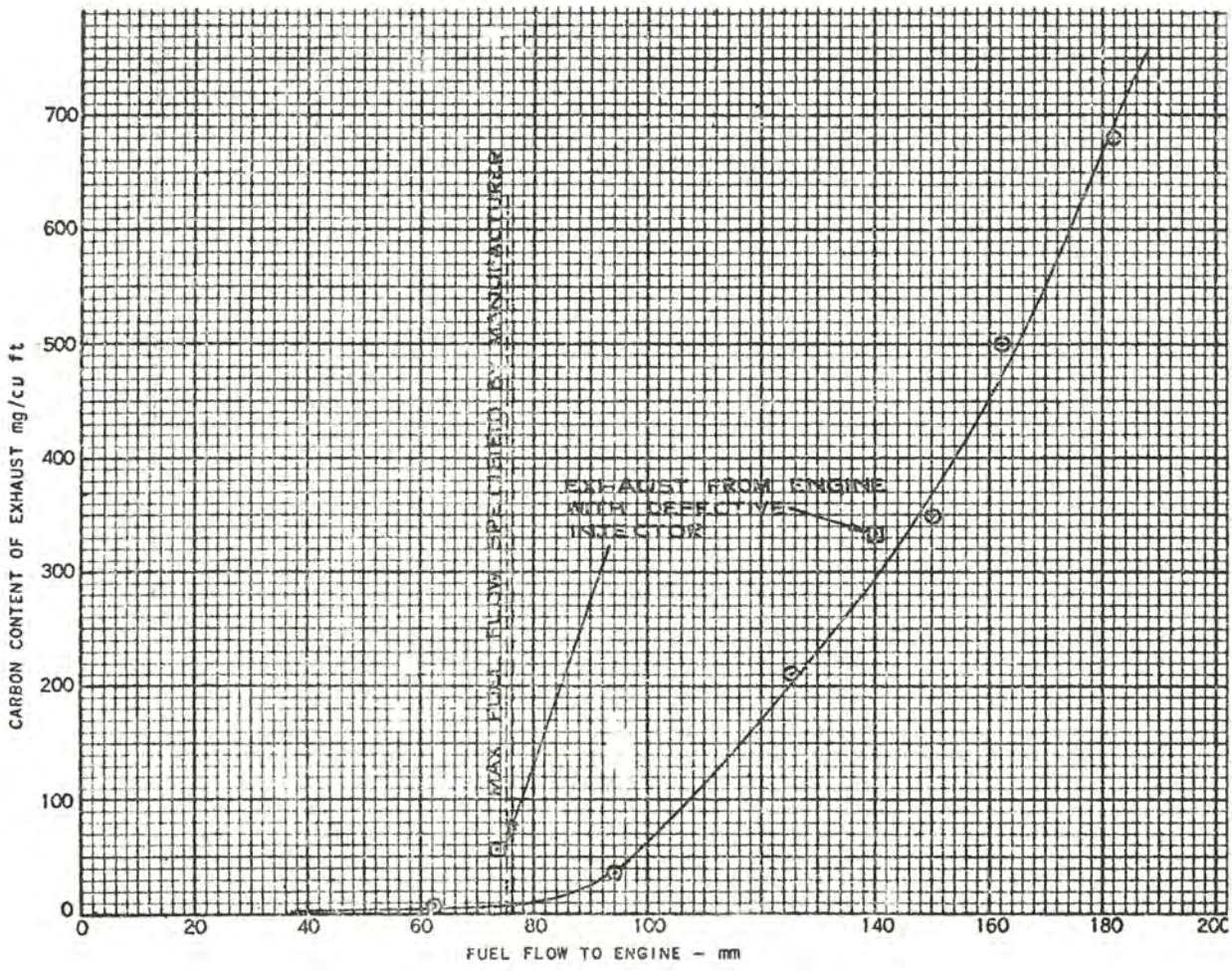
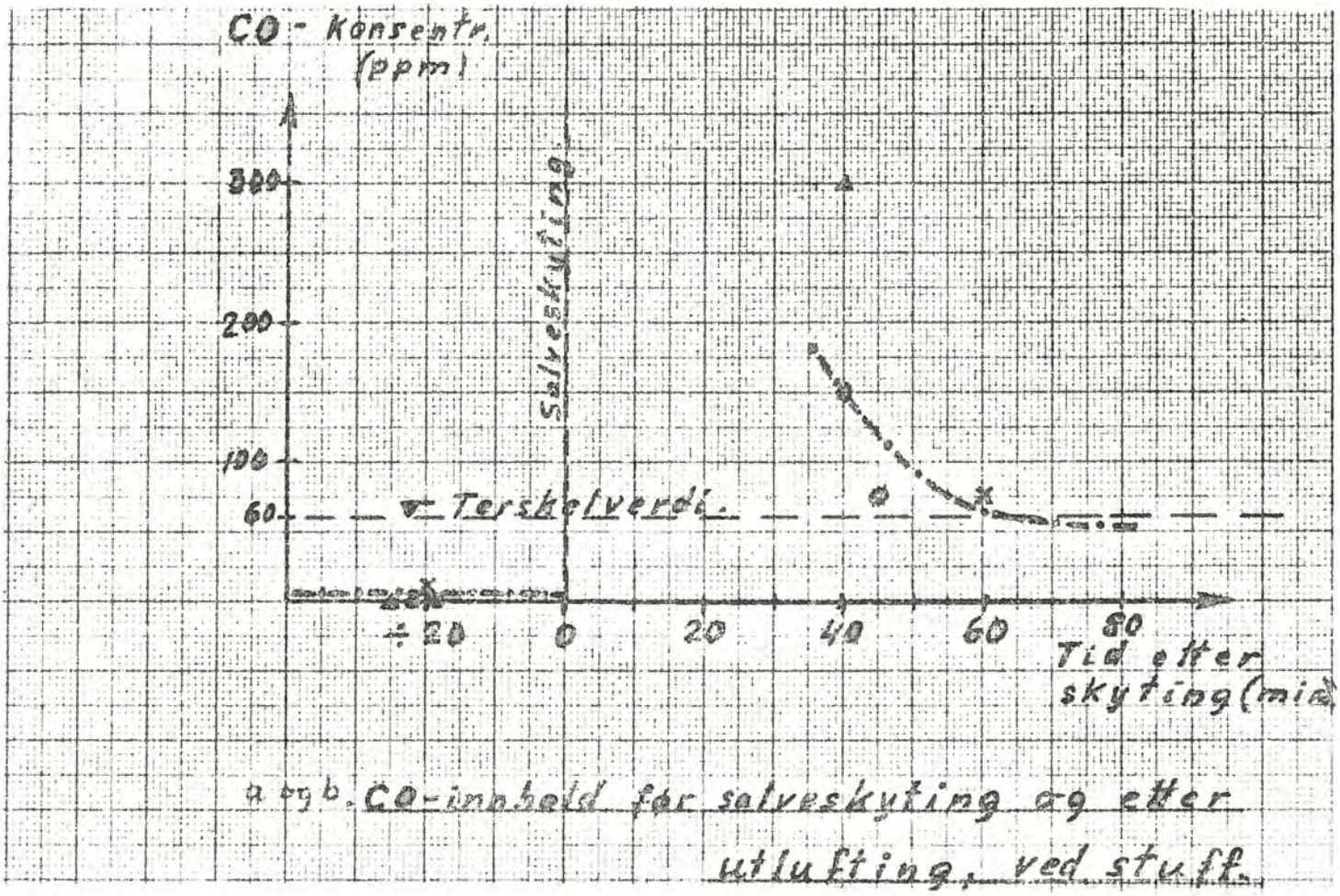


FIG. 4—3.4 Benz-Pyrene Conte t e us

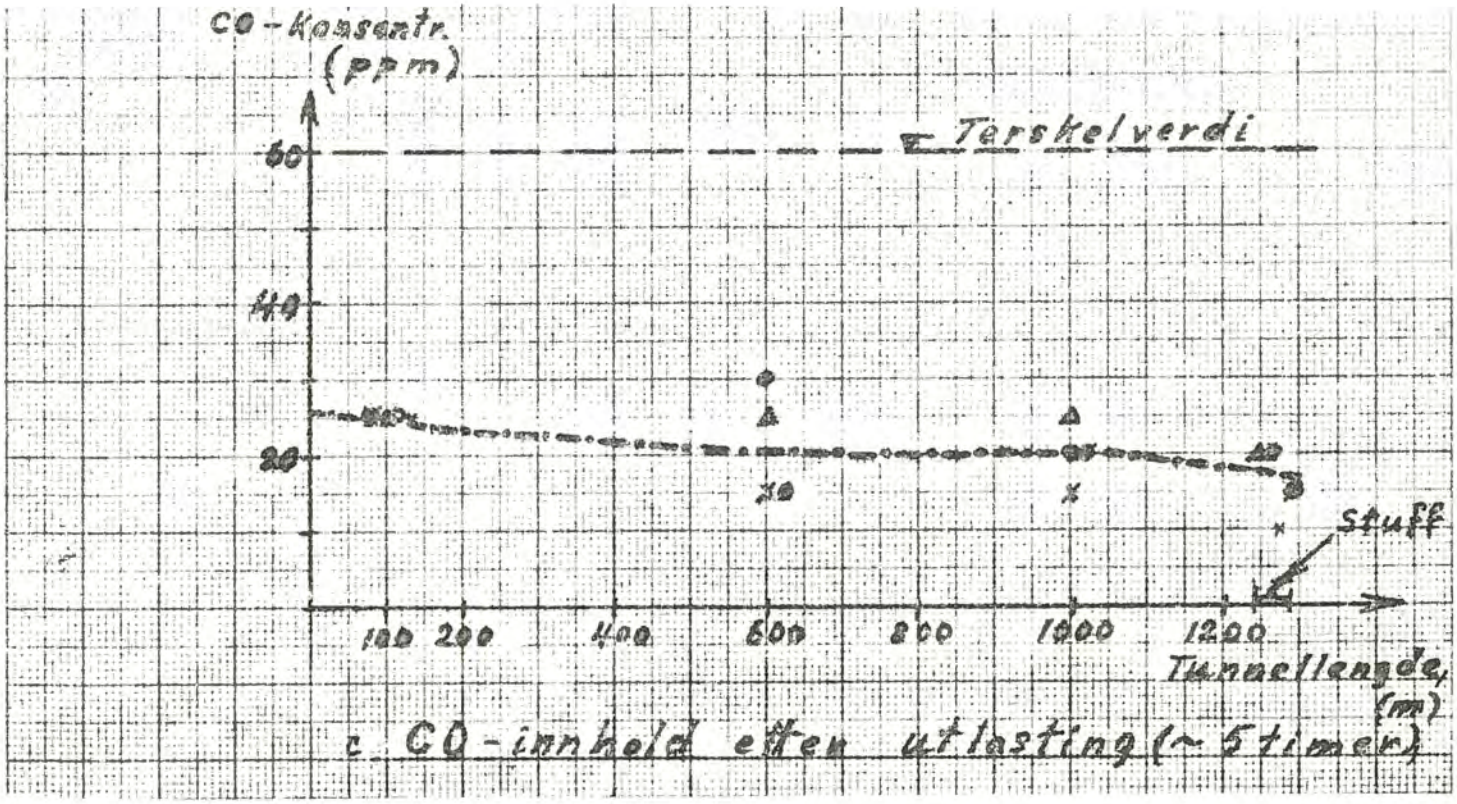
Fig 7





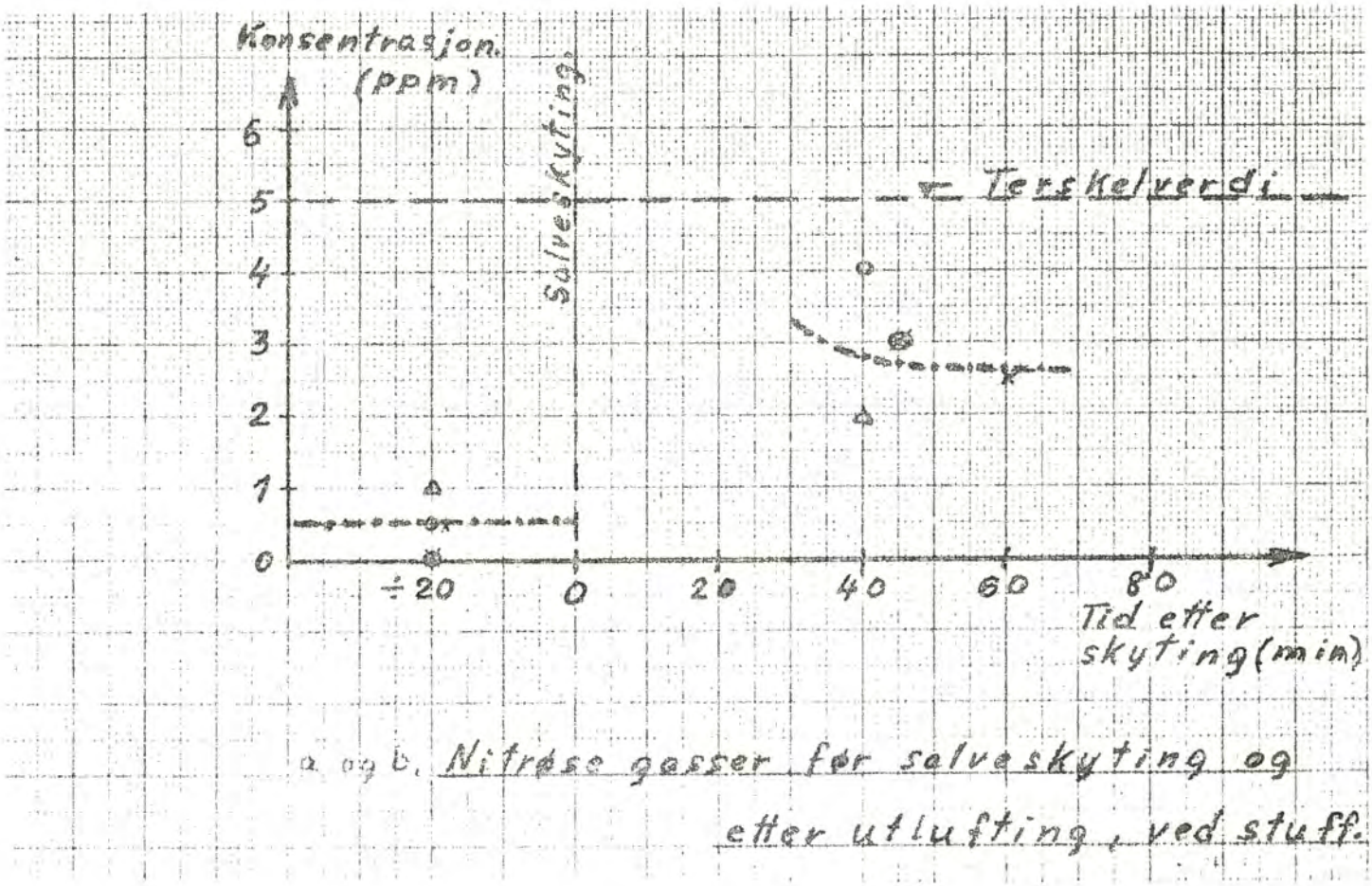
a og b. CO-innhold før salveskyting og etter utlufting, ved stuff.

Fig 10



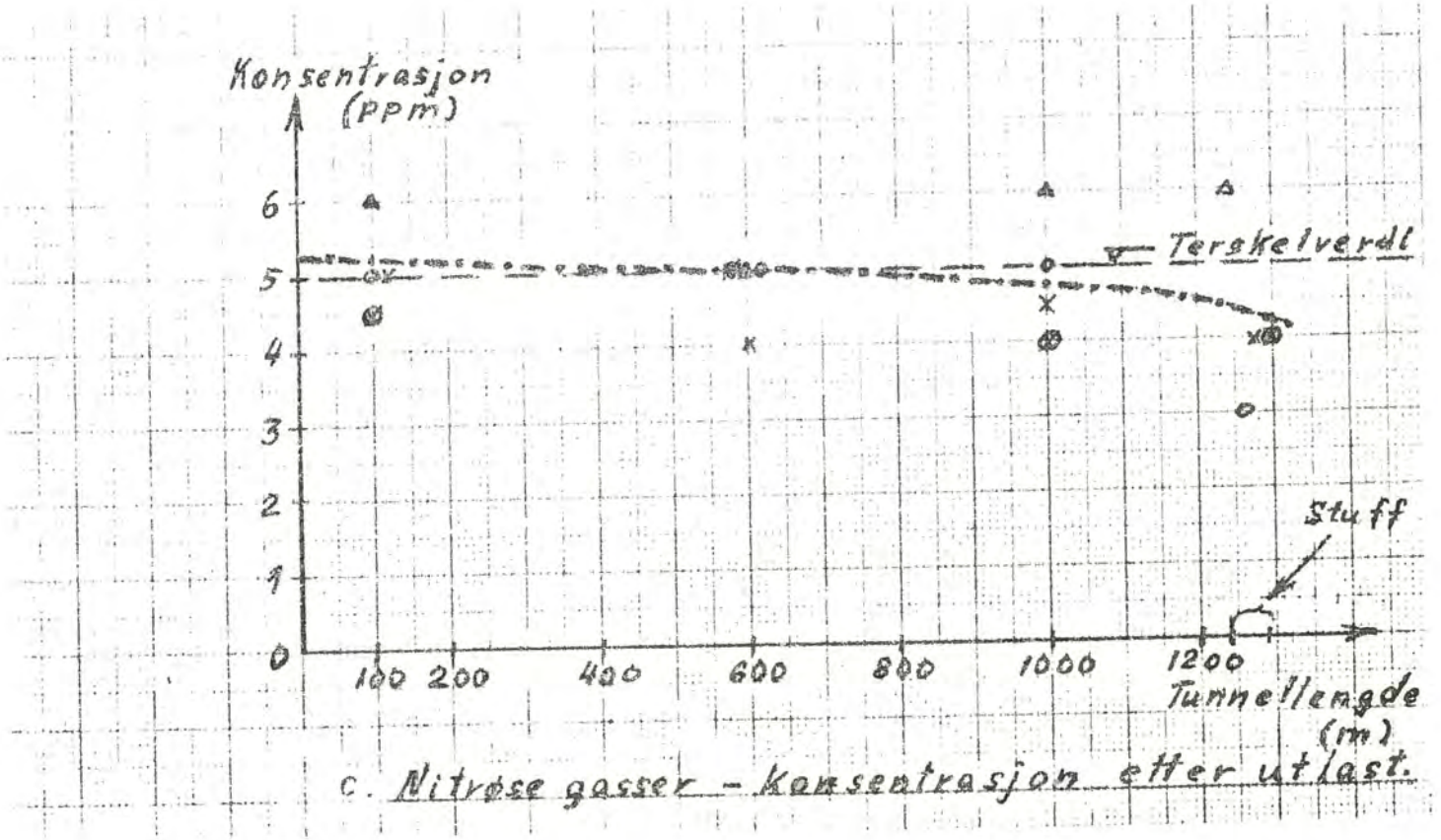
c CO-innhold etter utlasting (~ 5 timer)

Fig 11



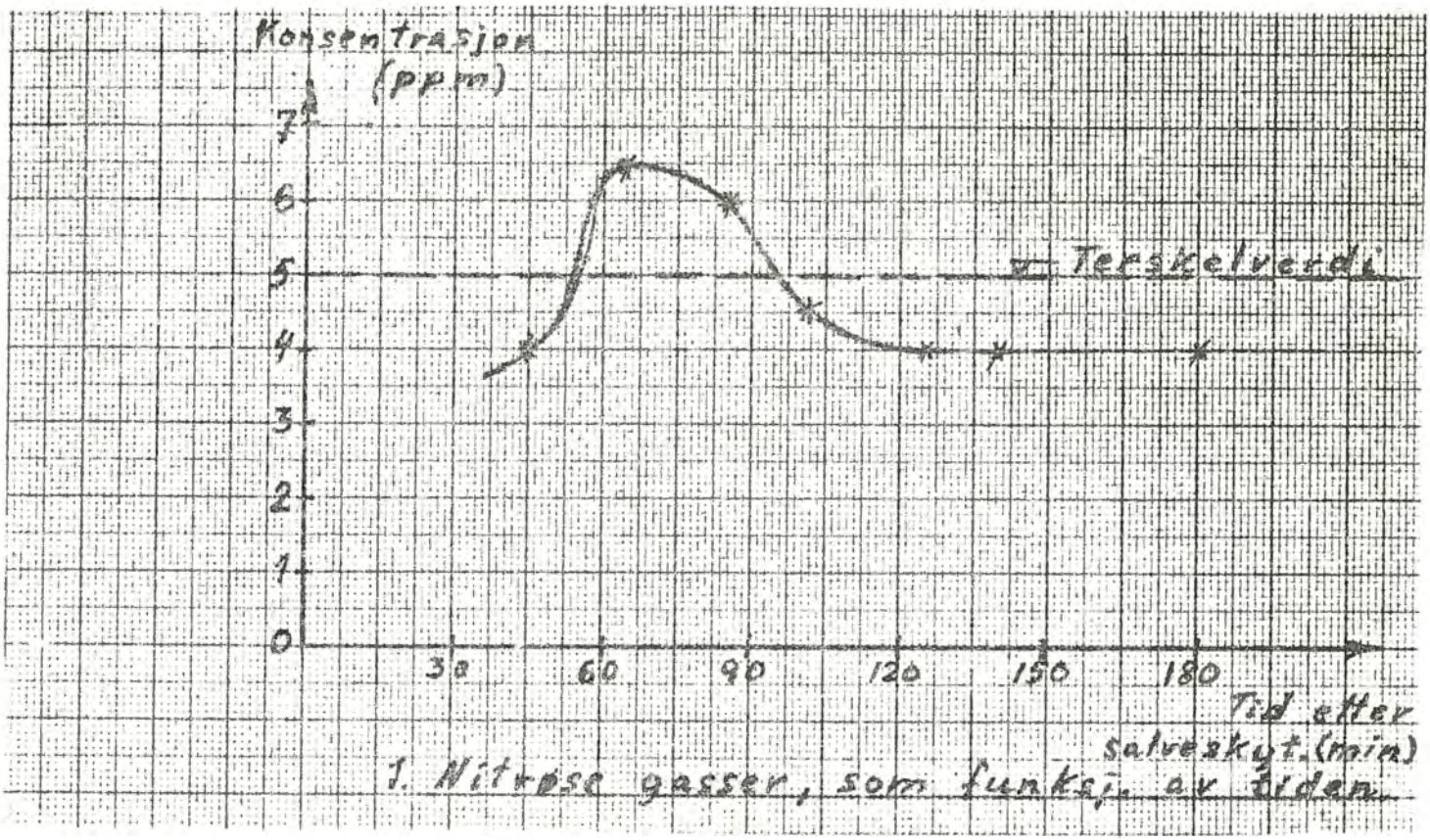
a. og b. Nitrøse gasser før salveskyting og etter utluftning, ved stuff.

