F O R E D R A G

fra

KONFERANSE I FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
Oslo, 18. og 19. november 1965

Arrangør:

NORSK FORENING FOR FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
TILKNYTTET N.I.F.

Åpning av fjellsprengningskonferansen 1965

Jeg vil på vegne av Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk ønske alle velkommen til konferansen 1965.

Spesielt vil jeg ønske våre innbudte gjester, de utenlandske deltagere og våre foredragsholdere velkommen.

Vi står oppe i og overfor veldige arbeider når det gjelder fjellsprengning.

Våre veier og veitraséer går for det meste i fjell og gjennom fjell. Bilantallet vil antagelig øke i langt større grad enn forutsatt, og de som skal bygge ut vårt veinett for å kunne absorbere denne bilflom, vil bli stillet overfor en oppgave av tekniske dimensjoner.

Jernbanens rasjonaliseringsplan innebærer utvidelser og ombygging av eksisterende baner. Nye flyplasser vil komme og en større utbygging av havner og havneløp kan bli aktuelt på grunn av de stadig større skib.

Kraftutbyggingen går for fullt og vil sannsynligvis vedvare en rekke år fremover før det av økonomiske grunner kan bli aktuelt med utbygging av atomkraftverk.

Våre bergverk har også sine store oppgaver innenfor fjellsprengningsteknikken, og har tildels kommet frem til meget økonomiske brytningsresultater, også sett i internasjonal målestokk.

Utbygging av kloakk og vannforsyningstunneler pågår, og vil sikkert øke i vesentlig grad i tiden fremover.

Det er således en nødvendighet i vårt fjellrike land at fjellsprengningsteknikken ligger - og blir liggende - på et meget høyt plan for å makte disse oppgaver.

Årets konferanse er lagt opp på samme måte som fjorårets, med forholdsvis korte foredrag med derpå følgende innlegg fra salen. Vi håper på en aktiv deltagelse i diskusjonen.

Vi er interessert i å få kjennskap til teknikk, også utført utenfor kjente, opptrukne områder, selv om resultatene ikke alltid har svart til forventningene. Det kan gi impulser til nye idéer. Skal vi ha fremgang i fjellsprengningsteknikk, må vi bruke vår fantasi og gjøre forsøk i marken. Slike forsøk krever selvfølgelig spesiell omtanke.

Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk tilknyttet N.I.F. står som arrangør for disse antagelig årlige konferanser, med opplegg og bearbeidelse av konferansens program. Det skulle således være naturlig og ønskelig at flest mulig av deltagerne søkte medlemskap i foreningen.

Årets konferanse inngår som tidligere i Ingeniørforeningens kursprogram og Kursavdelingen har den tekniske ledelse av konferansen.

Konferansen vil bli ledet av bergingeniør Heltzen, som er sjef for Kontor for Fjellsprengningsteknikk. Dette kontor er foreningens faste sekretariat og har den faglige ledelse.

Med ønske om et godt teknisk utbytte erklærer jeg konferansen for åpnet, og gir ordet til bergingeniør Heltzen.