Fig 12



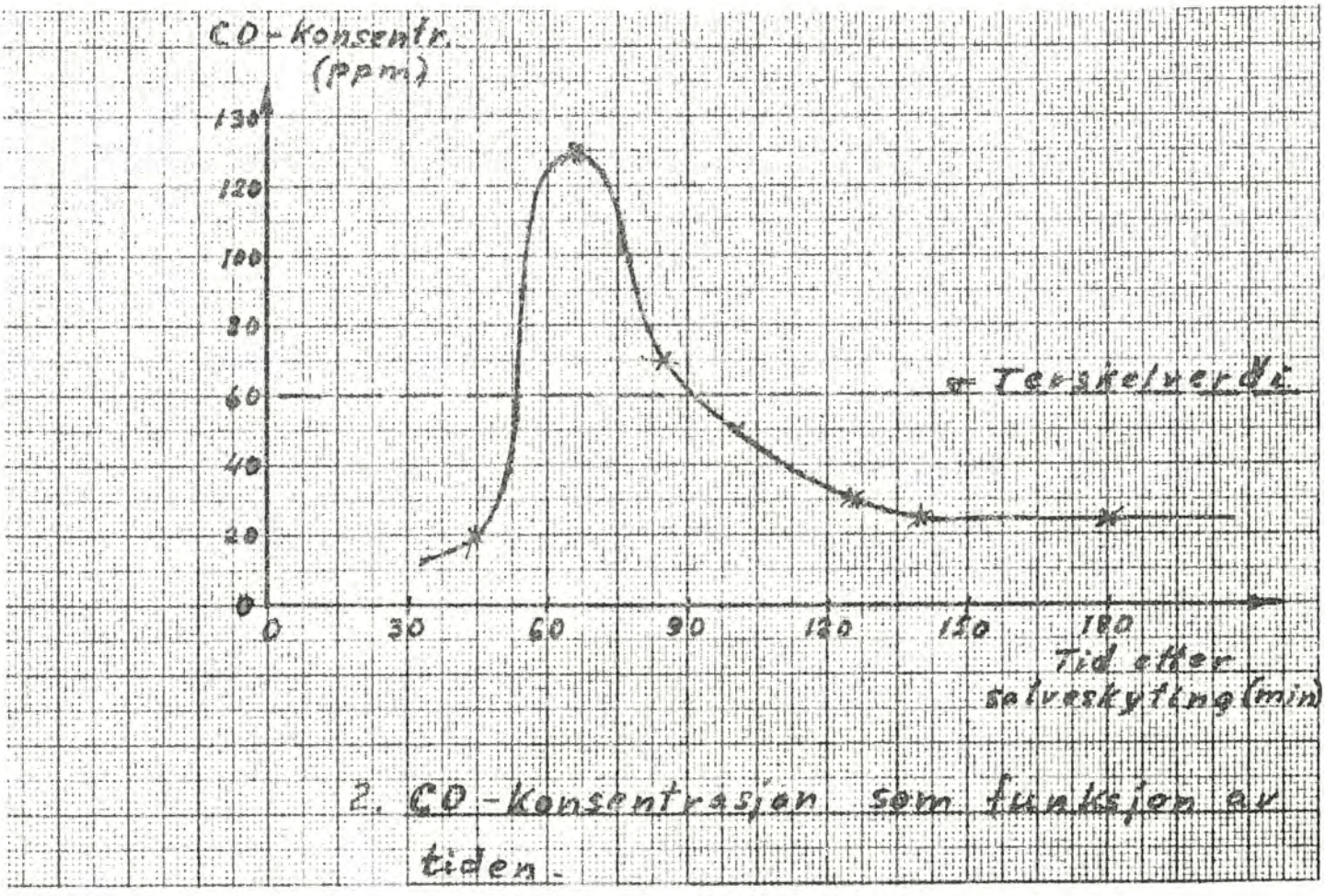
c. Nitrøse gasser - Konsentrasjon etter utlast.

Fig 13



1. Nitrøse gasser, som funksj. av tiden.

Fig 14.



2. CO-konsentrasjon som funksjon av tiden.

Fig. 15



Fig 9

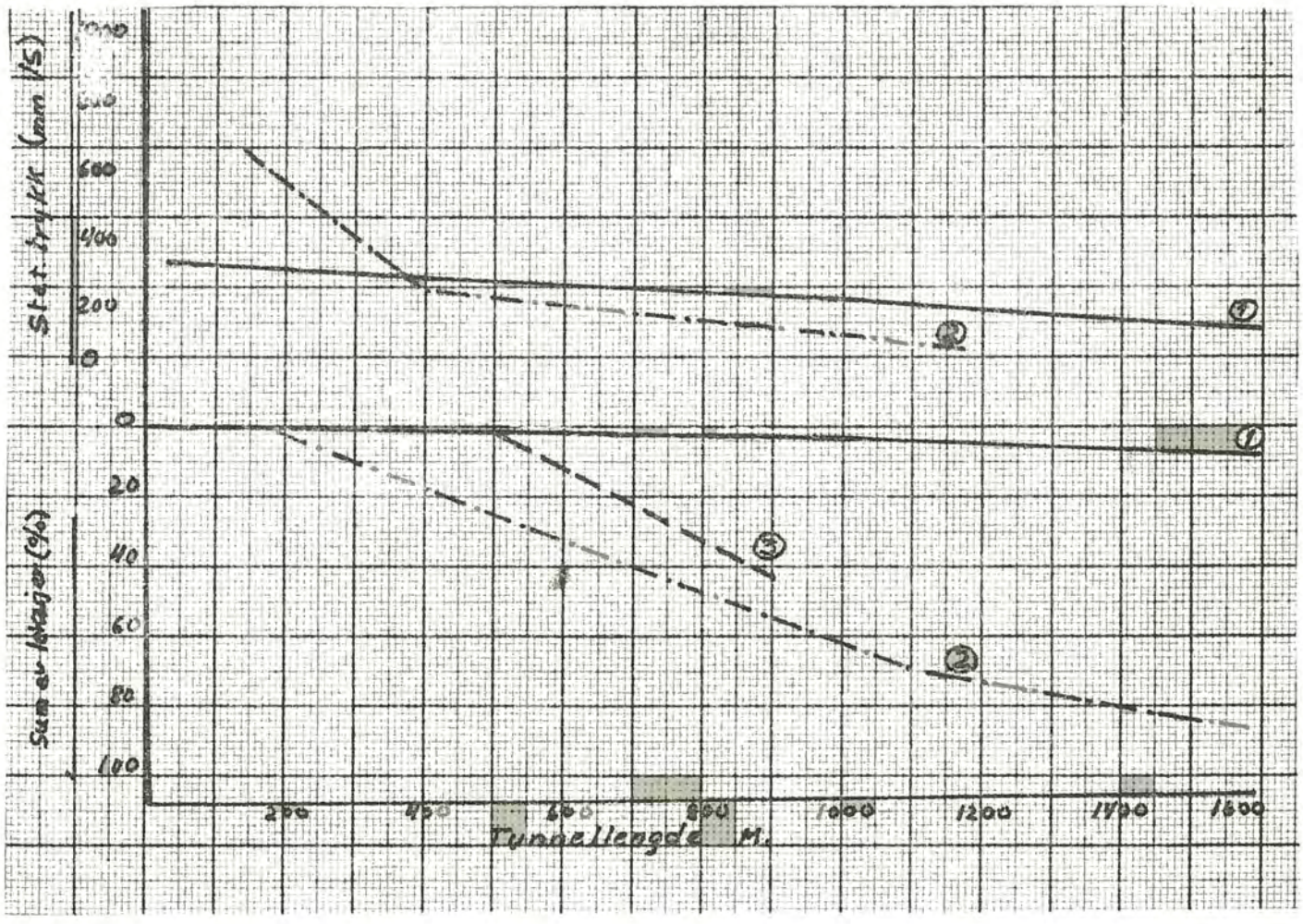

Stat. hydr. (mm H2O)
600
400
200
0
20
40
60
80
100
200
400
600
800
1000
1200
1400
1600
Tunnellengde M.
1
2
3
4

Fig. 16.

KONTOR FOR FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK i samarabeid med DEN NORSKE INGENIØRFORENING.

Konferanse i FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK.

LADDAPPARATER FÖR PATRONERADE SPRÄNGÄMNEN.

Foreleser:
Ingeniør Sten Ljungberg.

LADDAPPARATER FÖR PATRONERADE SPRÄNGÄMNEN.

God ekonomi vid bergsprängning erhålles om borrhålen utnyttjas så mycket som möjligt med en koncentrerad bottenladdning. Därvid användes lämpligen ett plastiskt sprängämne, med god motståndsförmåga mot vatten, som kan laddas med laddapparat till hög packningsgrad. Till pipladdningen använder man samma sprängämne med lägre packningsgrad eller ett mindre energirikt sprängämne i patronerad eller fririnnande form. Med lämplig och rätt utförd hålsättning, borrning, laddning och tändning uppnås det driftsäkraste och billigaste resultat för alla operationerna sammantagna.

Under de sista 20 åren har en del försök gjorts att mekanisera laddningen av borrhål. Det har framförallt gällt anordningar för att med tryckluft blåsa in sprängämnespatronerna, men även maskindrivna laddkäppar som snabbt förts in och ut i borrhålen. I Tyskland har beskrivits laddapparater där patronerna blåses in genom rör med så stor hastighet att de krossas vid anslaget mot botten och på så sätt utfyller hålet.

Nitroglycerin AB påbörjade 1949 försök med en pneumatisk laddapparat som under de gångna åren kommit till stor användning inte bara i Sverige utan även på många håll i utlandet. Den har blivit ett allmänt hjälpmedel på arbetsplatsen, med vilket hög packningsgrad på sprängämnet lätt kan erhållas i de djupaste borrhål och under svåra förhållanden som t.ex. vattenfyllda borrhål och trasigt berg. I många fall kan sprängämnets packningsgrad ökas med 20-40% jämnfört med tidigare

laddningsmetoder, vilket möjliggör en økning av volymen berg/borrmeter och en minskning av borrningskostnaderna.

Med halvautomatiska slutstycken och laddrobot som nu börjar komma i bruk kan laddarbetet automatiseras, vilket medför en ökning av skiftskapaciteten och effektiviteten. I det följande lämnas beskrivning av Nitroglycerin AB:s laddapparater och exempel från praktisk drift.

Laddapparatens konstruktion och funktionering.

Laddapparaterna har anpassats för olika patrondimensioner och borrhålsdiametrar vilket framgår av tabellen.

Apparattyp	laddröret material	laddröret diam. mm inv.	laddröret diam. mm utv.	patron diam. mm	lämplig borrskärsdiam. mm
S22 TA4 el S22 T4	plast	23	30	21.6±0.4	34-40
R22 T4	metall	23	25	-"-	28-34
S25 TA4 el S25 T4	plast	26	34	24.6±0.4	40-48
R25 T4	metall	25	28	-"-	30-36
S29 TA5 el S29 T5	plast	30	38	29.6±0.4	45-60
S40 T6	plast	41	51	39.6±0.4	55-100

I typbeteckningen står t.ex. S22 för typen av laddrör, (plast = S, metall = R), och patrondiamension, TA4 el.TA5 för halvautomatiskt slutstycke och T4, T5 eller T6 för slutstycke av enklare konstruktion.

Som framgår av fig. 1 består exempelvis en laddapparat typ S25 T4 av en reduseringsventil som lämnar 3 atö, luftslang med luftventil, slutstycke genom vilket patronerna stoppas in, ett anslutningsrör och laddslangen av plast som kan erhållas i önskad längd. I plastslangens nedre del finns ett munnstycke med knivar som skär upp patronpapperet.

Vid laddning föres laddslangen till borrhålets botten. Därefter plockas patronerna in genom slutstycket och luften släppes på. Tryckluften för ner patronerna i borrhålet

genom laddslangen eller laddröret vars inre diameter är 1-1.5 mm större än patronerna. I slangens resp. rörets nedre ände finnes ett munstycke vars inre diameter är lika med patronens diameter. När patronerna når munstycket sker tätning, lufttrycket i laddröret stiger och patronerna pressas ut. Därvid skärs papperet upp av knivar som sitter i munstycket. Genom att föra röret bakåt/under upprepade mottryckningar packas de frammatade och uppskurna patronerna lätt till stor täthet. Erfarenheterna ha visat att man kan räkna med att uppnå laddningstätheter på 1.2 - 1.4 kg/lit. tämligen oberoende av hålets djup. Man har laddat borrhål med upp till 50 m djup, i vatten 15 m.

Vid laddning med slutstycken av typ T plockas ett stort antal patroner in på en gång innan luften släpps på och laddning sker. TA-slutstycken medger däremot iplockning av patroner under laddningens gång, vilket förkortar laddningstiden och underlättar arbetet. Eftersom laddslangen ej fylls av sprängämnespatroner blir den lättare, samtiidigt som packningen vid rätt utförd laddning underlättas av den fart patronerna bibehåller under passagen av munstycket. Konstrukstionen av slutstycket av typ T framgår av fig.2. Ett halvautomatiskt slutstycke fig. 3 består av två klaffventiler som kopplats ihop med ett mellanstycke så att en sluss bildas. Slussen rymmer en patron med upp till 210 mm längd. På mellanstycket sitter ett ventilhus innehållande en avstängsventil för laddluften, en huvudventil som växelvis kopplar laddluften till laddslangen eller slussen och en impulsventil med impulsarm som manövrerar huvudventilen. I normalläge går laddluften genom laddslangen och slussen är öppen. När en patron stoppas in påverkas impulsarmen och laddluften växlas om till slussen. När patronen slussats ut och ej längre påverkar impulsarmen kopplas åter luften till laddslangen. Slussen kan taga emot en ny patron c:a 1 sekund efter föregående. Arbetet underlättas av att laddningen kan fortgå utan avbrott för instoppning av patroner. Patronerna äro i ständig rörelse i laddslangen, inga stock-

ningar uppstår och arbetet går lättare. Slutstycket medger laddhastigheter mellan 5 och 8 kg. per minut.

Munstycket är fastsvetsat vid laddslangens ände. För att nå gott laddningsresultat måste knivarna vara i god kondition. Munstyckets konstruktion framgår av fig. 4, det utsätts för slitage och måste därför repareras då och då. Normalt håller hylsan för laddning av 500 - 1000 kg sprängämne om laddslangen är rak. Hylsan kan lätt skäras bort och ny svetsas fast. I grova borrhål kan det vara lämpligt om utrymmet medger att tränga på ett stycke plastslang över laddslangens nedersta del som skydd för slitning.

Införande av tändare göres lättast med laddapparaten. Därvid blåses en patron fram till munstycket enligt fig. 5. Sedan luften stängts stickes sprängkapseln in i patronen och sladdarna föres på utsidan av laddslangen under införandet i borrhålet. Med detta förfarande stöder sprängämnet sprängkapseln under packningen samtidigt som den blir ordentligt inbäddad i sprängämnet i samband med laddningen.

Laddroboten är ett komplement till laddapparaterna och avsedd för laddslangarna S22, S25 och S29. Den utför packningsarbetet i borrhålet och ersätter en man under laddningsarbetet. Detta innebär att laddning av långhål kan utföras av en man, istället för två, och med ökad kapacitet och effektivitet..

Laddning med laddrobot ger följande fördelar framför varje annan form av laddning:

1. Full utnyttning av borrhålen. Medelvärde av packningsgraden i botten på långhål i skivpallar och skivrasbrytning har ökats med 50 %.

2. Lätt laddarbete. Den arbetskrävande insatsen vid laddningsarbetet utföres av laddroboten.

3. Hög laddningskapacitet. Laddningskapaciteten per skift har ungefär fördubblats. Det är här väl att märka/jämförelsen göres mellan å ena sidan ett arbetslag om 2 man och å andra med ett lag bestående av 1 man + robot.

4. Bättre möjlighet för uppgörande av riktiga ackord. Betalt per kg uppmuntrar inte till noggrann laddning i botten av hålen där arbetet är tyngst.

5. Jämna värden på laddningskoncentrationen, som annars kan variera avsevärt vid början och slutet av ett skift.

6. Laddroboten förräntar sig på mindre än ett år för de normalfall som kostnadsberäknats.

Laddroboten består av en automatiskt dubbelverkande cylinder med rörformad kolvstång på vars bakre del ett pneumatiskt griporgan är fastsatt, fig. 6. På cylinderns främre del finns ett distansrör som medger kolvstången fri rörelse. Framför detta sitter spolkammaren, där laddslangen hålles ren med hjälp av en skrapring och tryckluft, samt ett styrrör som stickes in i borrhålet och centrerar roboten. Ett spännben, fast vid cylindern, spänner fast roboten mot borrhålet.

Sedan laddroboten fixerats vid borrhålet införes laddslangen för hand genom roboten till borrhålets botten och tryckluft släppes på till griporganet, så att slangen hålles fast. Alla reglage är samlade till ett ventilblock. Lufttrycket i griporganet kan varieras med en reduceringsventil så att friktionen mot laddslangen ändras. Cylindern startas och laddslangen följer med i den fram och återgående rörelsen. Under återgången pressas en patron ut ur laddslangens munstycke, vid framåtrörelsen packas den ihop tills mottrycket överstiger friktionskraften i griporganet då greppet slirar resten av slaget. Laddslangen föres åter med full slaglängd bakåt och förloppet upprepas.

Vid laddning med laddrobot placeras tändaren ofta i bottenladdningens yttre del med handhållen laddslang med vilken hålet färdigladdas, men kan också göras enligt Fig. 7 om roboten förses med förstorad spolkammare. Laddningen av hålet göres på vanligt sätt. När det er dags för tändaren drages slangen ner ur hålet till mynningen sitter mitt för öppningen i spolkammaren. Laddslangen låses fast och tändaren stoppas in i munstycket på vanligt sätt i en framblåst patron. Där-

efter föres slangen på nytt in i borrhålet til kontakt med tidigare laddat sprängämne och laddningen fortsätter sedan tändarens trådar sträckts upp och fästs. Med denna anordning kan laddningen fortgå i en följd utan omställningar.

Laddning med laddrobot är framförallt avsedd för laddning av långhål, men erfarenheten har visat att den med fördel även kan användas vid kortare hål. Fig. 8 framställer man-skiftskapaciteten vid laddning av 48 mm hål som funktion av håldjup och antal laddade hål per salva, baserad på tidsstudier gjorda av E. Karnelo, Ställbergsbolagen. Av diagrammet framgår att laddroboten och en man redan vid 3-4 m håldjup kan uppnå samma kapacitet som två man med handhållen laddslang. Dessutom fås fördelarna med hög packningsgrad och lättare arbete.

Genom att anpassa uppställningssättet kan laddroboten användas även till laddning av nedåtriktade hål i exempelvis pallar och till laddning av undervattenssalvor.

Erfarenheter från undervattensladdning.

Under laddningsarbete i Luleå hamn vinteren 1963 provades laddning med halvautomatiskt slutstycke och handhållen laddslang. Med tanke på den låga temperaturen och frysrisken var det gynnsamt att man under laddningen av de vattenfyllda borrhålen kunde låta laddluften vara på hela tiden, så att ej vattnet slog tilbaka upp i slangen var gång en ny sats patroner skulle stoppas in. Driftstørningar i slutstyckena som till att börja med uppträdde, visade sig bero på kylan och försvann helt sedan man avlägsnat ljuddämpare och filter där kondensvatten frös och begränsade luftgenomströmningsareorna. Vid laddning av denna typ med äldre apparater inträffar då och då stopp i laddslangarna. Detta beror på att när en lång stapel av sprängämnespatroner samtidigt skall föras fram av luftströmmen kan motståndet i laddslangens krökar bli för stort, i synnerhet vid kall väderlek. Med det nya kontinuerliga laddningsförfarandet undviker man dessa långa staplar och patronerna rör sig enstaka eller i smärre grupper.

Det visade sig också att stopp i slangarna ej förekom med slutstycke typ TA. Man slapp både rengöringen av slangerna och det svinn av sprängämne som fås vid rengöringen.

Vid samma tilfälle provades även laddroboten och olika alternativ för dess uppsättande. Exempelvis kan roboten fästas på en släde som försettes med en klämmare för plastslangen ned till borrhålet fig. 9 eller med långt ledrör för laddslangen så att man med en uppställningsplats för roboten kan nå flera borrhål.

På grund av försöksresultaten bedömdes att man med laddapparater med halvautomatiskt slutstycke och laddrobot borde kunnat minska antalet laddlag från 12 till 6-8 och ändå få högre laddningseffekt, varvid laddningen skulle kunna genomföras på kortare tid och med de fördelar denna laddning också i övrigt innebär.

Laddning av långhål i gruvor.

Laddroboten är en outtröttlig gruvarbetare som laddar borrhålen lika effektivt i början av skiftet som i slutet. Genom en högre och mera konstant packningsgrad, som kan varieras efter ønskan, kan man minska den urborrade volymen i förhållande 3:2 eller mera. Detta gäller spesiellt vid långa och dyra borrhål.

Vid laddning av sådana långa borrhål med exempelvis 51 mm diameter i skivpall- och skivrasbrytning har laddningskoncentrationen ökat från 1.5 - 2.2 kg/m till 2.5 - 3.4 kg/m, vilka siffror bakräftas i såvel de mellansvenska gruverna som i Malmberget.

I det följande lämnas några exempel på användningen vid laddning av långhål i malmbrytning.

Polhemsgruvan: Uppåtriktade 7 m djupa 36 mm borrhål med parallell hålsättning. Försättning 0.9 m och hålavstånd 1.1 m. Hålen laddas i hela sin längd med dynamit för att erhålla godtagbart styckefall. En man utför laddningen,

med hög och jämn laddningskoncentration.

Norberg: Skivras med 10-25 m långa uppåtriktade hål, solfjäderformat borrade och med 40 mm diameter. Uddavstånd 3 m och försättning 2 m. Laddas med 29 mm patroner. Laddningen göres i hela hålet med dynamit. Tändaren isättes i laddningens yttre del med käpp.

Malmberget: Skivpall med 51 mm hål borrade ringformigt runt orten. Försättning 1.3 m, uddavstånd 4 m och håldjup 7 - 20 m. Raderna borras förskjutna i förhållande till varandra så att varje hål ligger mitt emellan två i föregående rad. Laddningen tidigare utförd med handhållen laddapparat och erhållet 1.8 - 2.2 kg/m. Med laddrobot kunde packningsgraden ökas till 2.8 - 3.0 kg/m. 5 - 10 kg dynamit laddas först i varje hål, varefter pipan fylles med ANFO. Våta hål laddas helt med dynamit.

Stripa: Sidvänd solfjäder i pelare med största håldjup 14 m, 1.6 m försättning och 3 m uddavstånd kombinerat med 10.4 m pall, försättning 1.6 och avstånd 2.3 m. Håldiametern 48 mm. Pallen laddas med robot 6-7 m med packningsgraden 2.5 kg/m varefter tändaren isätts och pipladdningen göres med handhållen apparat och 1.6 kg/m. Pelaren laddas med handhållen apparat och 1.8 kg/m. Efter införandet av laddroboten skedde ökning av hålavståndet i pallen till 2.3 m., det var tidigare 1.8 m. Salvorna lämnar mycket låg skutfrekvens och resultatet bedömes gott.

Laddroboten möjliggör att laddningsarbetet kan skötas av en man, fig. 10 och att den tyngre delen av arbetet undanröjes. Genom att utnyttja borrhålen så att de fylls med 50 % mera sprängämne i stället för luft påverkas ekonomin för laddning, borrning och sprängning som helhet, så att vi idag har anledning räkna med att vi här står inför en helt ny teknik inom underjordsbrytning.

Litteratur.

C.H. Johansson Verwendung eines mit Druckluft oder Druckwasser betriebenen Patronenladegerätes für Unterwassersprengungen. Nobel Hefte 5 (1962).

C.H.Johansson. The use of pneumatic cartridge loader for rock blasting. Int. Symposium on Mining Research at Rolla, Miss.Febr.1961.

U. Langefors and B.Kihlström. The Modern Technique of Rock Blasting. Almqvist och Wiksell, Stockholm (1963).

S. Ljungberg. Laddning av borrhål. FKO-meddelande nr.30 Ingeniørvetenskapsakademien, Stockholm 1959.

S. Ljungberg. Bergsprängningskommittèn, Stockholm 1957, 1958, 1959, 1960, 1964.

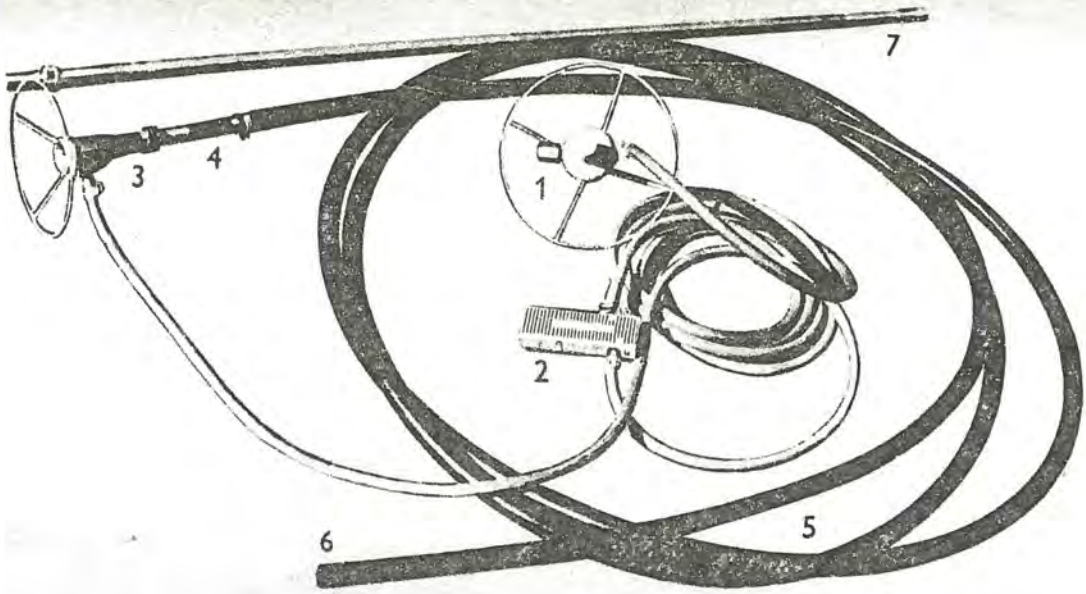


Fig. 1. Laddapparat S26T4.
1 reduceringsventil, 2 luftventil, 3 slutstycke,
4 anslutningsrör, 5 laddslang och 6 munstycke,
7 är ett s.k. mellanrör som kopplas in mellan
3 och 4 och underlättar instoppandet av patronerna.

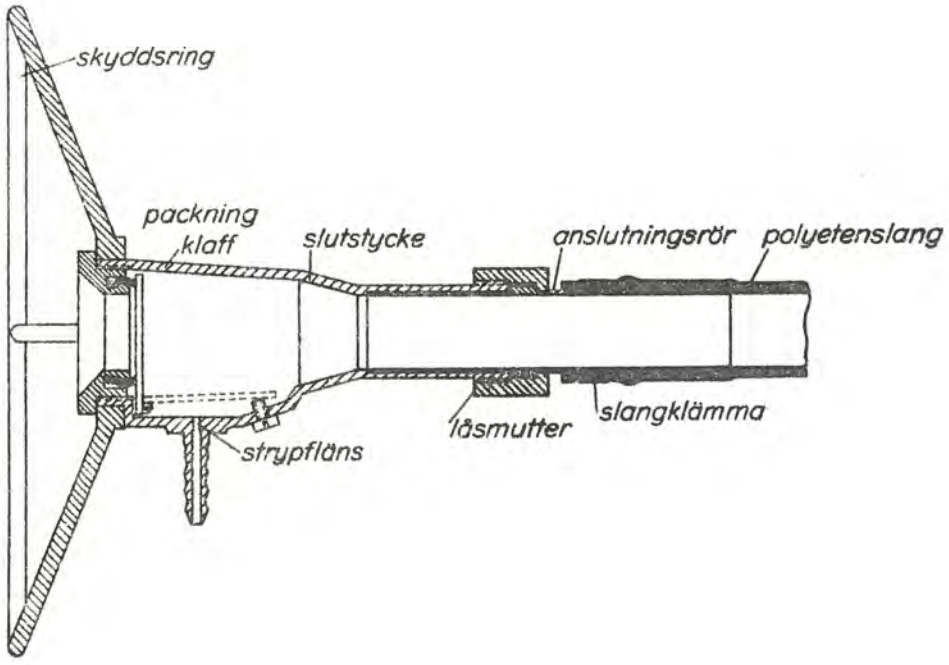


Fig. 2. Slutstycke T 4.

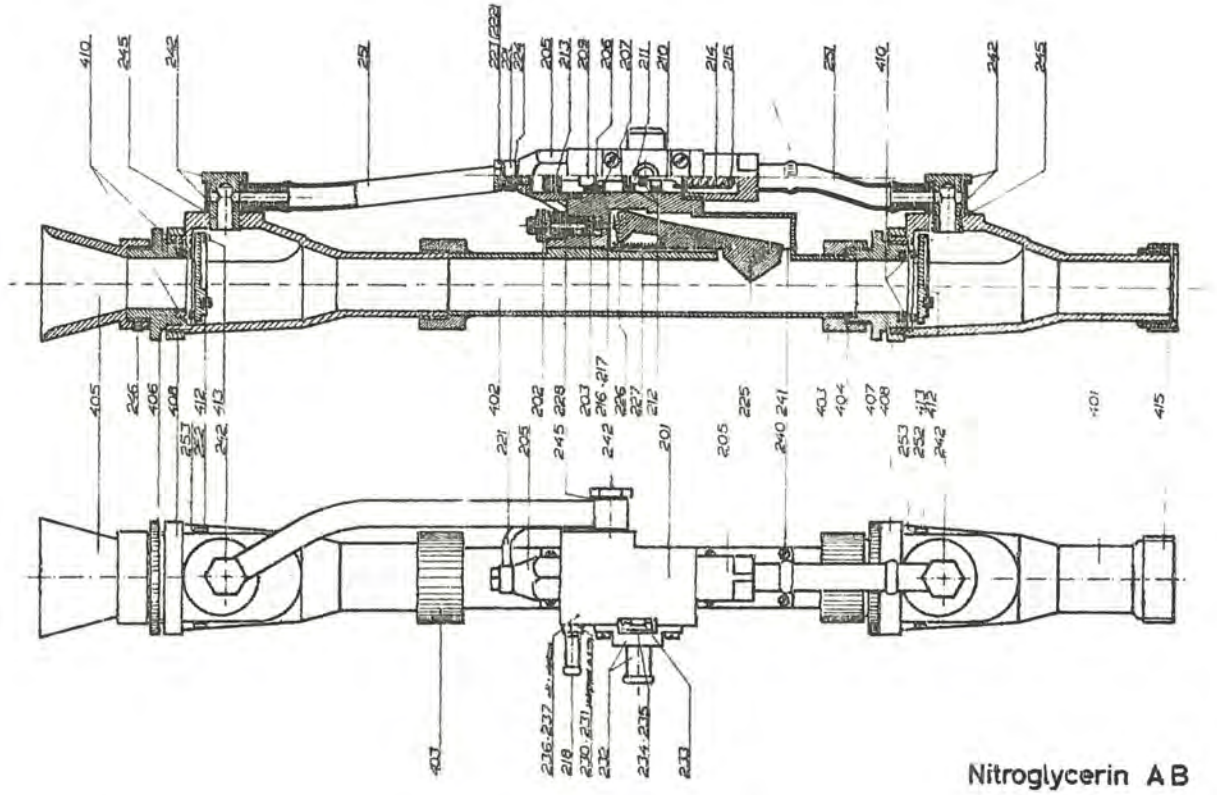


Fig. 3. Halvautomatiskt slutstycke typ TA 4.

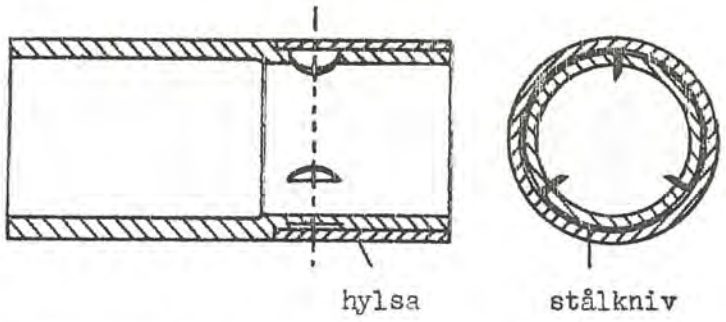


Fig. 4. Munstycke till laddapparat med laddslang av plast.

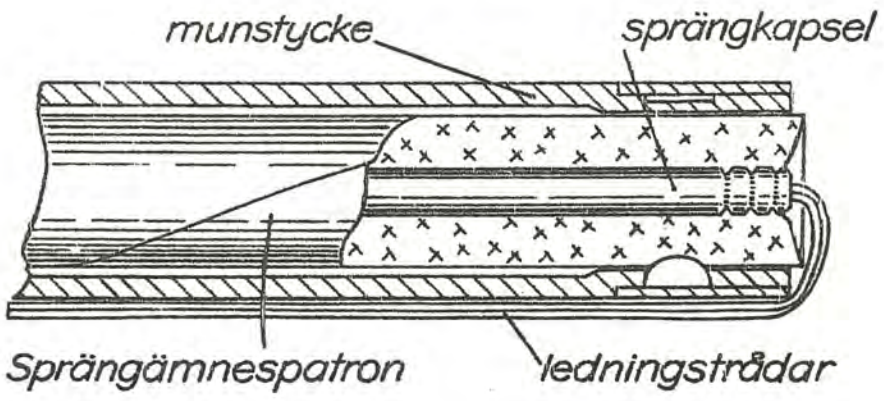
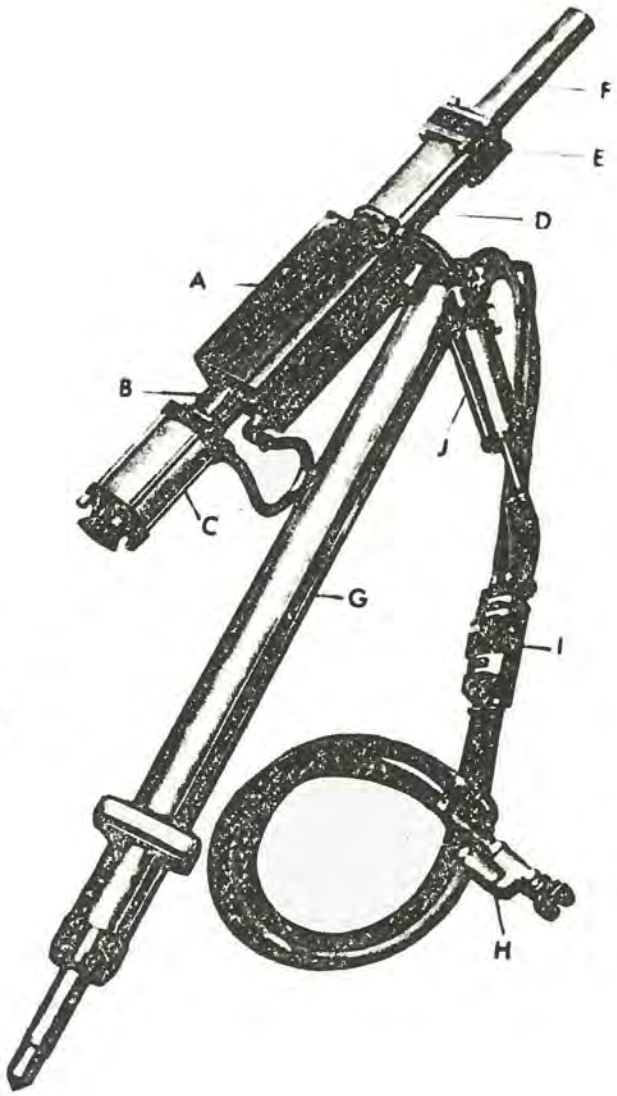


Fig. 5. Isättande av tändare i laddslangens mynning.

Fig. 6. Laddrobot LR1.

A Cylinder
B Kolvstång
C Griporgan
D Distansrör
E Spolkammare
F Styrrör
G Spännben
H Anslutningskoppling
I Smörjapparat



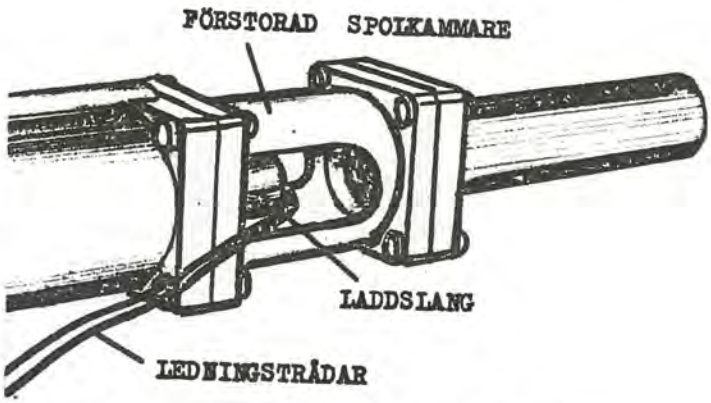


Fig. 7. Införande av tändare vid laddning med robot

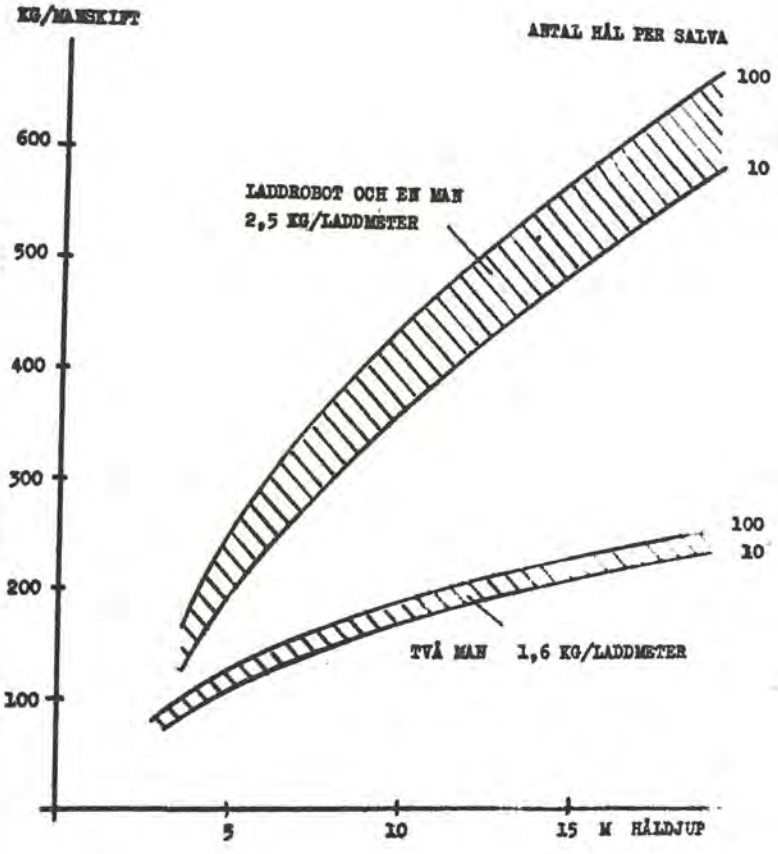
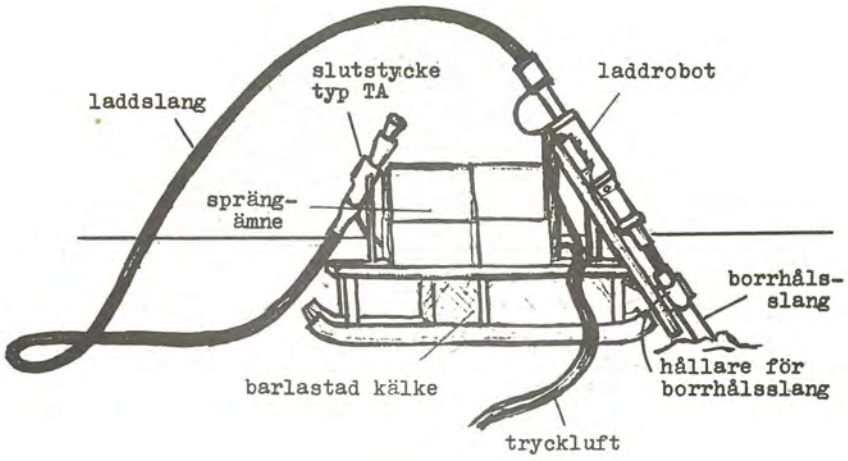


Fig. 8. Laddad mängd sprängämne per manskift sc funktion av håldjupe och antalet borrhål per salva, för dels 1 man med laddrobot, dels 2 man och handhållen laddapparat S29TA5. Borrhålsdiar 48 mm.



Laddkälke.

Fig. 9. Laddkälke med laddrobot och slutstycke för undervattensladdning från isen.



Fig. 10. Laddning med laddrobot.

KONTOR FOR FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK i samarbeid med
DEN NORSKE INGENIØRFORENING.

Konferanse i FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK.

LADING AV PULVERSPRENGSTOFF.

Foreleser:
Sivilingeniør Ludvig Baumann

Lading av pulversprengstoff.

Jeg skal kortfattet behandle bulkladning av pulversprengstoffer. Alt i 1929 tok overingeniør Borchgrevink ut patent på et ladeapparat for pulversprengstoffer. I 1930-1931 fikk han patent i USA, og hans apparat antas å være det første for lading av pulversprengstoffer i bulk. Apparatet er godkjent for bruk av konvensjonelle sikkerhetssprengstoffer med nitroglyserininnhold under 10 %. De problemer man hadde med ladingen var i første rekke vanskeligheter med sprengstoffets konsistens. Sikkerhetssprengstoffene var kladdete og konsistensen kunne variere, avhengig av fuktighetsforhold og lagringstid. Dette hadde til følge at sprengstoffet lett hang seg opp i beholderen. Apparatet ble senere utstyrt med et vibratorelement, og sikkerhetssprengstoffer for bulkladning leveres nå i en tørrere blanding enn for vanlig patronert sprengstoff, slik at dette problem må sies å være falt bort. Et annet problem var å bli kvitt faren for utidig tenning ved statisk elektrisitet. Det kan i denne forbindelse ha sin interesse å se på forholdene med statisk elektrisitet ved lading med pulversprengstoffer.