Overingeniør L. Baumann
Formann

INNHOLDSFORTEGNELSE

	Foredrag nr.
Erfaringer fra bruk av hjullastere i tunneler Overingeniør M.G.Johnsen, Astrup & Aubert A/S	I
Erfaringer fra bruk av beltelastere og gravemaskiner i tunneler Sivilingeniør H.Holen, Norges vassdrags- og elektrisitetsvesen	II
Dimensjonering av transportutstyr Dosent R.Hugsted, Norges tekniske høgskole	III
Driftskontroll av laste- og transportutstyr på grunnlag av instrumentregistrering Sivilingeniør P. Bang Rolfsen, Norges vassdrags- og elektrisitetsvesen, Rana-anleggene	IV
Lasting og transport i små ortprofiler i norske gruber Direktør Per C.Sandberg, A/S Stordø Kisgruber	V
Lasting og transport i små profiler Overingeniør Hjalmar Solem, A/S Høyer-Ellefsen	VI
Spor og sporvedlikehold Sivilingeniør R. Thommessen, Norges vassdrags- og elektrisitetsvesen	VII
Erfaringer fra kombinasjon grovhulls- og småhullsrigg. Sprøytebetong som driftsforsterkning i tunnel Sivilingeniør E.Ellingsen, Ing.F.Selmer A/S	VIII
Moderne borrigger for små profiler Bergingeniør H. Bronder, Eget firma	IX
Erfaringer fra opplasting og transport ved Alnoranlegget Sivilingeniør J. Gerhardsen, A/S Høyer-Ellefsen	X
Bruk av rigger for liggerboring ved dagsprengning Sivilingeniør P.Thommesen, Astrup & Aubert A/S	XI
Opplasting og transport i dagbruddet Driftsleder Aa. Østerstrøm, A/S Dalen Portland-Cementfabrik	XII
Erfaringer fra driften av dagbruddet, Telnes Bergingeniør T. Bredeli, A/S Titania	XIII
Empiriske formler for beregning av spesifikt sprengstofforbruk og bormeter pr.m^3 ved tunneldrift Sivilingeniør T.Jorstad, Ing.Thor Furuholmen A/S	XIV
En laboratoriemetode for vurdering av bergarters sprengbarhet Sivilingeniør J.Berg-Christensen, Norges tekniske høgskole	XV
Teoretiske betraktninger over presplittmetoden Høgskolelektor H.Øyann, Norges tekniske høgskole	XVI
Erfaringer fra presplittforsøk Bergingeniør A.M.Heltzen, Kontor for Fjell-sprengningsteknikk	XVII

Erfaringer fra prespilttforsøk
Overingeniør A.B.Vagstein,Norsk Sprængstof-industri A/S XVIII

Beregningsgrunnlag for nødvendige friskluftmengder ved ventilasjon av tunneler
Bergingeniør G.Mikalsen, Berger Bergesens Rederi XIX

Orientering om forsøk med utslagssprengning
Professor R.Heggstad, Norges tekniske høgskole XX

Sjokkbølger i vann, og sjokkbølgers belastning på konstruksjoner
Sivilingeniør T. Sande, Norges tekniske høgskole XXI

Orientering om forsøk med "skytegroper"
Sivilingeniør Chr.F.Grøner, Eget firma XXII

Spesialladninger for sprengningsarbeider
Sivilingeniør Egil Lund, Grubernes Sprængstof-fabriker A/S XXIII

Kapasitetsbegreper
Sivilingeniør Odd Sjøholt, Norges byggforsknings-institutt,Produksjonsteknisk avdeling XXIV

ERFARINGER FRA BRUK AV HJULLASTERE I TUNNELER

Høsten 1962 ble anleggsarbeidene for Nes Kraftverk påbegynt i og med at Astrup & Aubert A/S fikk kontrakten med Oslo Lysverker på sprengning av den ca. 31.2 km. lange tilløpstunnelen med 65 m2 tverrsnitt.

Tunnelen går fra Strandefjorden ved Ål til fordelingsbassenget som ligger noen km. nord for Nesbyen. Tunnelen følger stort sett dalsiden fra Strandefjorden i ca. 15,8 km's lengde, men idet dalen går videre frem og så bøyer av i en skarp vinkel ved Gol nedover mot Nesbyen, tar tunnelen en snarvei på ca. 12 km. frem til Dokkelvi og så ca. 3,5 km.ut til fordelingsbassenget. Tunnelen har 4 tverrslag, og fra alle kan driften av sprengningen foregå til begge sider, men selvfølgelig ikke med helt like lange tunnelstrekninger.

Tverrslag 1 er ca. 700 m. langt og hovedtunnelens lengde 4,0 km. til høyre, 2,6 km. til venstre

Tverrslag 2 er ca. 120 m. langt og hovedtunnelens lengde er tilsvarende 2,6 km. og 3,4 km.

Tverrslag 3 er ca. 250 m. langt og hovedtunnelens lengde er tilsvarende 3,4 km. og 5,9 km.