Når sprengsoffet føres med relativt stor hastighet gjennom en ladeslange, vil de uladede sprengstoffpartikler ved kontakt med ladeslangens vegg bli elektrisk ladet på grunn av friksjon og forskjell i kontaktpotensialer. Ladningens størrelse vil avhenge av de fysiske egenskaper både hos sprengstoffet og ladeslangen. Det vil også skje små utladninger inne i ladeslangen. Sprengstoffets ledende egenskaper avhenger bl.a. av fuktighetsinnholdet i luften, idet sprengstoffpartiklene kan overtrekkes med en fin vannfilm. Sprengstoffpartiklenes kornstørrelse har betydning for hvert korns elektriske kapasitet. Man har ved en tilnærmet beregning ved å anta en gjennomsnittlig kornstørrelse funnet at ved bruk av prills, og med en ladehastighet på ca. 45 kg pr. minutt, vil den maksimale strøm som føres med prillsen kunne bli omtrent 700 mikroampere.

Den statiske energi er gitt ved uttrykket $E = 1/2\ C\ V^2$ wattsek. Spenningen V er produktet av den elektriske strøm, frembrakt av prillsens bevegelse og den elektriske motstand til jord, V = IR. Da kapasiteten i systemet kan beregnes , og motstand til jord kan måles, blir den elektriske strømstyrke frembrakt av prillsen en viktig parameter. Undersøkelser ved en rekk gruber og dagbrudd i USA, hvor det ble foretatt over 290 målinger i forbindelse med statisk elektrisitet, viste at den målte elektriske strøm var proporsjonal med ladehastigheten av prillsen, og omvendt proposjonal med tredje potens av den absolutte fuktighet i luften. Man fant en empirsk formel, $I = \frac{600\ F}{H^3}$ mikroampere, hvor F er angitt i lbs pr. minutt og H er vannmengde i graines pr. lb av tørr luft. Det ble ved målingene benyttet prills olje i blanding 94 % AN og 6 % olje, og det ble benyttet både pressapparater og ejektorapparater. Målingene viste at ladeslangens ledende egenskaper eller dens lengde ikke hadde synderlig betydning for strømstyrken som ble frembrakt av prillsen. En annen sak er at en oppladning vil forhindres ved en halvledende, jordet ladeslange. Den elektriske kapasitet i et ladesystem hvor det kan bli oppladning av betydning, er på følgende 4 steder:

1. Laderen eller operatøren med en kapasitet på 50-300 pF
2. Ladeapparatet med 100 pF og med tillegg av utstyr ca. 1000 pF
3. Mellom tennernes ledningstråder og sprengstoffet med omtrent 150 pF pr. fot
4. I borhullet med ca. 20 pF pr. fot.

Hvis man lader gjennom en plaststrømpe for å unngå at prillsen ødelegges av fuktighet, vil kapasiteten i plaststrømpen være 2000 pF pr. fot, og må av denne grunn frarådes.

Ved beregning av strømstyrken etter den angitte formel, og måling av motstand til jord, finner man spenningen og kan dermed, når man kjenner kapasiteten, beregne den statiske elektriske energi. For overslag mellom hylse og glødetråd tåler en vanlig tenner omtrent 0,02 wattsek.

Ved motstand på under 10 megaohm til jord, som kan oppnås ved bruk av halvledende ladeslange og jording av ladeapparatet, skulle det ikke kunne oppstå farlig statisk elektrisitet. Luftfuktigheten har imidlertid en innflytelse, og under meget tørre forhold tilrådes at motstanden ligger under 1 megaohm. Ladeapparatet bør jordes med en halvleder med ikke mindre motstand enn 1000 ohm. Dette er for å hindre at strøstrømmer skal komme inn i ladesystemet. Her kommer et praktisk skjønn inn i bildet. Det er vanskelig å få en god jording av ladeapparatet, og vanlig jording på best mulig måte kan benyttes. Den halvledende ladeslange hindrer strøstrømmer i å komme inn i borhullet hvor tenneren sitter. Tennerens ledningsender bør absolutt ikke komme i forbindelse med ladeapparatet.

Jeg vil også ta med et problem med lange borhull og lange tennerledninger. Tennerledningenes kapasitet er som nevnt omkring 150 p^F pr. fot, og det har vært målt spenninger på opptil 2000 volt på disse ledninger. Dette kan gi en statisk energi som ved tennerledninger på 30 m kan komme opp i ca. 0,03 wattsek. Utladningene foregår dog relativt langsomt, og strømstyrken ligger under den kritiske for én tenner. Spørsmålet om tennerens plasering skal kort berøres ved å gjengi amerikanske uttalelser. I 1960 anbefalte U.S. Bureau of Mines at ved pneumatisk ladning skulle tennpatronen plaseres ytterst i borhullet. Etter den tid har man foretatt mange forsøk med tenneren i bunnladningen for undersøkelse av faremomentet. Resultatet av disse undersøkelser indikerer at under de forhold prøvene ble foretatt var det ingen fare for statisk elektrisitet.

Det kan også nevnes at statisk elektrisitet kan gi ubehagelige strømstøt for ladepersonellet, hvilket kan føre til farlige reflekser.

Fra disse betraktninger av statisk elektrisitet går jeg tilbake til ladeapparatene. Borchgrevinks ladeapparat kan beskrives således: Luften kommer inn i bunnen av beholderen, går gjennom en rist, opp gjennom sprengstoffet og danner et trykk som presser

Sprengstoffet ut i ladeslangen. For å hindre at sprengstoffpartikler i returluften blåser fritt ut av borhullet, har man anordnet seg med et rør som fastlåses med en gummiblære som blåses opp, og med en tøypose til oppfanging av sprengstoffstøv i returluften. Ladeslangen føres gjennom dette rør. Borchgrevinks ladeapparat har i en rekke år vært benyttet ved Skorovas Gruber ved langhullsladning. Det har vært benyttet oppadrettede 2" hull på inntil 30 ø lengde. Sprengstoffet har vært Lynit, og tenneren har blitt plasert i den ytre del av borhullet. Man har fått en ladetetthet på ca. 2 kg pr. m eller omkring 1 kg pr. dm^3. Sprengstoff i returluften har blitt oppsamlet i en pose, og dessuten har man med en ejektorvifte blåst returluften bort fra laderne.

For AN-oljesprengstoffer benyttes ladeapparater som arbeider både etter press- og ejektormetoden. Apparater hvor sprengstoffet presses ut i ladeslangen må sies å være kjent gjennom fjorårets foredrag.

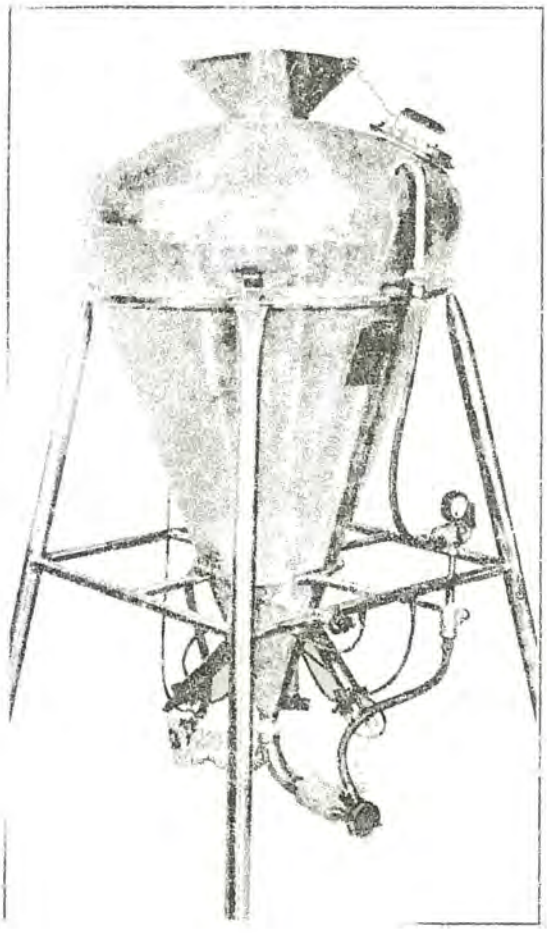


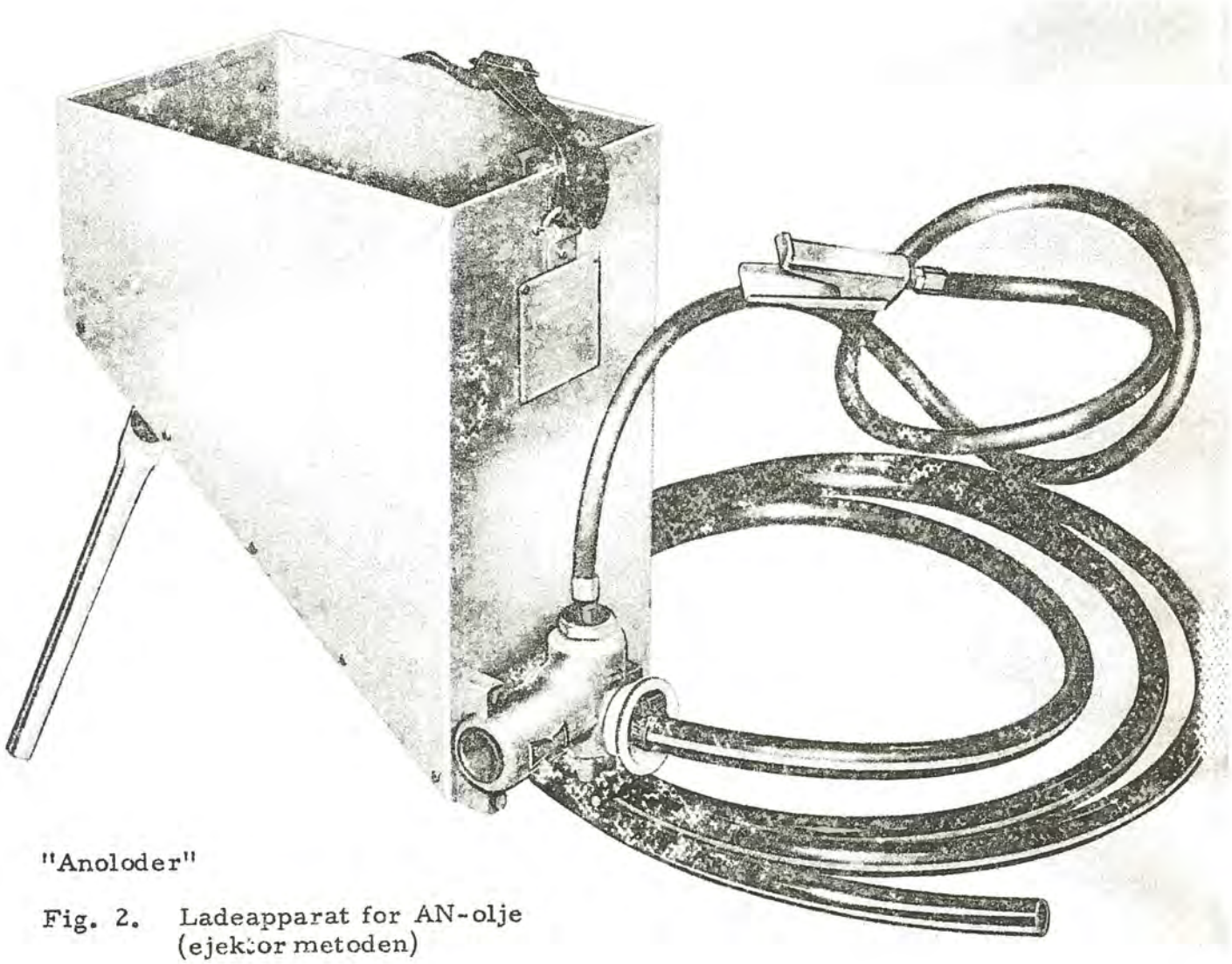
Fig. 1

ANOL-ladeapparat

Fig. 1 Ladeapparat for AN-olje (press-metoden)

Med press-apparater kan oppnås en ladehastighet på opptil 100 kg i minuttet og en ladetetthet på ca 1 kg/dm^3.

Jeg skal så omtale et godkjent ladeapparat som arbeider etter ejektormetoden.



"Anoloder"

Fig. 2. Ladeapparat for AN-olje (ejektor metoden)

Sprengstoffet helles ned i en åpen beholder. Ved å føre luft med stor hastighet gjennom en dyse, plasert i et sugerør i åpen forbindelse med beholderen, vil luftstrømmen skape et undertrykk. Sprengstoffet presses dermed inn i luftstrømmen og føres med denne inn i borhullet. Det arbeides med et lufttrykk fra 3 til 7 kg pr. cm^2, med kanskje best virkningsgrad ved 5 til 7 kg. Ladekapasiteten ligger på 5-6 kg pr. minutt, med en ladetetthet på omkring 1 kg pr. dm^3, hvilket er den samme ladetetthet som oppnås med de andre nevnte ladeapparater.

Apparatet er beregnet til bruk for kortere borhull, dog opptil 10 m lengde. Ved valg av ladeslange bør man være oppmerksom på at det frie areal utenfor slangen må være såpass stort at returluftens hastighet ikke blir for stor, slik at den dermed river sprengstoffet med seg ut igjen. Utvendig areal kan ligge på ca. 2 ganger slangens indre areal.



FIG 3

Bruk av ejektor ladeapparat.

Bergingeniør Tessem har ved Sulitjelma Gruber utført endel forsøk med et ejektorladeapparat. Apparatet er blitt brukt ved ortdrift på 7 m^2. Et utdrag av bergingeniør Tessems rapport gjengis.

Forsøkene tok sikte på å undersøke følgene punkter:

1. Forsetning ved ren strossing
2. Ladningstetthet
3. Fragmentering
4. Detonasjonsstabilitet
5. Sprengstoff-forbruk
6. Lade- utrustning og ladetid
7. Gassmåling

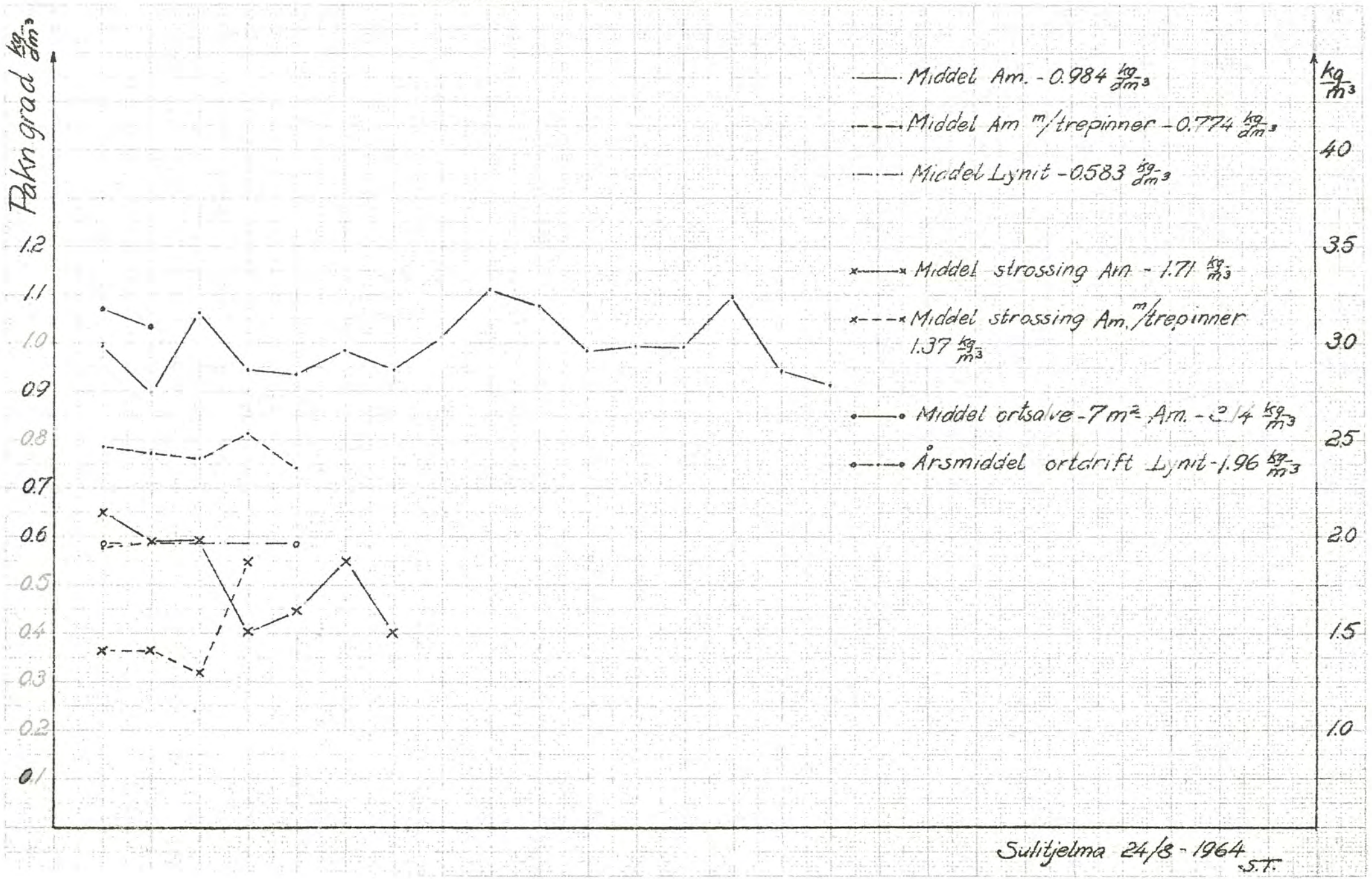
Det ble ved ren strossing funnet at den maksimale forsetning måtte ligge på ca. 0,9 m. Ladningstetthet med borhullsdiameter 34/32 og lengde 0,8 til 2,4 m ble på 0,98 kg pr. dm^3. Det ble gjort forsøk med pinneladning for å minske sprengstoffmengden, og man fikk da en ladningsmengde på 0,77 kg pr. dm^3. Dette skulle tyde på at man kunne bruke ladeapparatet for mindre borhull, og samtidig også oppnå god detonasjonsstabilitet. Fragmenteringen var god, hvilket kan tilskrives bl.a. den store ladetetthet. Begrensede variasjonsmuligheter i forsetning og hullavstand ga en betydelig overladning. Ved ortdriften ble det benyttet 3,14 kg Amolex pr. m^3, mens man vanligvis brukte 1,96 kg Lynit i årsmiddel. Det ble også gjort forsøk med å lade i oppadrettede hull med godt resultat. Bilag 1 viser et diagram over pakningsgraden med Amolex i sammenligning med Lynit. Videre vises en kurve, bilag 2, over ladetid med vanlig kjeppladning og med ladeapparat. På grunn av tilriggingstid og rengjøring av apparatet ser man av kurven at først ved mere enn 45 bormeter vil ladetiden synke i forhold til vanlig kjeppladning. Med større øvelse i bruk av apparatet kan sikkert denne grense senkes. Gassmålinger viste gode resultater. Det ble ladet i tørre borhull.

Kilde: Rock Mechanics 1963.
C. Fairhurst
School of Mines and Metallurgy
University of Minnesota.

Kaptitel: Static-Electricity Hazards in the Pneumatic Loading of Blasting Agents
av
Rich. W. Prugh og Klaus G. Rucker.

Bilag 1

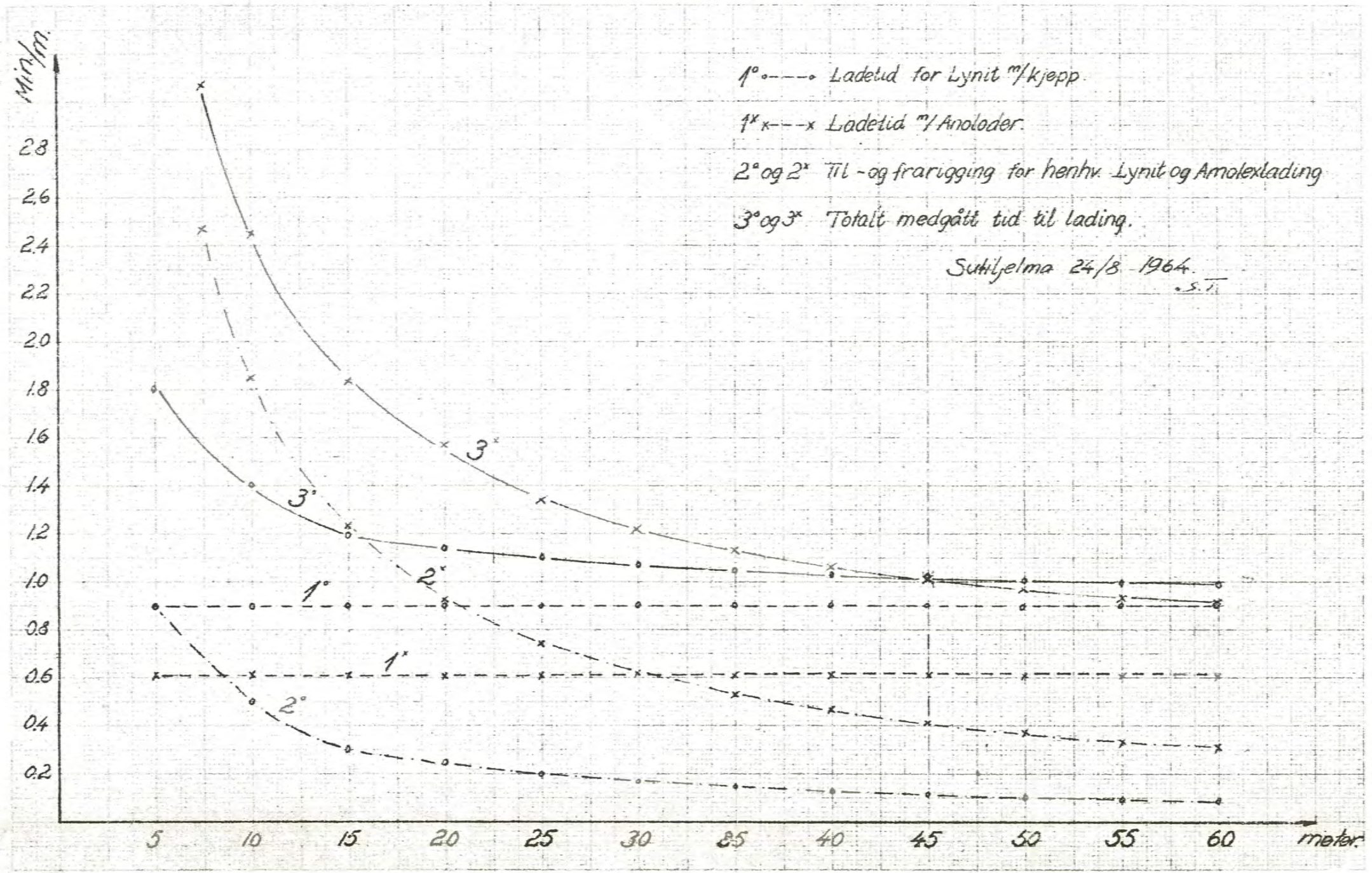
Forsøk med Ammoniumnitrat



Sulitjelma 24/8 - 1964 S.T.

Diag C.

Ladetid med henhv kjepplading og Anoloder.



KONTOR FOR FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK i samarbeid med
DEN NORSKE INGENIØRFORENING.

Konferanse i FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK.

ELEKTRISK TENNING - SIKKERHETSSPØRSMÅL.

Foreleser:
Ingeniør Åsmund Bjørge.

ELEKTRISK TENNING - SIKKERHETSSPØRSMÅL

Moderne tennmidler anvendes i et slikt omfang her til lands, og er så velkjente at noen form for prinsipiell gjennomgåelse tør være unødvendig. I de siste år har de elektriske tennere gjennomgått visse forandringer. Ønsket om høyest mulig sikkerhet under bruk, har ført til generelle kvalitetsforbedringer. Beskyttelse-anordninger er innført, og også nye tennertyper er lansert. Det siste kanskje foreløpig mest i utlandet. Kravet om idielle sikkerhetsforhold vil også her uunngåelig støte på en motsatt side, nemlig hensynet til rasjonell drift.

I den tid elektrisk tenning har vært anvendt hos oss, har det dessverre inntruffet ulykker med såvel persons- som materiell skade. De elektriske tennmiddel er ennu, ifølge sin natur, et av de ømfindtligste ledd i den sprengningstekniske rekvisita.

Tilfeldige tenninger av tennerne kan oppstå på disse måter:

a) En uønsket strømkilde varmer opp tennpillens glødetråd på normalt vis.

b) Et gnistoverslag oppstår mellom tennpillen og tennerens hylsevegg.

c) En gnist kan slå over fra hylseveggen til en av polbærerne som tennpillen sitter på. Gnisten tenner ikke tennpillen, men den tennes av en eventuell efterfølgende strømtransport gjennom glødetråden.

Vanligst årsak til tilfeldig tenning er at tennpillens glødetråd oppvarmes ved at uønskede strømkilder finner vei gjennom tennernes tilledninger.

Gnistoverslag mellom tennpille/polbærere og hylseveggen forårsakes vesentlig av lyn eller statiske ladninger med høye spenninger. Disse forhold kan oppstå såvel med frie som kortsluttede tilledninger. Kortsluttede tilledninger vil dog forhindre efterfølgende strømtransporter gjennom tennpillens glødetråd.

De sist nevnte tenningsmuligheter er nu redusert ved at tennerne utføres med visse sikringssystemer.

De tyske T 14 E - tennere (den ordinære tyske tenner som brukes her i landet), har blitt utstyrt med en såkalt "elstad-sikring". Over begge av tennpillens polbærere, og i nær kontakt med hylseveggen, er innsatt en avledningskontakt av polyethelene og grafitt. Ved overslagsspenninger fra hylse til indre tennerdel, blir den virksomme spenning fordelt på begge polbærere. Det oppstår derfor ingen potensialdifferanse på polbærerene og det vil ikke flyte strøm i glødetråden. Våre laboratorieforsøk viser at sikringsanordningen tilfredsstiller 25 000 V - 300 pF ved frie tilledninger. (Fig. 1).

Britiske tennere er sikret ved at der er trukket en neopren strømpe over tennpillen. Denne anordning tvinger et eventuelt overslag mellom hylsevegg og tennerens indre deler til å skje på bakre del av polbærerene og i bra avstand fra tennpillen. Tennerne er således bra sikret mot regulære overslag til tennpillen. Våre laboratorieforsøk viser at tennerne motstår potensialdifferansen ved frie tilledninger på over 12 000 V - 300 pF. (Fig. 2).

Fra 1964 har man fått den gunstige ordning at tennere med avisolerte ledningsender ikke tillates markedsført i Norge. Dermed reduseres kontaktmulighetene med uønskede strøm-

kilder under håndteringsprosesser betydelig. De tidligere ca. 5 cm lange avisoleringer innbød til kontakt med sine omgivelser. (Det klassiske ulykkesforhold med lommelykt-batteri og tennere i samme lomme synes uunngåelig å nevne i denne forbindelse).

Mensman på den ene side har søkt å tilpasse og forbedre de eksisterende tennere, har siste års utviklingsarbeider pekt hen mot tregere tennere. På hvilken måte dette best kan løses, og hvor høyt det bør gås med tennimpulsen, har ført til flere syn. Spørsmålet er egentlig hvor langt tennimpulsen kan økes før tenneren blir upraktisk i bruk. Hensynet til rasjonell anleggsdrift tilsier en avveining her. Problemet for konstruktørene har dessuten vært å beregne de sikkerhetsgevinster man har kunnet innkassere innenfor de forskjellige tennimpulsnivåer.

Foreløpig har vi fått et par-tre nivåer. Av de vi best kjenner, kan nevnes Nitroglycerin AB's VA-tenner og Dynamit Nobel AG's HU-tenner.

Elektriske data:

Elektriske egenskaper.	Brit.og tyske ordinære tennere	VA-tennere	HU-tenn.
Minste tennstrøm	0.25-0,30 A	1.20-1.25A	4.0-4.2A
Tennimpuls nedre grense	3 A^2ms	100 A^2ms	1000A^2ms
Tennimpuls øvre grense (Garanti for sikker tenning	5 A^2 ms	130 A^2ms	2500A^2ms

Tabell 1.

Tennapparater.

Til VA-tennerne anvendes foreløpig iflg. produsenten de tidligere kjente CI- apparatene. Apparatenes konstruksjon, utgangsspenning m.m., tilsier kun serie-paralellkobling. Største antall tennere som kan avfyres, oppgies til 120 stk. fordelt på 4 serier.

For HU-tennerne er det konstruert to tennapparat-størrelser. Et apparat for maks. 80 tennere i serie, og ett for 160 tennere koblet i serie. Fig. 3 viser hvilke tennerantall som kan avfyres under de forskjellige betingelser.

Det må settes større krav til skyteledningenes kvalitet enn ved de ordinære tennere. Som hovedledning bør fortrinnsvis brukes 4 mm^2 sterkstrømsledere, og til mellomledning minimum $1\frac{1}{2} mm^2$ sterkstrømsledere (eller annen lignende ledning med isolasjon som tilfredsstiller et 3000 volt støt).

Under koblingsarbeidet må innkorting av tennerledningene unngåes, idet endel av sikkerheten ligger i tilledningenes ohmske motstand.

Hvilken sikkerhetsøkning kan ventes ved de tregere tennere?

A. Overledning (jordstrømmer etc). Forhold som skyldes feil på elektriske anlegg og som anretter potensial-forskjeller i jord, fjell og mellom grunn og metallgjenstander.

De normalt forekommende jordstrømmer med lav spenning og høy jordmotstand, betyr generelt en farekilde for elektriske tennere. For ordinære tennere kan disse forhold, når de blir ugunstige, gi utidige tenninger.

Såvel VA- som HU-tennere gir under disse forhold en vesentlig øket sikkerhet. Det bør dog tilføyes at risikoen for utidig tenning er meget liten for alle typer tennere om de ikke kommer i kontakt med metallgjenstander.

B. Kraftlinjer.

Når det oppstår induksjon ved jordfeil, foreligger der mulighet for tenning av ordinære tennere allerede ved en spenning på 3 KV.

For HU-tennere foreligger muligheten først ved 20 KV, og til-

svarende grenser for VA-tennere ligger et sted mellom 70 - 130 KV.

Kraftledning KV	VA-tennere avstand i m	HU-tennere avstand i m
20		10
70		17
130	10	22
220	10	22
400	16	22

Tabell 2.

C. Radioenergi.

For VA- og HU-tennere medfører stasjonære sendere med frekvenser over 30 MHz (eksempelvis radar, televisjon, politi-, ambulanse-, brannvogner o.s.v.), ingen fare.

Ved lavere frekvenser medfører sendere med effekt under 110 W ingen risiko for VA-tennerne. For HU-tennere er tilsvarende tall 1200 W.

D. Tordenvær - lynfare.

En rett sammenligning vanskeliggjøres av at arbeidsstedene ofte har fått en omfattende mekanisk utrustning med skinneganger, rør og wireopplegg. Disse meget lange, sammenhengende mekaniske forbindelser, gir muligheter for strømtransport fra fjerne steder. Et lynnedlsag i disse utrustninger kan praktisk talt være det samme som et nedslag i umiddelbar nærhet av salven. Spenningsfallet i eksempelvis en skinnegang blir meget lite, og selv over avstander på opptil 1 km, er spenningen ikke mer enn halvert.

Arrangeringen av den mekaniske utrustning betyr meget for sikkerheten, og er en av de faktorer som bør spille inn alle-

rede på planleggingsstadiet. Det er samme forhold med det elektriske opplegg for lys og maskindrift.

Lynutladningenes strømstyrker ligger normalt i området hund. tusen ampere (10^5). Varigheten menes anslått til ca. 0.1 millisekund (10^{-4}). Ved 0.1 millisekunds strømvarighet kreves for å tenne en ordinær tenner ca. 3 ampere. For VA-tennere 30 ampere og for HU-tennere 100 ampere.

Sees det helt bort fra de forhold den mekaniske utrustning kan forårsake (noe som i praksis måtte kreve særlig omfattende arrangering av opplegget), og man setter en teoretisk sikkerhetsavstand til tordenværs-utladninger på 2 km for ordinære tennere, vil de tilsvarende avstander bli ca. 1 km for VA- og ca. 0,5 km for HU-tennerne.

Langefors/Kihlstrøm nevner i "Rock Blasting" en evakueringsgrense på ca. 11 km ved ordinære tennere og ca. 7 km for tennere med tennimpulser over 100 A^2ms. Ved slike avstandsberegninger vil også stedlige forhold spille inn.

Nøyaktig registrering av avstandene mellom arbeidssted og lynnedslag, synes teknisk vanskelig. Dette at strømstyrken i lynnedslagene
varierer fra kanskje 500 - 100 000 ampere, gir en tilsvarende unøyaktig avstandangivelse.

Eric Bulls "Trippel" lynvarsler (Fig.4), er konstruert for dette formål. Apparatet er montert på ca. 40 arbeidssteder i Norge. Som navnet antyder, arbeider apparatet i 3 trinn. Først forvarsel for fjernt beliggende tordenvær (ca. 35 km), neste varsel for nærmere beliggende tordenvær (ca. 25 km) og et tredje varsel for tordenvær i umiddelbar nærhet (ca. 1 km).

Det esensielle er nødvendigvis ikke å bestemme på kilometeren lynnedslagets avstand, men at indusert spenning ikke overstiger farlige verdier. Problemet er å bestemme terskelverdi-

ene. Apparatets relativt store utbredelse har dog allerede gitt et nyttig erfaringsmateriale i disse spørsmål.

Uansett tennertyper og sikkerhetstiltak forøvrig som anstilles i tordenværsperioder, vil til sist arbeidsutførelsen under ladeprosessen spille inn.

Opprulling av ledningsendene slik at de ikke på noe tidspunkt gies anledning til intim kontakt med grunn eller metallgjenstander, kan ved et lynnedslag være avgjørende for hindring av en uønsket tenning. (se fig. 5).

VA og HU-tennerne gir normalt en generell forkortning av faresoneavstandene. Videre gir de også en større sikkerhet innenfor sine respektive sikkerhetsradier. Driftstekniske erfaringer er nu høstet med de trege tennerne i utlandet (bl.a. i Sverige, Sveits og Østerrike). I Sverige har en offentlig nedsatt komite under ledelse av direktør Y.Hagermann foretatt en normering av de elektriske tenneres egenskaper. Man ønsker der, etter en overgangstid, å benytte VA-tennere som standard-tennere. Men det sees ikke bort ifra at de ordinære tennere kanskje må dekke de helt store salver av hensyn til tennapparat-spørsmålet.

Her i Norge har Vassdragsvesenet begynt med en bredt anlagt forsøksdrift med HU-tennere. Tiden synes snart å være moden for en stillingtagen til disse spørsmål også i Norge.

Forsaging av tennere.

Hovedbetingelsene for sikker avfyring av tennerne ligger i riktig utstyr og i riktige kombinasjoner av de utstyr man har.

På strømkildeområdet har kondensator-apparatene vesentlig overtatt. Disse apparater muliggjør avfyring av store salver med energimessig stor sikkerhetsmargin. Apparatene arbeider med høye spenninger og varierende kondensatorkapasiteter. Som ytterpunkter for apparater til større salver, nevnes Beethovenapparatet med ca. 1400 volt og 6 micorfarads kon-

densator - og det svenske CI - 2400 apparat med 1000 V og 3 kondensatorer på hver 67 microfarad.

Ved undervanns-sprengninger hvor skjøtene ligger helt eller delvis i vann, settes det store krav til isolasjonen. En viss strømlekkasje er i de fleste tilfeller uunngåelig. Ved bruk av tennapparater med særlig høy spenning, forverrer lekkasjeforholdne seg. Har apparatene i tilegg til den høye spenning liten kondensatorkapasitet, ligger forholdene for forsaging meget godt tilrette. Spesielt om tennerseriene er store. Til disse sprengningsarbeider er apparater med stor kondensatorkapasitet og mindre høye spenninger det riktige.

Apparater med høye spenninger muliggjør rene seriekoblinger av større salver - og bør anvendes hvor det er tørre forhold.

Som skytekabler for ordinære tennere, bør anvendes sterkstrøms-ledninger på $2\frac{1}{2}$ mm^2, og skjøting (forlenging av kablene) utføres isolasjonsmessig som for sterkstrømsledninger.

Ikke elektriske tennsystemer eller lunte-tennerkombinasjoner.

Cordsprängkapslar, amerikansk, modifisert for svenske forhold av Nitroglycerin A.B. Amerikansk navn: LEDC.

Cordsprengkapselen er en ikke-elektrisk tenner i moment, halv-eller millisekundsutførelse. Kapslene er prinsipielt utformet som vanlige tennere med forsinkerelementer av forskjellige lengder. Kapslene er ferdig påmontert, eller kan påmonteres en såkalt Nitrocordlunte. Kapsel med lunte er intervallmerket som vanlige tennere. Nitrocordlunten består av en pentrittstreng innesluttet i en blykappe. Blykappens ytterdiameter er 1.0 mm og innerdiameteren er ca. 0.4 mm. Pentrittinnholdet er ca. 0.2 gram pr. meter. Blykappen er omspunnet med papirgarn og tilslutt en polyeten kappe. Cordluntens detonasjonshastighet er nesten som for vanlig pentrittlunte (7000 m/sek). Den lille pentrittmengde og den solide innkapsling, gjør at lunten kan gå ned gjennom

borhull sammen med vanlig nitroglyceroll-sprengstoffer uten å tenne disse sideveis. Cordluntene som blir stående opp av borhullene (som ledningen for elektriske tennere), forbindes til en sentral detonerende lunte av vanlig kvalitet.

Cordsprengkapslene er et komplement og ingen regulær konkurrent til elektrisk tenning av prismessige grunner. Deres naturlige område er på steder og til tider hvor elektriske forhold gjør arbeidet spesielt usikkert.

Detonerende lunte.

Detonerende lunte og detonating relays kommer stadig mer i interessefeltet som tennmiddel. Det er som kjent oppnådd meget bra sprengningstekniske resultater med denne initieringsmåte ved dagbrudd hvor forholdene ligger tilrette.

Ved Norsk Sprængstofindustris forsøkstunnel på Gullaug, har vi foretatt orienterende forsøk med kombinasjonen detonerende lunte og elektriske tennere til tunnelsalve. Utgangspunktet har vært å redusere antall tennere ved en salve fra eksempelvis 30 til 4 - 5 tennere. (Forsøkstunnelens tverrsnitt på ca. 6 m^2 har bestemt antallet). Ved kun 4 eller 5 tennere som påsettes etter at ladeprosessen er slutt og mannskap med maskiner og elektrisk utstyr er trukket tilbake, oppnåes en markert sikkerhetsforhøyelse. De lille tennerantall som skal anvendes, gir anledning til omsorgsfull behandling av denenkelte tenner, og usikkerhetstidens lengde blir radikalt nedkuttet.

Opplegget har vært å forbinde de like intervaller med detonerende lunte. Kranshullene danner ytterste ring, de neste hull neste ring o.s.v., til kutten som danner siste kombinasjon. På hver "ring" eller samlelunte, tapes fast en tenner med det intervall vedkommende hullrekke skal ha. Luntene går til bunns i borhullene med knuter i initieringspatronene. De festes til hullrekkens samlelunte med doble halvstikk. Samleluntene for de enkelte hullrekker må gå stramt fra hull til hull og ha så bra avstand at de ikke forstyrrer hverandre. Det vises til fig. 6.

Foreløpig forsøksmateriale er for lite til idag å si noe bestemt om metodens brukbarhet og eventuelle anvendelsesområder. Inndrift, utkast og fragmentering har ikke skilt seg ut i negativ retning. For kranshullenes vedkommende tør den absolutte likhet disse går med, ikke virke ugunstig for rent profil.

Litteratur:
Dynamit Nobel - Spezial Zünder.
Nobel Hefte 4/1959.
Kungl. Arbetarstyrelsen - cirkulære 21/3.62.
I.Olsson. Säkerhetsfrågor ved eltänding.