Tverrslag 4 er ca. 380 m. langt og hovedtunnelen er her 5,9 km. og 3,6 km.

Av dette vil det sees at det meste av driften kan foregå med drift til begge sider ved alle tverrslag.

Oppdragsgiverens program var at den 12 km. lange strekning mellom T.3 og T.4 skulle påbegynnes først, og så ca. 1 år

senere etterhvert sette i gang resten av anlegget. Tidsprogrammet var ikke urimelig, og vi hadde regnet med at vi hadde tid til å drive på den måte vi mente var mest økonomisk. Dette ville da bl.a. si at vi måtte finne maksimal utnyttelsesgrad for maskineriet - helst da selvfølgelig det som vi alt hadde, og så minst mulig nytt. Med utgangspunktet i dette ble det valgt å drive rytmisk vekseldrift ved alle tverrslag, d.v.s. at mens boring, ladning etc. pågikk i den ene stuff ble det lastet og kjørt ut sten fra den andre. Det må da nevnes at vi nettopp hadde fullført den 3,5 km. lange tilløpstunnelen til Bagn Kraftverk. Denne tunnel, med 53 m2 tverrsnitt, hadde tverrslag praktisk talt midt på, og vi hadde alt der prøvet vekseldriften, og også endel av de maskiner vi nu valgte for Nes - nemlig hjullasterne.

Før vi kom så langt hadde vi imidlertid ved Bagn prøvet en del annet lasteutstyr. I tverrslaget ble lastet med belteshovel Cat. 955, men vi regnet med at denne ble for liten i hovedtunnelen. Gravemaskin var det plass til å bruke i 53 m2 tverrsnitt, men den krevet en shovel ved siden av seg, både som hjelpemaskin og reserve. Vi var ikke i tvil om at gravemaskin var billigst pr. m3 regnet for gravemaskin alene, men med shovel ved siden ble det mere tvilsomt. Vi mente også å vinne tid på lasteoperasjonen med shovel alene på stuff. Den mest brukte type, og den som kanskje var lettest å ta til da, var Cat. 977. I denne tunnel ville det vel da vært nødvendig å ha sidetipper. Etter å ha fått demonstrert Eimco 123, som er en belteshovel som kan snu meget raskt ved at beltene kjøres hver sin vei, valgte vi å prøve denne. Det viste seg at lasteeffekten var iorden, men maskinen selv var dessverre ofte i uorden. Maskinen var nok ikke beregnet for dette, særlig fordi det var så vanskelig å holde jevn tunnelbunn under lasting, det gikk over "stokk og sten", og det var for hårdt med full last i skuffen. Vi har ikke våget å prøve en forsterket, nyere type.

Etter en tid fant vi at Eimco 123 måtte ut, og annen redskap

inn. Det var da igjen spørsmål om gravemaskin, men da det viste seg at vi hadde vanskeligheter med lastetiden, selv om vi hadde belteshovel ved siden, valgte vi å prøve hjulshovel, og hjulshovel alene. Vi valgte Cat. 966 til tross for svenske advarsler. Svenskene mente det var andre typer som var bedre egnet til bruk med sidetipper, særlig Libu-skopan, men vi fant, og mener nu å ha bevis for at den type vi har valgt er den rette, idet den laster så godt med vanlig fronttippende skuff.

Ved Harpefoss Kraftverk ble arbeidene satt igang omtrent samtidig med de første arbeidene på Nes, og så tidlig at vi kunne regne med å overføre meget av maskineriet derfra til Nes, når de siste tunnelstuffene der ble satt igang. Den 130 m2 store og 1300 m. lange avløpstunnel ved Harpefoss ble drevet med toppstoll og bunnstross, og lastingen ble gjort med hjulshovel. I den øvre del av anlegget lå forholdene bedre til rette for lasting med belteshovel, og det ble brukt Cat.977.