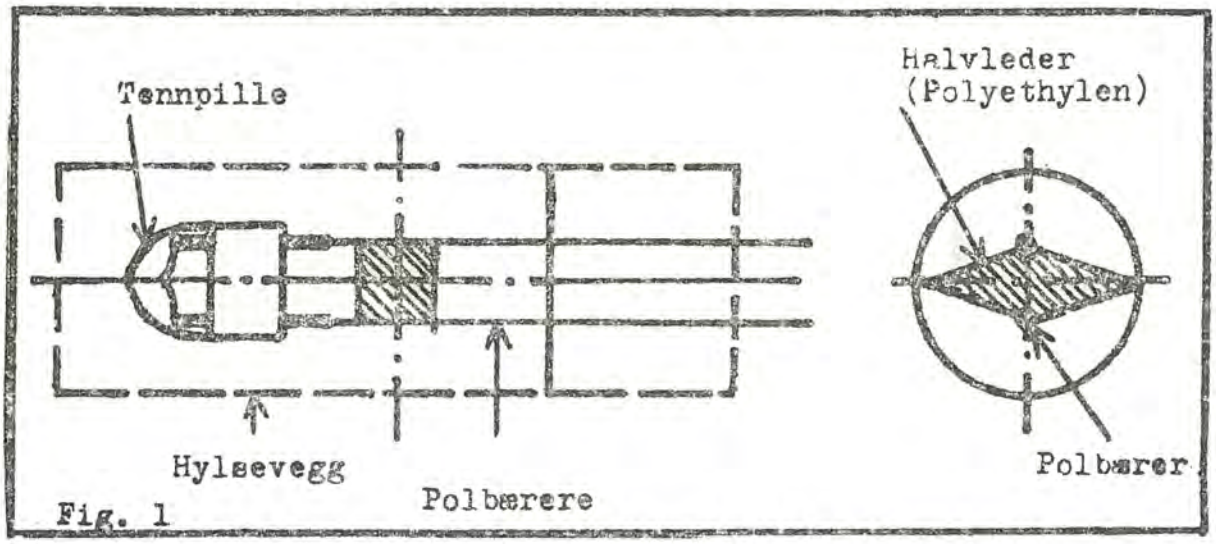


Fig. 1

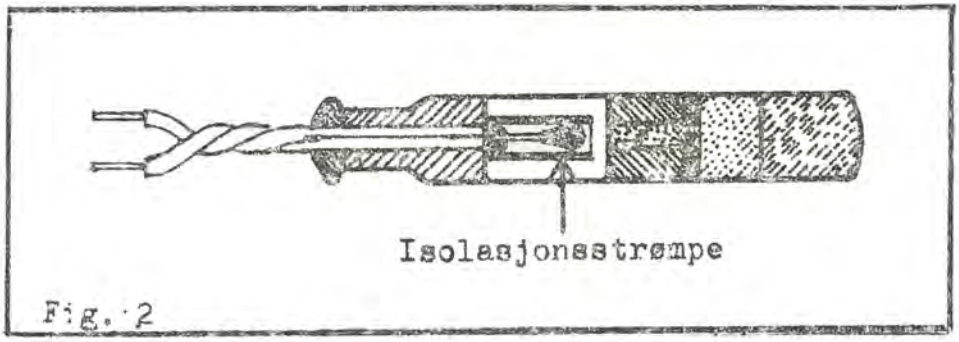


Fig. 2

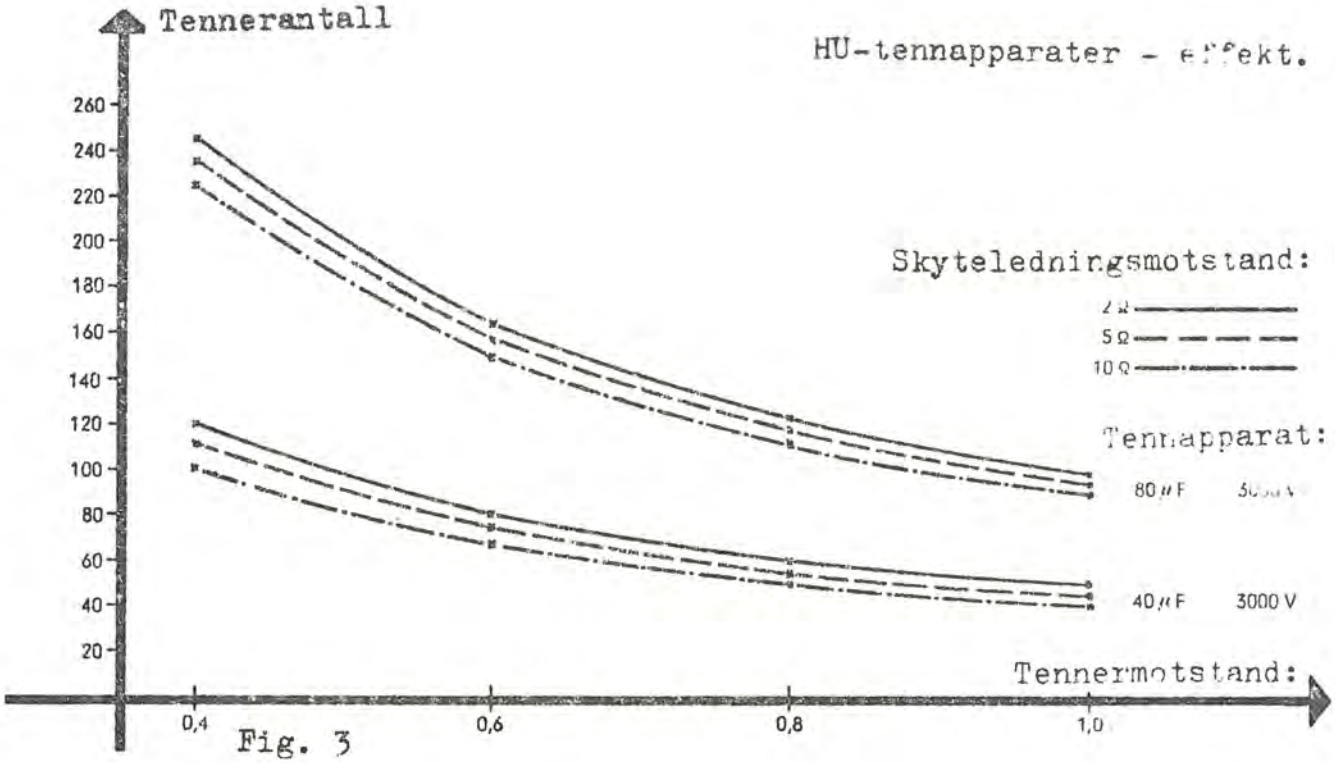


Fig. 3

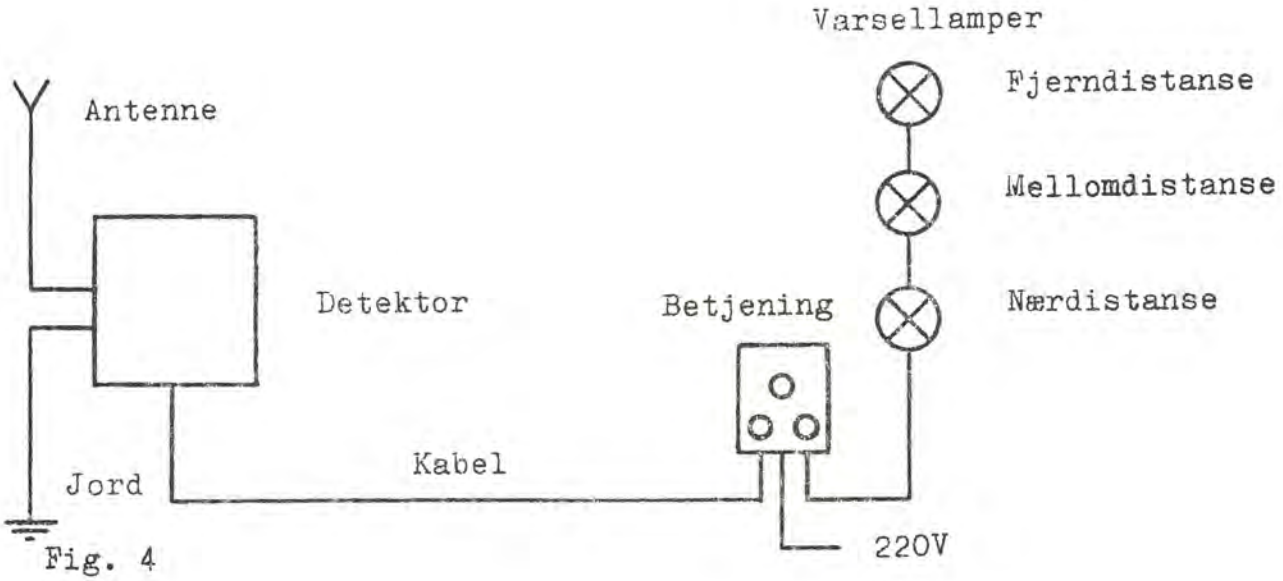

Varsellamper
Fjerndistanse
Mellomdistanse
Nærdistanse
Antenne
Detektor
Betjening
Kabel
Jord
220V

Fig. 4

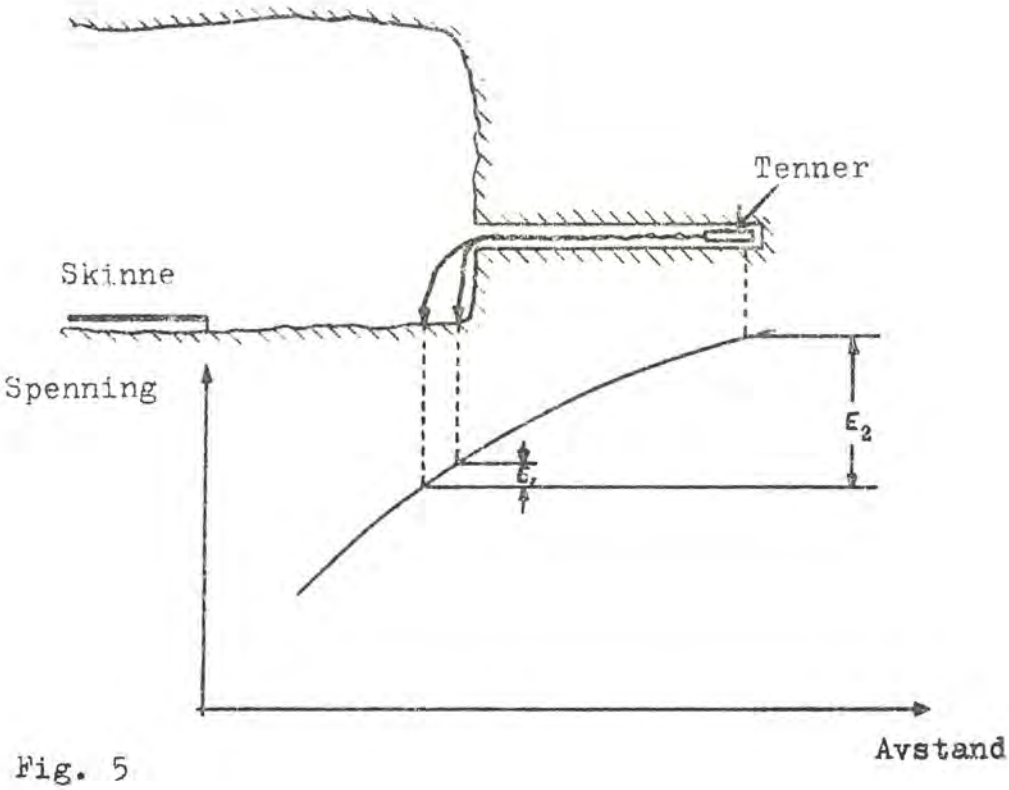

Tenner
Skinne
Spenning
E_2
E_1
Avstand

Fig. 5

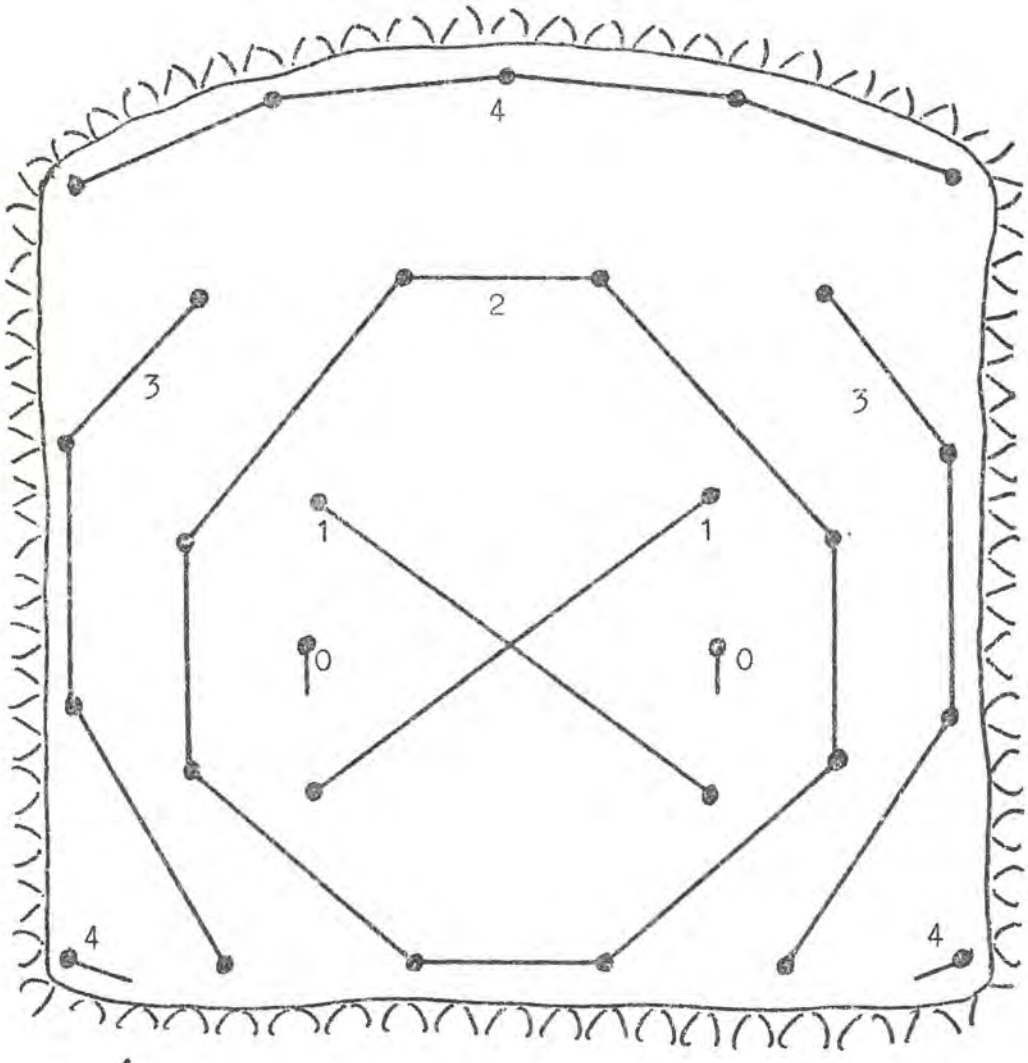


Fig. 6.

Detonerende lunte - elektriske tennere.

FORSØKSTUNNEL GULLAUG.

KONTOR FOR FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK i samarbeid med DEN NORSKE INGENIØRFORENING.

Konferanse i FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK.

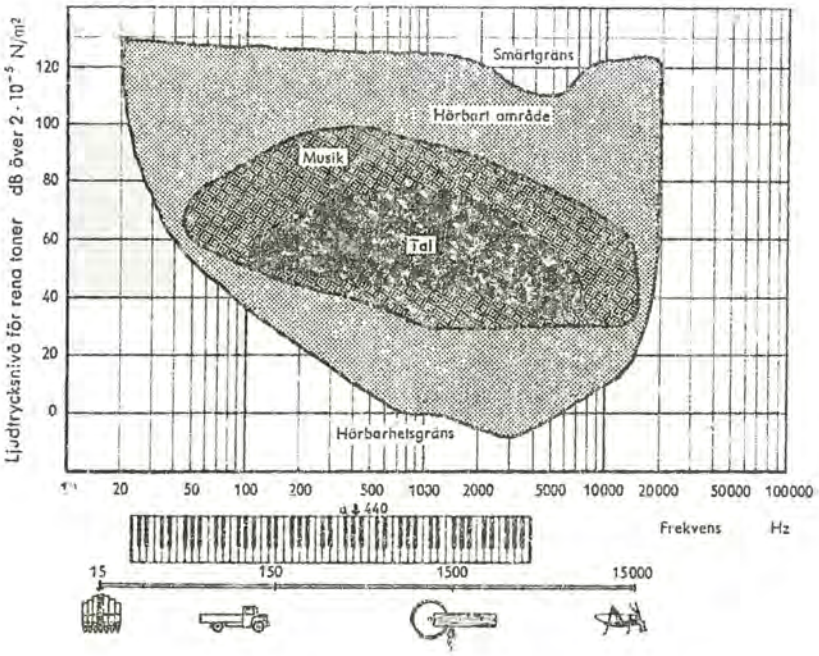
FORPLANTNING AV LUFTTRYKKBØLGER FRA SPRENGNING PÅ TUNNELSTUFF.

Foreleser:
Kaptein Arnfinn Jensen

Innledning.

En fjellsprengning vil forårsake rystelser i grunnen og dertil danne en lufttrykkbølge. Rystelsene som oppstår i grunnen er gjennom lengre tid registrert ved flere anledninger både her i landet og i utlandet. En har på denne måten skaffet seg et erfaringsgrunnlag for å kunne forutsi hvilke rystelser som vil oppstå ved en planlagt sprengning og også hvilke skader disse rystelser vil kunne forårsake. Selv om mange vil hevde - og sikkert med rette - at en har svært mangelfull kjennskap til disse forhold, er viten om rystelser fullstendige i forhold til viten om lufttrykkbølger fra fjellsprengninger. En kjenner ikke til hvor stor del av den omsatte energimengden som går til dannelse av lufttrykkbølger og kan derfor heller ikke forutsi hvor sterke lufttrykkbølger som vil oppstå.

Kriterier eller erfaringsgrunnlag for å kunne bedømme om det vil oppstå skade eller ikke på bygninger o.l. ut fra gitte opplysninger om størrelsene i lufttrykkbølgen eksisterer heller ikke. Derimot er det i forbindelse med støy i industrien, fra flyplasser o.l. foretatt målinger for å avgjøre om støyen er sjenerende eller skadelig sett fra et medisinsk synspunkt. Ut fra et medisinsk synspunkt skulle det ikke være noen forskjell på støy fra fjellsprengning og eksempelvis industri. Ørets oppfatning av frekvens og lydtrykknivå er kartlagt og fremgår av figur 1.



Figur 1.
Etter Atlas Copco Trykkluft 2, 1964.

Lydtrykksnivået er målt i dB relativt 2 . 10^{-4} mikrobar. 100 dB tilsvarer således en lydtrykkbelastning på ca. 0,2 kg pr. m2. 120 dB tilsvarer 2 kg pr. m2, og dette ligger i nærheten av smertegrensen for det menneskelige øre.

Som tidligere sagt er erfaringsgrunnlaget for skade på hus svært mangelfullt, men det kan her nevnes at i sommer ble det foretatt registreringer i forbindelse med Raufoss Ammunisjonsfabrikkers skytefelt på Mjøsa. Naboene klaget over at vinduer var ødelagt, kopper var falt ned fra skap o.s.v. Rystelsene som forplantet seg gjennom bakken var meget små (1 - 5 μ) og trykket i lufttrykkbølgene ble registrert mellom 90 og 110 dB relativt 2 . 10^{-4} mikrobar. (D.v.s. 10 mikrobar - 100 mikrobar).

Registreringer i vindusposter på et av husene viste et horisontalt utslag på hele 50 μ, og dette skyltes uten tvil lufttrykkbølgen.

Trykkforplanting i tunneler.

Tunnelsprengning er en ofte forekommende form for fjellsprengning, og det kan derfor være av interesse å se på hvilke lufttrykkbølger som oppstår fra slike sprengninger.

En lufttrykkbølge i en tunnel har en endimensjonal utbredelse og styrken avtar derfor ikke så hurtig med avstanden som tilfellet vil være ved en sylindrisk (2 dimensjonal) eller sfærisk (3 dimensjonal) utbredelse. Endimensjonal utbredelse av lufttrykkbølger er studert både teoretisk og eksperimentelt bl.a. i Sverige. /1/, /2/, /3/, /4/, /5/ [1)]

I fig. 2, som er tatt fra /5/ er det gjort et forsøk på å sammenfatte de eksperimentelle resultatene i et eneste diagram. Forsøkene er utført med fri ladning - d.v.s. eksplosjon i luft - og trykkene er målt i den lukkede enden av rør, kanaler, tunneler og viser derfor refleksjonstrykk. Forholdet mellom det statiske trykket i den frie bølgen (incident overpressure - side on pressure) og det reflekterte trykket ved normalrefleksjon fremgår av figur 3. Hvis en nå vet hvor stor ladning, eller hvor stor del av en ladning som danner lufttrykkbølger, kan en ved hjelp av fig.2 og fig. 3 få en oppfatning av hvilke maksimale trykk en kan vente på forskjellige steder i en tunnel.

Registreringer i Asker - Lier tunnelen.

Etter anmodning fra Kontor for Fjellsprengningsteknikk foretok firma Ahlstrøm og Jacobsen ved universitetslektor, cand. real Gunnar Arnesen, cand. mag. Lars Braathen og cand. mag. Sten Mossin og Forsøkskontoret, Forsvarets bygningstjeneste ved kaptein Arnfinn Jenssen og sivilingeniør Arne Sølvberg noen registreringer i Asker - Lier tunnelen 8. juni - 17. juni 1964. Separate rapporter over disse registreringer er utarbeidet. /6/, /7/.

1) Tall i / / viser til litteraturliste på side 6.

Fig 4 viser et lengdesnitt av den 56 m2 store tunnelen og plasering av målepunktene. I hver salve ble det omsatt 225 - 250 kg dynamitt fordelt på 9 intervaller.

Det ble benyttet 1/2 sekundtennere.

Til undersøkelsene ble følgende måleutstyr anvendt :

Transducere :

Frittfeltkondensatormikrofon type Brüel & Kjær nr. 4131 ø 1".

Frittfeltkondensatormikrofon type Brüel & Kjær nr. 4133 ø 1/2"

Katodefølgere Brüel & Kjær nr. 2613 (1"ø) og 2615 (1/2"ø).

Trykktransducere av typen LC-33 fra Atlantic Research Corporation.

Linjeforsterkere :

Brüel & Kjær Precision Sound Level Meter nr. 2203.

Registreringsapparatur :

Nagra-Kudelsky Tape Recorder.

Lydbånd : BASF type LGS 35.
Oscilloskop Tectronix type 562 og 502.

Polaroid registreringskamera type Zeiss og Tectronic type C-12
Audio Frequency Spectrometer type Brüel & Kjær 2112.

Level Recorder type Brüel & Kjær 2305.

Eksempel på registreringer fremgår av figur 5. Tidsuttrekkene er 1 sekund pr. cm 12. og 17. juni og 2 sekunder pr. cm 11. juni. Registreringer foretatt av firma Ahlstrøm og Jacobsen ca. 1000 m fra stuff fremgår av tabell 1 og tabell 2 av registreringer foretatt av Forsøkskontoret/F B T av tabell 3.

Resultatene er sammenfattet i figur 6.

Kommentarer.

Målingene foretatt i Asker - Lier tunnelen er for å få til at de kan gi kvantitative resultater, men kvalitativt gir de et riktig bilde som kan komme til nytte ved planlegging og gjennomføring av nye målinger.

Registreringsapparaturen, som kan være noe mikrofonisk, bør plaseres på et sted utenfor tunnelen hvor vibrasjoner og luftlyd ikke kan påvirke målingene. Dette vil medføre relativt lange overføringer. Det beste vil i slike tilfelle trolig være å ha katodefølger og forsterker i umiddelbar nærhet av transducer og lavohmig forbindelse mellom forsterker og registreringsapparatur. Nedsatt isolasjonsevne p.g.a. fuktighet vil da ikke bli kritisk.