Resultatet av våre funderinger ble altså at vi valgte hjulshovel, type Cat. 966. Det er mange som har undret seg over at vi ikke valgte belteshovel, og kanskje ennu flere at vi ikke valgte gravemaskin. De sistnevnte maskiner er jo begge utmerkede, men for oss var det vesentlig at de er tunge, langsomme og kostbare å flytte på sammenlignet med hjulshovelen. Det vil derfor bare være mulig å bruke en hjulgående maskin til lasting i tunnelstuffer som ligger langt fra hverandre. Ved et tverrslag med drift til to sider skulle det være nok med en hjullaster i drift og en i reserve. Hvis maskinene utelukkende ble brukt til lasting på stuff ville vel dette være nok, men det er så uendelig meget annet maskinen skal brukes til, f.eks. tipp, pukkverk, rensk, bolting, etc. Det har da etterhvert vist seg at det ikke går uten at det er tre maskiner ved et slikt tverrslag, det blir jo mere å reparere på maskinene når de har vært brukt en tid. Vi kan jo innrømme at vi nok har gjort den feil at noen av maskinene har vært presset i tungt arbeide for lenge - et

ikke ukjent fenomen. Det passer imidlertid godt nu å bruke de nyeste maskinene i intens stenlasting, mens de eldste godt klarer alt hjelpearbeide og samtidig er reserve.

Utkjøring har overalt foregått med biler. Ved Bagn og Harpefoss 13 ton Euclids, og på Nes vesentlig med Kockum's 20 tonner og Cat. 619, som laster 25 tonn. Den sistnevnte ble en tid overført til et annet anlegg, da det viste seg at gummiforbruket ble for stort hvor transportlengden var stod. Dette skyldes vel for en stor del at farten ble for stor, men det er meget mulig at det har vært benyttet feil dekkdimensjon. Idag er bilene igjen i bruk ved to kortere tunnelstrekninger.

Lastekapasiteten for hjullasterne har vi funnet tilfredsstillende i og med at vi f.eks. i den 65 m2 store tunnel laster en 180 til 200 m3 stor salve på ca. 2½ time, Cat.966A tar ca. 0,8 m3 fast fjell i hver skuff, og vi regner ca. 0,42 min. pr. skuff. Det vil si at maskinen har en øsningskapasitet på mellom 100 og 120 m3 pr. time.

Lasting av en 20 tons bil tar ca. 3½ min. og en 25 tonner ca. 4 min.

Det store spørsmål med hjullastere er vel gummiforbruket, og det må innrømmes at dette kan bli enormt. Vi har et eksempel på at vi har brukt for 4,o kr. pr. m3, og fra endel andre entreprenører hører jeg at det også der har vært høyt forbruk enkelte steder. Ved Bergsprengningskonferansen i Stockholm oppga jeg i 1963 at vi ved Bagn hadde brukt for kr.0,70 pr. m3, og at vi regnet med at vi ved Nes måtte komme under dette. Vi har da også klart det, og hvis vår antagelse holdere videre frem, vil vi ligge på ca. kr. 0,60 pr. m3. For Harpefoss viser det seg dog at forbruket er vel 0,70 pr. m3, som ved Bagn og vi vil anta at det er dette tall som er det minimum man bør regne med.

Som kjent er det i handelen idag endel kjettingtyper som kan benyttes på hjullastere for beskyttelse av dekkene. Det foreligger litt motstridende meldinger om effektiviteten av kjettingene, men det antas at de under visse forhold vil gjøre god nytte. I tunnelen på Nes ble gjort et forsøk, men det falt ikke heldig ut. Det må innrømmes at dette nok også skyldes feil fra vår side. Vi prøver for tiden kjettinger på hjulshovler ved to andre anlegg, og det ser her ut til å gå meget bra. I trange tunneler, i forskjæringer og lasting i sterk stigning eller fall, ser det ut til at kjettingene har sin berettigelse. Omkostningene antas å ligge på det samme - kanskje noe over gummi - og hertil kommer at gummien likevel må koste noe.