Varigheten av en salve med flere intervaller og hvor det nyttes 1/2 sekundtennere blir relativt stor. For å få en god oppløsning av signalene, vil det derfor være nødvendig å nytte oscilloskop og fotografere hendingsforløpet på oscilloskopskjermen med bevegelig film. En kan også tenke seg å benytte lydbånd til registreringene, men en må være oppmerksom på begrensningene i frekvensresponse og mulighetene til faseforvrengning. Ved senere registreringer bør en foruten å sørge for bedre oppløsning av signalene, også sprenge fritthengende ladninger ved stuff for om mulig å kunne dra slutninger om hvor stor del av energien i en salve som går til dannelse av lufttrykkbølger.

Det beste ville være å foreta systematiske undersøkelser i en mindre tunnel hvor forsøksbetingelsene kan varieres og hvor en ikke er avhengig av en rutinemessig fremdrift. Registreringer utenfor tunnelen er også nødvendig, men det kan være vanskelig å dra generelle konklusjoner ut fra registreringer på et anlegg p.g.a. svært varierende topografiske forhold fra anlegg til anlegg.

Hvis det i praksis er mulig, ville det være best å foreta målinger på en hel rekke anlegg, og samtidig registrere skader eller klager for på den måte å skaffe seg et erfaringsgrunnlag for bedømmelse av skader på tilsvarende måte som for rystelser.

Litteraturliste.

/1/ Bergman, S.G.A., Granstrøm, S. och Larsson, L.O.:
"Støtvågstuben - provbänk för luftstötvågsbelastningar", Tekniska Meddelanden från Kungl Fortifikationsförvaltningen Befästningsbyrån, Nr B 16, 1956.

/2/ Bergman, S.G.A. och Larsson, L.O.: "Fortifikationsförvaltningens stötvågstub II". - Tekniska Meddelanden från Kungl Fortifikationsförvaltningen, Befästningsbyrån, Nr B 26, 1961.

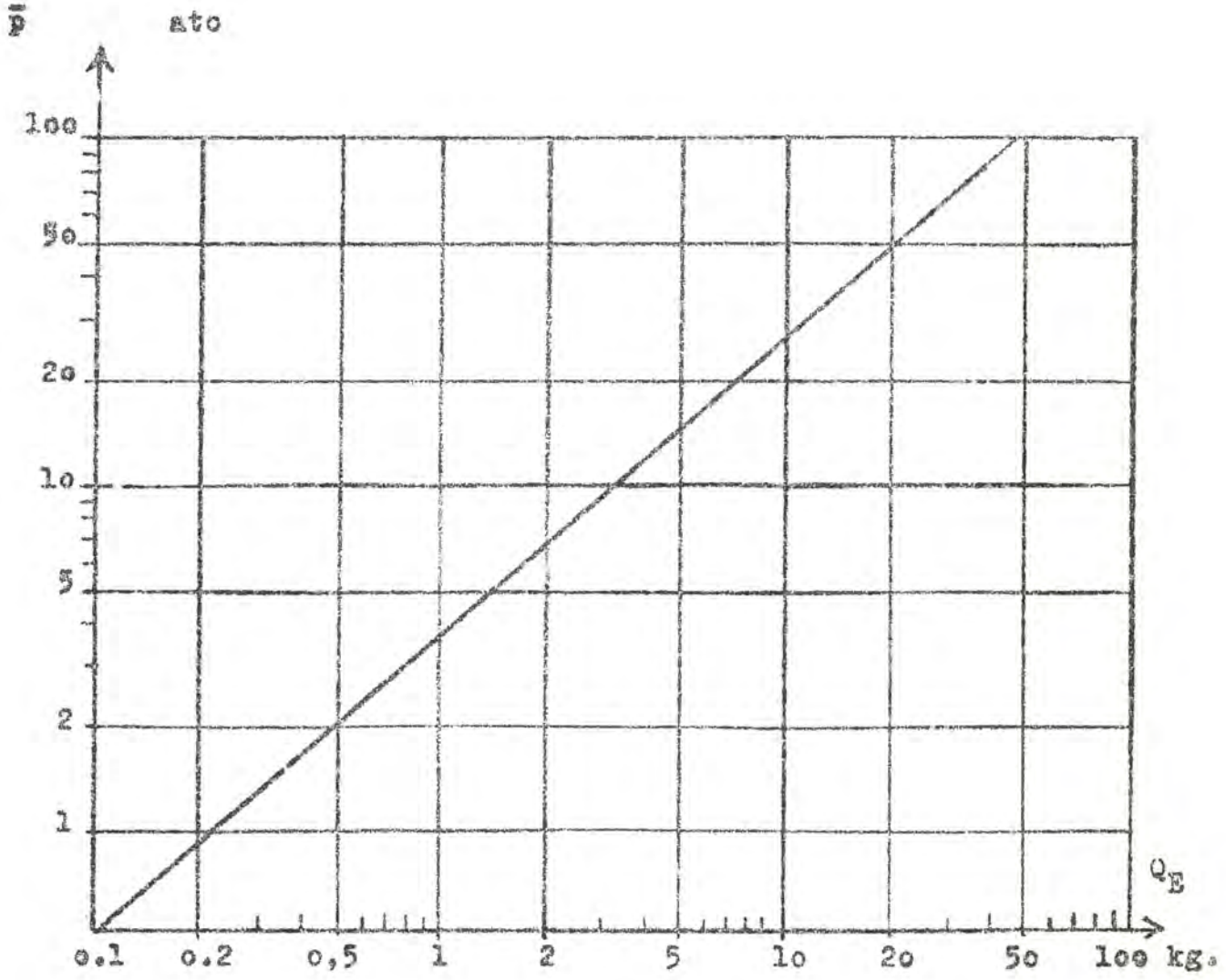
/3/ Broberg, B.: "Teoretiska studier över luftstötvågors plana utbredning". - Kungl Fortifikationsförvaltningen, Befästningsbyrån, Rapport nr 103-5, 1950.

/4/ Granström, S.A.: "Loading Characteristics of air blast from detonation charges". - K T H's Handlingar, Nr 100, 1956.

/5/ Eriksson, S.: "Fronttryck och impuls hos endimensionell stötvåg vid detonation i tunnel". Kungl Fortifikationsförvaltningen, Forskningsbyrån, Rapport Nr 103:35.

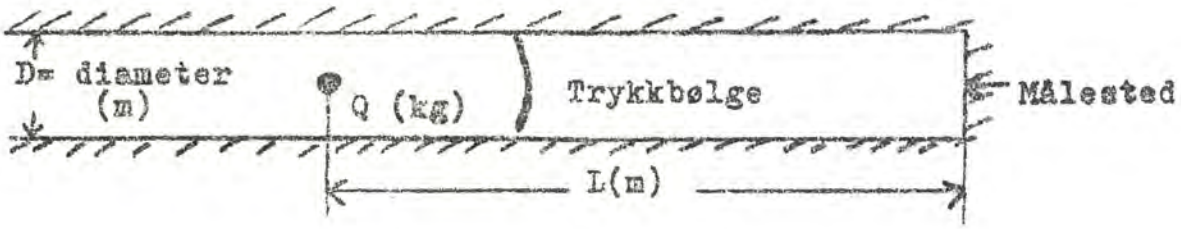
/6/ Gunnar Arnesen : "Oppdrag 764 A. Registrering av lydtrykknivå for luftlyd fra sprengninger i Asker - Lier tunnelen 15., 16. og 17. juni 1964". Firma Ahlstrøm og Jacobsen.

/7/ A. Jenssen og A. Sølvberg : "Registreringer av lufttrykknivåer i Asker - Lier tunnelen 8. juni - 17. juni 1964". Forsøkskontoret, Forsvarets bygningstjeneste. Fortifikatorisk notat nr. 26/64.



Figur 2. Maksimalt refleksjonstrykk, $\bar{p}$, som funksjon av den ekvivalente ladningen, Q_E, ved detonasjon i tunnel.

$$Q_E = \frac{45}{LD^2} \, Q$$



A 2.

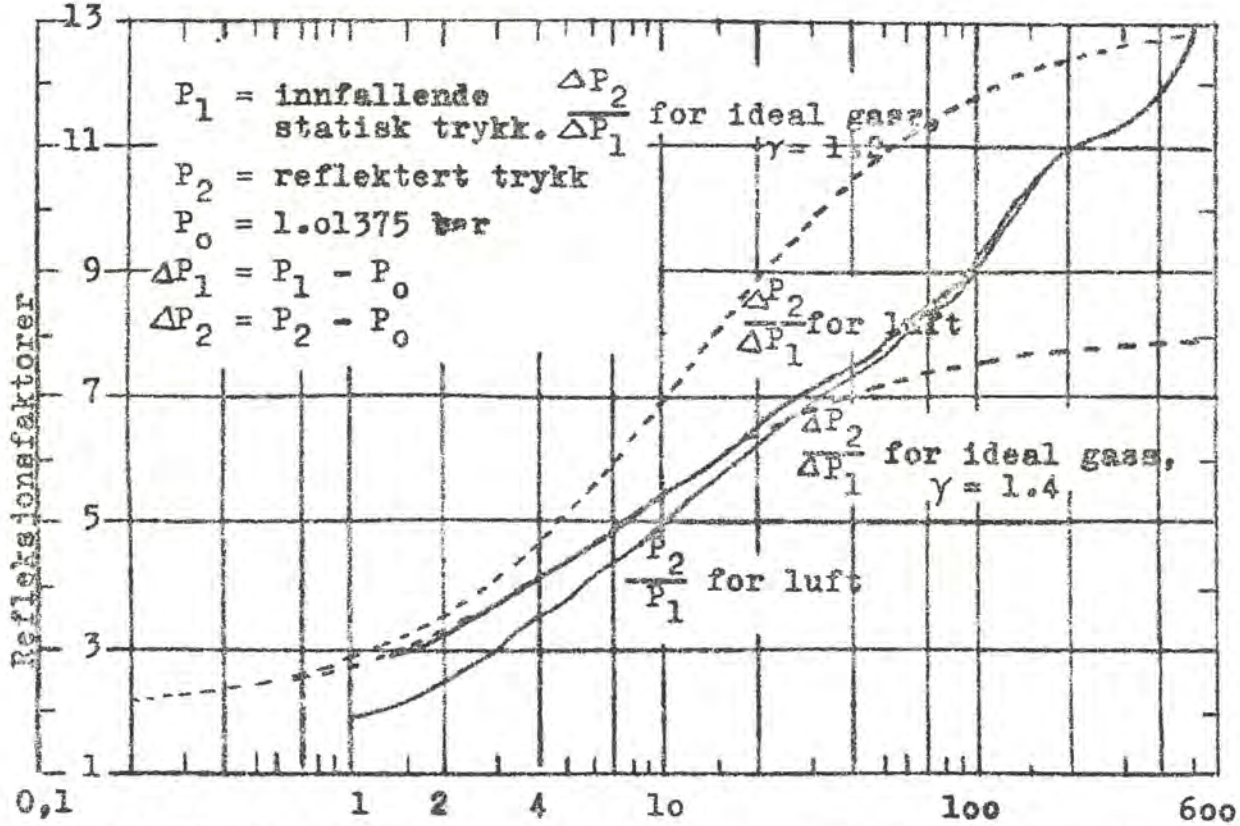


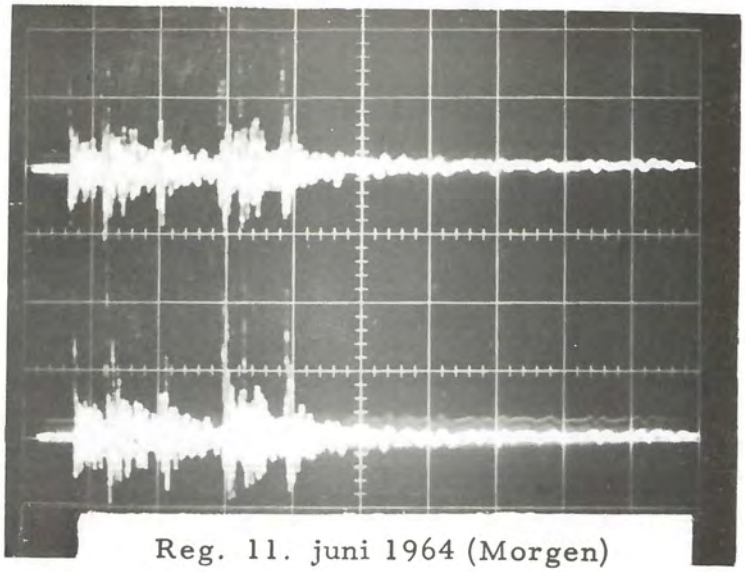
Fig. 3. Refleksjonsfaktorer for normalrefleksjon ved havets overflate.

Figur 4. Plasering av måleutstyr.

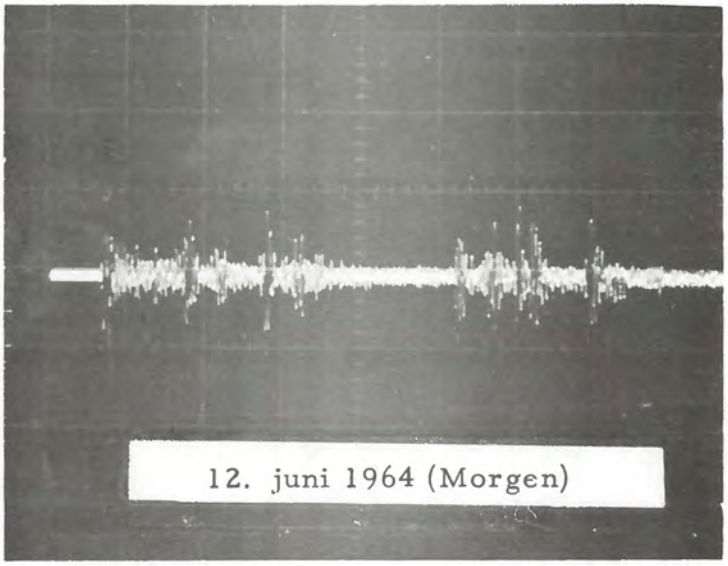


① LC-33-seriel No 517
② LC-33-seriel No 514 } LC-33 plasert midt i tunnelen 1.20 m over bakken.
Oscilloskop - Tektronix 502
Polaroid Kamera - Tektronix C-12

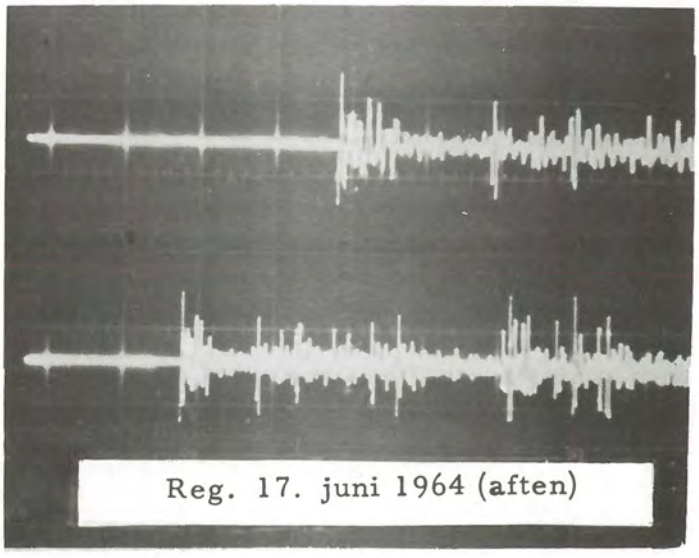
③ Brüel & Kjær's lydmåleutstyr



Reg. 11. juni 1964 (Morgen)



12. juni 1964 (Morgen)



Reg. 17. juni 1964 (aften)

Fig. 5

Tabell 1

Noen avleste peaknivåer fra reproduksjon i dB re o.ooo2 dyn/cm2.
Målested tunnelåpning ca. looo m fra stuff.

Nr.	1ste topp	Etterfølgende topper i 1ste serie	1ste topp	Etterfølgende topper i 2dre serie	Mikrofon
1-1	143	143, 139, 137, 135 139, 140	144	139, 142, 141	
1-2	147	144, 141, 141, 140 139	139	143, 140, 137, 140, 141	1/2"
1-3	144	139, 139, 137	143	141, 135, 137	
1-4	147	138, 138, 137, 143 137	143	145, 143, 140, 139, 138, 141	
2-1	146	146, 146, 145, 144, 149, 141, 149, 144	144	148, 150, 151, 146, 147, 143	
2-2	148	148, 149, 147, 147 138	138	152, 141, 141, 141, 143	1"
2-3	145	146, 141, 143, 144, 143, 146, 142	148	148, 147, 149, 143, 148	

Tabell 2.

Tabell 1 omregnet til millibar.

Nr.	1ste topp	Etterfølgende topper i 1ste serie	1ste topp	Etterfølgende topper i 2ndre serie	Mikrofon
1-1	2.8	2.8, 1.8, 1.4, 1.2 1.8, 2.o	3.2	1.8, 2.5, 2.2	
1-2	4.5	3.2, 2.2, 2.2, 2.o 1.8	1.8	2.8, 2.o, 1.4, 2.o, 2.2	1/2"
1-3	3.2	1.8, 1.8, 1.4	2.8	2.2, 1.2, 1.4	
1-4	4.5	1.6, 1.6, 1.4, 2.8 1.4	2.8	3.5, 2.8, 2.o 1.8, 1.6, 2.2	
2-1	4.o	4.o, 4.o, 3.5, 3.2 5.7, 2.2, 5.7, 3.2	3.2	5.o, 6.2, 7.o, 4.o, 4.5, 2.8,	
2-2	5.o	5.o, 5.7, 4.5, 4.5, 1.6	1.6	8.o, 2.2, 2.2, 2.2, 2.8	1"
2-3	3.5	4.o, 2.2, 2.8, 3.2, 2.8, 4.o, 2.5	5.o	5.o, 4.5, 5.7, 2.8, 5.o	

Tabell 3.

Avstand fra Stuff	1ste topp millibar	Etterfølgende topper millibar
334 m	35	15, 8, 9, 12, 1o, 21
337 m	22	8, flere mellom 6 og 8
590 m	9	1o, 4, 7.5, 8, 7,
597 m	13,5	5, 4, 5, 6.
6oo m	8	1o, 1o, 7, 11-14, 5, 4
603 m	12,5	5.3,3.5 - 4.5, 1o, 1o, 5, 3.
	1ste topp dB relativt o.ooo2 dyn/cm2.	Etterfølgende topper dB relativt o.ooo2 dyn/cm2 = 2 . $1o^{-4}$ mikrobar
334 m	165	157.5, 152, 153, 155.5, 154, 16o.5.
337 m	161	152, flere mellom 149.5 og 152
590 m	153	154, 146, 151.5, 152, 151.
597 m	156,5	148, 146, 148, 149.5.
6oo m	152	154, 154, 151, 155 - 157, 148, 146.
6o3 m	156	148, 146, 154, 154, 148, 143.5.

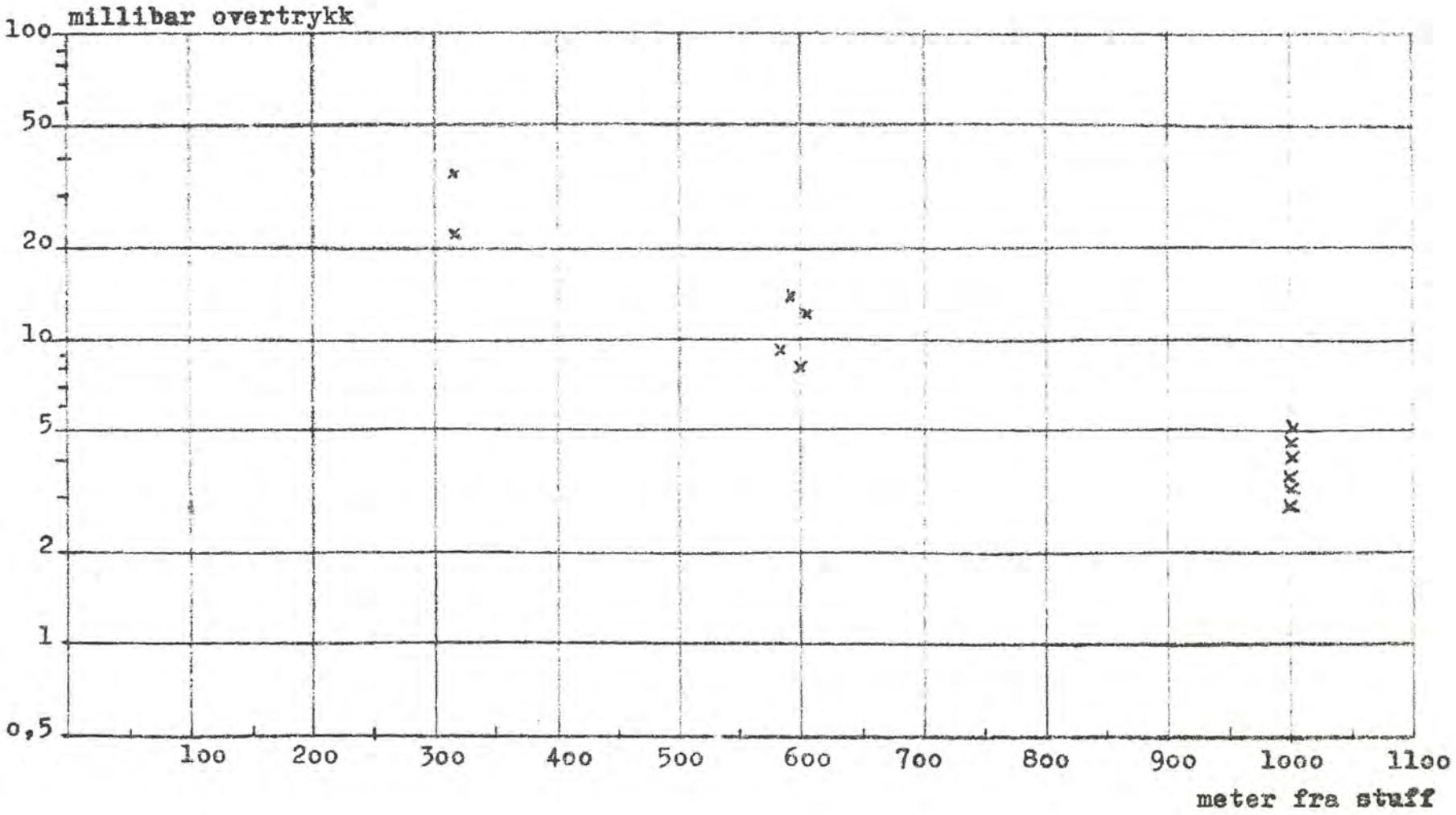


Fig. 6: Sammenstilling av registreringer av lufttrykkbølger fra sprengninger i Asker - Lier tunnelen.