For Bagn oppga vi i 1963 at reservedelsforbruket for hjullasteren lå på kr.0,50 pr. m3, mendet har vist seg at dette tallet har vi ikke klart å komme ned til senere. Forbruket har i enkelte perioder ligget over 1,10 kr./m3, men dette skyldes bl.a. at vi en tid presset gamle maskiner for langt. Vi vil anta at delforbruket riktig bør være ca. 0,80 kr/m3.

Jeg har tidligere nevnt at vi har presset noen maskiner for lenge i tungt arbeide, og spørsmålet melder seg da - hvor meget kan vi få ut av en maskin? Med den erfaring vi har idag vil vi anta at en hjulshovel Cat. 966, som har lastet 200.000 m3 fast fjell i tunnelstuff, har gjort sin tjeneste, men det må tilføyes at maskinen da samtidig har gjort adskillig annen hjelpetjeneste og timetelleren vil vise at den har vært i bruk i 9-10.000 timer, og at den også derfor må få lov til å få lettere arbeide.

---oOo---

ERFARINGER FRA BRUK AV BELTELASTERE OG GRAVEMASKINER I TUNNELER

av

sivilingeniør H. Holen
Norges vassdrags- og elektrisitetsvesen

ERFARINGER VED BRUK AV BELTESHOVEL OG GRAVEMASKIN I TUNNEL

Det materiale som her skal legges frem er vesentlig hentet fra Tokke-anleggene. Ikke alt som fremlegges er like ferskt men i allfall på området vanlige gravemaskiner har det ikke meg bekjent kommet noen revolusjonerende nyheter de siste år. Materialet skulle derfor ha fortsatt aktualitet da erfaringene med shovler er av nyere dato.

GRAVEMASKINER

Jeg har her bare erfaringer fra bruk av gravemaskiner med wiretrekk. De hydrauliske gravemaskiner er hittil lite brukt i tunnel, men det er mulig de kan komme sterkere inn i bildet siden. Gravemaskinene har hittil vært dominerende i store tverrsnitt (over ca. 50 m^2), men de har også til en viss grad vært brukt i mindre tverrsnitt, noe jeg skal komme tilbake til senere. I den senere tid har de imidlertid fått hardere konkurranse fra shovlene. Det vanligste i tunneldrift er elektrisk drevne maskiner med 380 V spenning. Generelt kan sies at gravemaskinene har god kapasitet, at de elektriske maskiner byr på ventilasjonsmessige fordeler. Av ulemper kan først og fremst nevnes at de krever mye plass og at de egner seg dårlig til å samle røysa,. slik at det kreves en egen maskin til dette. Det vanligste har hos oss vært å bruke bulldozer, men ved å bruke shovel har en samtidig reservemaskin. En bulldozer vil sannsynligvis holde jevnere kjørebane, som er en fordel ved biltransport. Det at maskinen er elektrisk er ikke bare en fordel. En må ha med høyspentkabel og trafoer som det ofte blir forlangt skal stå i nisjer av hensyn til faren for påkjørsel. Gravemaskin egner

seg forholdsvis dårlig til lasting i helning, men vi har erfaring for at lasting i 1:10 synk går uten at det går noe særlig ut over kapasiteten.

Jeg skal så gå over til å se på lastingen i en del tunneler og de erfaringer som kan trekkes av dette.

39 m^2 tilløpstunnel Tokke 3.

Denne tunnel er 8,5 km lang og ble drevet fra begge ender i tiden 1961 - 1963. Lastingen i denne tunnel ble foretatt med Landsverk L-85 lastemaskin. Det økonomiske tunneltverrsnitt var her 38 m^2, men til tross for at leverandøren setter minste tverrsnitt for gravemaskinen vesentlig mindre (35 m^2) ble det ansett for nødvendig å drive tunnelen på 39 m^2. Fotoprofileringen etterpå viste et drevet middelprofil på 41,9 m^2 og 42,5 m^2 for de 2 stuffer. Bergarten var gneis av stort sett god kvalitet. Tverrsnittet er vist på bilag 1.

Driftsopplegget var forøvrig i grove trekk:

Inntakssiden.

Fra denne side ble det drevet 4900 m.