KONTOR FOR FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK i samarbeid med
DEN NORSKE INGENIØRFORENING.

Konferanse i FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK.

TELLUS - EN NYUTVIKLET VIBROGRAF.

Foreleser:
Ingeniør Eskild Bentzen.

TELLUS -

EN NYUTVIKLET VIBROGRAF.

Man skal ikke være så veldig gammel i sprengningsfaget før man kan huske tilbake på den tid hvor det ikke fantes kort-tidsintervalltennere. Innføringen av disse tennerne har jo som alle vet ført til at man idag sprenger ut tomter, skjæringer og grøfter på en langt mere rasjonell måte enn tidligere. At man kan gjøre slike arbeider lettere betyr jo meget og især i vårt land hvor man så og si over alt støter på fjell i dagen samt knauser og koller som man vel en gang tidligere forsøkte å unngå mest mulig. Gjorde man dette før, kan man vel kanskje si at det motsatte er tilfelle idag. I alle fall med tanke på utsprengninger av tomter. Tomteprisene har jo steget til nærmest astronomiske høyder og en 100 % utnyttelse av tomten med 2 - 3 kjelleretasjer er ofte almindelig. At man også i større grad enn til nå vil komme til å benytte seg av kommunikasjonstunneler for forkortelse av vei- og gate-forbindelser synes ganske klart.

Denne sterkt økede sprengningsvirksomhet har ført med seg visse problemer og ulemper for de mennesker som bor i nærheten av slike sprengningssteder. Mer eller mindre berettiget blir det ved mange av disse arbeider klaget over at sprengningsarbeidene forårsaker skader på hus og eiendom. Dessverre har man gjennom de siste årene hatt enkelte eksempler på uforsvarlig sprengning innen tettbebyggelse hvor det er forårsaket tildels betydelige skader. Dette har ført med seg at huseiere og leieboere følger slike arbeider med en skjerpet oppmerksomhet.

I nesten alle tilfeller hvor større skader har inntruffet har det imidlertid vist seg at årsaken har vært uforsiktighet,

manglende erfaring eller dårlig intern kontroll på byggeplassen. Hvor skader på omliggende hus er oppstått p.g.a. rystelser har dette i første rekke fremkommet av sterk overladning av de enkelte intervaller, feilaktig hullplaseringer eller uheldig valg av intervallfordeling i salvene. De stedlige forhold er her ofte avgjørende og rystelsene kan i enkelte tilfeller forplante seg over lange avstander. Hvor man derfor skal drive sprengningsarbeider innen tettbebygde områder er det idag en nødvendighet at de som forestår slike arbeider har et visst kjennskap til hvordan sprengningsrystelser oppstår, forplanter seg og hvilken risiko som foreligger for de nærliggende bygninger. Se bilag 1.

Av bilaget ser en at selv ved meget små rystelser er disse lett merkbare for mennesker. Ennvidere viser diagrammet klare grenser for hvor skade kan oppstå eller ikke.

Hvor man vil søke å drive så rasjonelt som mulig og samtidig unngå usikkerhet og forsinkelser p.g.a. påstander som oppståtte skader på omliggende bygg, bør det derfor sørges for at det foretas rystelsesmålinger for de enkelte salver.

Kontor for fjellsprengningsteknikk har i mange år nå foretatt rystelsesmålinger ved en rekke anlegg rundt omkring i landet. Erfaringene med dette arbeide har vist oss at der hvor det er foretatt en kontinuerlig kontroll og resultatene av rystelsesmålingene er brukt som rettesnor for de etterfølgende arbeider, har det aldri oppstått skader på nabobygg som beviselig kan påføres sprengningsarbeidene.

Legg merke til at jeg her refererte til sprengningsarbeider hvor det var ført kontinuerlig rystelseskontroll. Dette er nemlig grunnlaget for utviklingen av denne nye vibrograf. Som dere alle vet er det jo kun i de færreste tilfeller at vårt kontor følger et sprengningsarbeide slavisk og foretar rystelsesmålinger ved hver eneste salve. Dette er jo også forøvrig kun gjennomførbart innen Oslområdet om ikke en

økonomisk ramme skal sprenges.

Slik som rystelseskontrollen idag blir lagt opp med ganske hyppige målinger under de innledende sprengningsarbeidene og med sporadiske kontroller senere når man har bestemt fjellkonstanten og bedre fått kartlagt rystelsesforplantningene i sprengningsområdet, skulle og burde være nok rent teknisk sett. Men alle som har fått klager over rystelser å hanskes med er vel kjent med svakheten i dette systemet. Rent juridisk er det jo heller ikke holdbart. Det eneste juridisk holdbare er nemlig rystelseskurvene som kan fremlegges. Men når vårt kontor kun foretar enkelte målinger eller ved de salver som entreprenøren selv synes er rimelig å måle, er dette et altfor dårlig grunnlag og en evt. klagende nabo kan meget godt påstå at skader er oppstått nettop ved de salver som ikke er rystelsesmålt. Med dette som bakgrunn er derfor våre nye vibrograf uteksprimentert. Vibrografen som har fått navnet Tellus er fremstilt i 2 modeller. Den ene foretar kontinuerlig kontroll døgnet rundt 1 uke av gangen, men registrerer kun amplituden. Den andre modell tilsvarer de til nå brukte vibrografer og registrerer både amplitude og frekvens. En fordel med denne siste vibrograf i motsetning til de andre er at den kan stilles opp på målestedet, startes og er klar til registrering uten noen nærmere koordinering med skytebasen. Dessuten er den meget enkel å betjene og avlese samt, ikke det minst viktige, vibrografen er billig. La oss nå se litt nærmere på disse 2 modeller.

Vi ser først på den modell som registrerer kontinuerlig i 8 døgn av gangen. Modellen som heter Tellus har betegnelsen TE/64. Vibrografens totalvekt er på 3.25 kg.

Apparaturen er plasert i en støv og vanntett silluminkasse, lakkert i sort krympelakk.

Delene er forniklet og alle vitale deler er utført i rustfritt materiale. Registreringsanordningen er montert på en stiv plate som igjen er festet til istøpte vorter i kassen. Se bilde 1 bilag 2.

Rystelsen opptas av et lodd som er opphengt i spesialtestet fjær. Loddet er lagret i utsorterte kapslede kulelagre som er innsatt med tyntflytende olje med et meget lavt stivnepunkt (÷ 67°C).

Alle ledd som overfører bevegelsen til skrivestiften er lagret i herdede stålspisser. Skrivestiften tegner ned rystelsen på en vokset skive, med en mekanisk forsterkning på 7.5. Den voksede skive dreies rundt av et urverk. Urverket har en gangtid på maks. ca. 10 døgn. Skivens omløpstid er 24 timer. Registreringsskivene er sammenklebet på en slik måte at registreringen foretas kontinuerlig i 8 døgn.

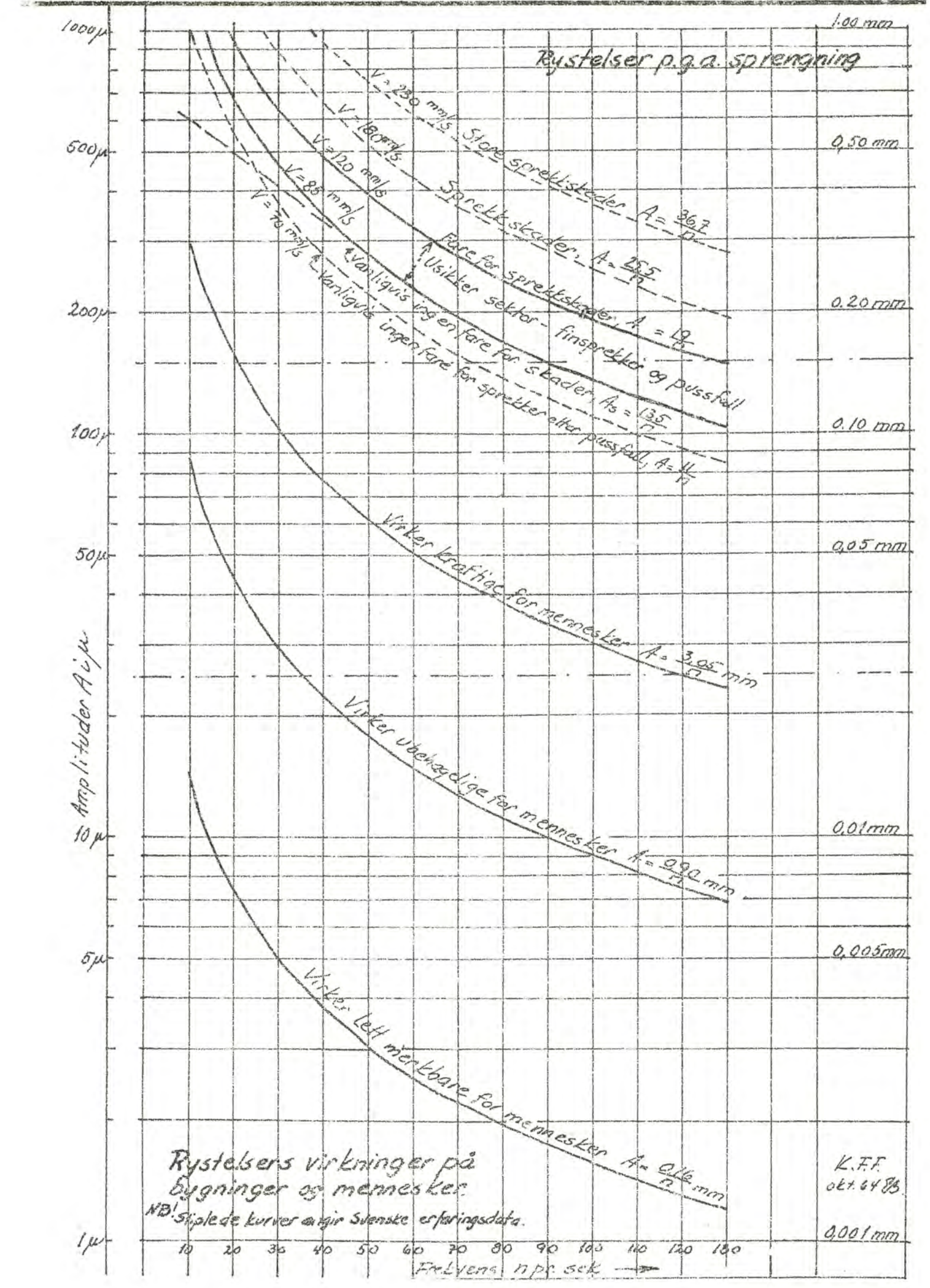
Tellus type EL/64 er utstyrt med en elektrisk motor drevet av 2 stk. batterier koblet i serie. Batterienehar en sikker lagringstid på 1 år.

Drevet av den elektriske motor roterer registreringsskiven en gang rundt på 12 sek., d.v.s 5 omdreininger pr. min. Motoren har et strømforbruk med belastet skive på 5 milliamp. I dette apparatet brukes kun enkle skiver, og 1 skive brukes for registrering av 1 salve.

Apparatet kan etter oppstilling settes igang og forlates og er da klart til momentan registrering uavhengig av noen koordinering med skytebasen. Vibrografen registrerer såvel amplitude som frekvens.

Registeringsskivene for begge modeller har likt utseende og det er kun den forskjell at skiver til bruk for kontinuerlig måling er limt sammen i grupper på 8, mens det til vibrograf type EL/64 leveres enkle skiver. Skivene leveres i små kasetter som også er meget hendig for en senere arkivering. Skiven er vist i bilag 3.

Bilag 1.

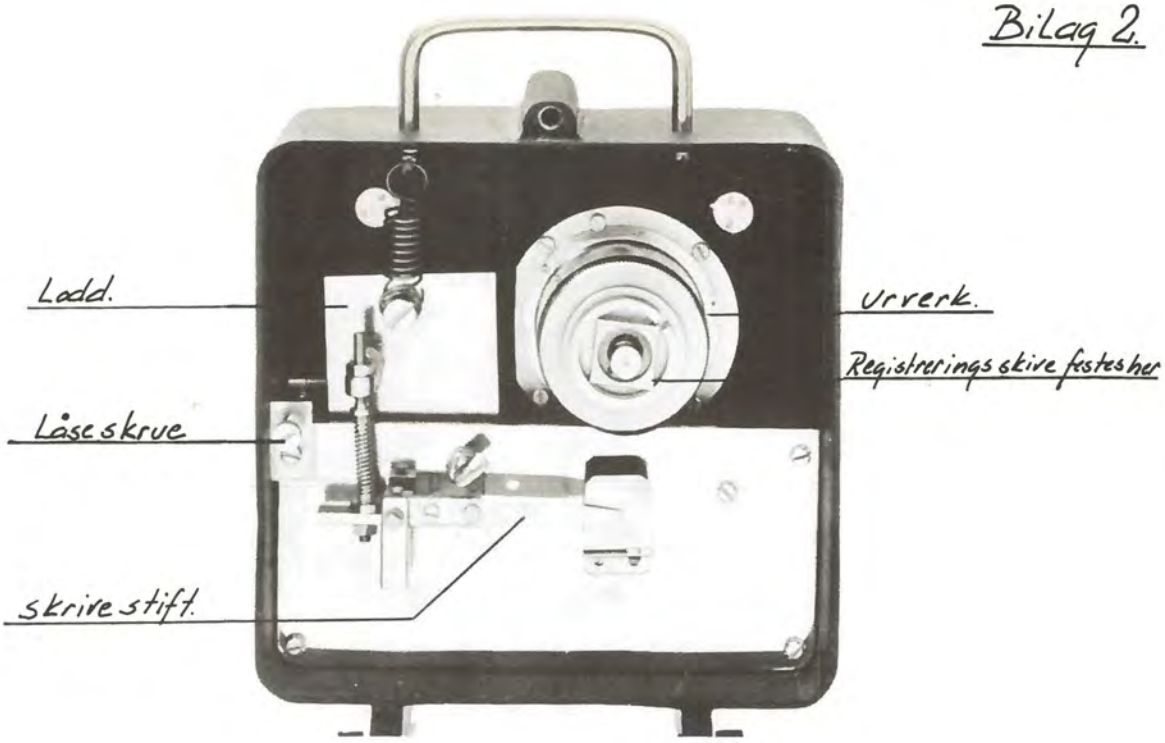


Rystelsers virkninger på bygninger og mennesker.

NB! Stiplede kurver angir Svenske erfaringsdata.

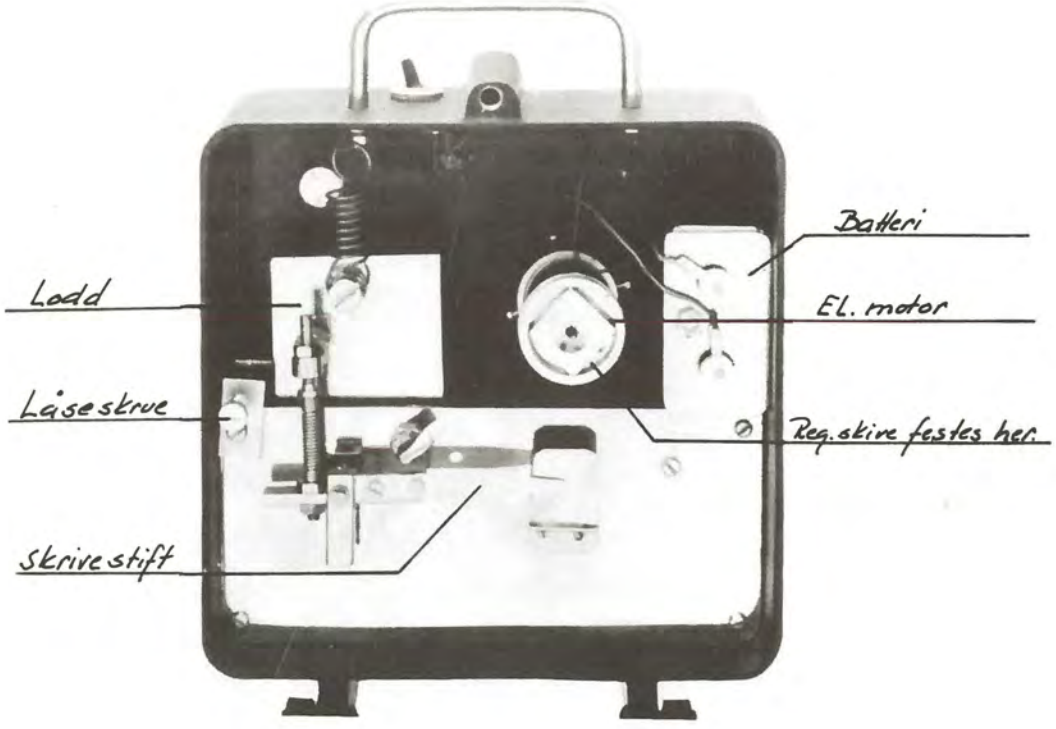
K.F.F.
okt. 64 BB

Bilag 2.



Tellus TE/64.

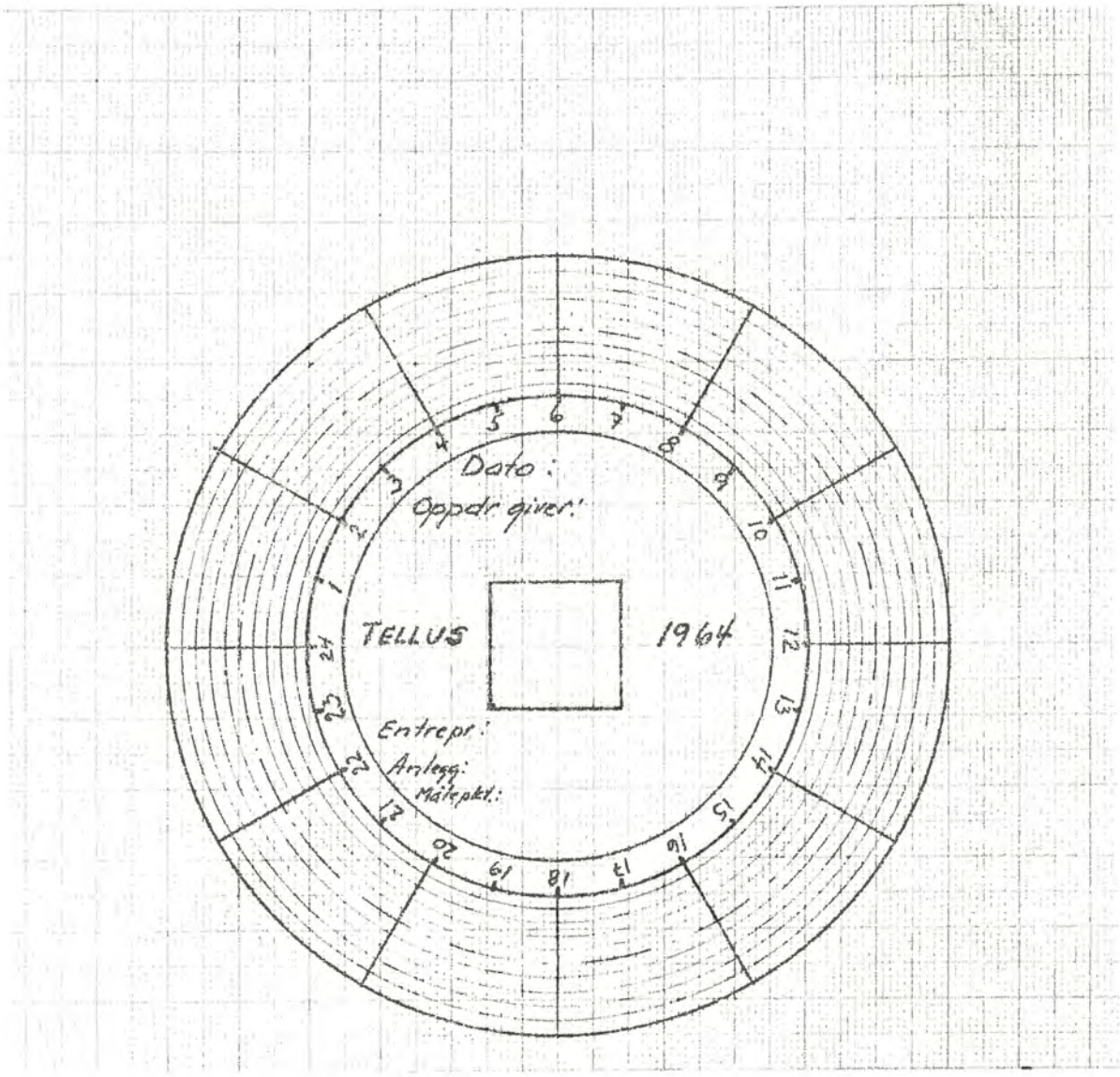
Bilde NR 1.



Tellus EL/64.

Bilde NR 2.

Bilag 3



Registreringsskive (M: 1:1)