Utkjøringen ble foretatt med til dels 6 m^3 trucker (Volvo og Scania Vabis) og til dels vanlige lastebiler. Utkjøringen var forøvrig bortsatt på anbud. På denne stuffen ble det sprengt et "vindu" omtrent på midten for å spare transport og av hensyn til ventilasjonen.

Boringen ble foretatt med 2" driftere fra hydraulisk borrigg. Lastemaskinkjørere hadde under boringen vedlikehold på maskin og deltok som regel under ladingen. Stykkefallet var tilfredsstillende og meget sjelden var det nødvendig med spretting av stor stein. Bilag 2 viser maskinen under lasting i bil.

Sammenskraping av salva ble foretatt med en 6 tonns bulldozer. Normalytelse 1 salve pr. skift (ca. 3,1 m brytning).

Stasjonssiden

Det ble drevet 3600 m fra denne siden. Profil var som på bilag 1, men borplan annerledes.

Utkjøringen ble foretatt med 6 m^3 Mühlhauser sidetippende vagger med rangering på travers. Fig. 3 viser lastingen. Etter en tid ble det anskaffet en hjulshovel (Cat. 966) til sammenskraping av salva. Denne lastet delvis de første vaggene og var ellers reservemaskin. Boringen ble her foretatt med vanlige knematere og bor av serie 11. Normalytelse etter en tid var en salve pr. skift, ca. 2,8 m brytning.

Kostnader

	kr./fm^3 teoretisk profil
Skinnegangsstuff	6,32
Biltransport-stuff	6,97

Kostnadene omfatter alle direkte utgifter og sosiale tillegg, men ikke administrasjon. Dette gjelder forøvrig alle kostnader som oppgis videre.
Av lasteutgiftene var vel 2 kr.- avskrivning på maskinene.

Kapasiteter m.v.

	Skinnegangstuff	Bilkjøringsstuff
Nettokapasitet	100 fm^3/time	95 fm^3/time
Kapasitet med bilrangering (vagg-) (Bruttokapasitet)	70 "	65 "
Normaltid for en salve	3 timer	$2\frac{1}{2}$ - 3 timer
Salve	125 m^3	135 m^3

På de 2 stuffene var det i alt 3 gravemaskiner hvorav 1 sto som reserve.

Maskinen hadde som en vil se, en god kapasitet. Driftssikkerheten var også bra, men ulempen er at reparasjonene på grunn av maskinens meget konsentrerte oppbygging tar meget lang tid. Vi har også til dels vært plaget med opprensk på stuff, men dette gikk bra når lasterne ble øvet. Forbruket av wire var stort, i gjennomsnitt sto wiren 10-12 salver.

Tilløpstunnel Tokke 1.

Denne tunnel er 17,5 km og er drevet fra 4 tverrslag + fra inntakssiden, ialt 9 stuffer. Tverrsnitt 75 m^2. Tunnelen ble drevet i tiden 1957 - 1960. Boring med knematermaskiner. Bergarten vekslende kvartsitt og amfibolitt. Den normale arbeidsgangen var et boreskift, 1 lasteskift og 1 renskeskift med 1 salve pr. døgn (4,8 - 5,6 m salver). Sammenskraping av salvene med delvis beltegående bulldozere og dels tournadozer. Lasting og utkjøring ved stuff 1-5 Landsverk L-65 og L-67 og Euclids. Ved stuff 6 og 7 (tverrslag) med Koehring 605 og sidetippende Mühlhauservagger (6 m^3) og ved stuffene 8 og 9 (tverrslag 4) med Koehring 605 og Tournarocker.

Røysa var til dels noe grov da sprengstoff-forbruket til dels lå meget lavt (i perioder under 0,6 kg. pr. fm^3). Dette skyldtes sannsynligvis høyt sprengstofftrekk. (Kr. 2,- pr. kg. dynamitt).

Oppnådde kapasiteter iflg. studier:

	0,9 m^3 skuff L-65 i Euclids	Koehring 1,15 m^3 sk. vagg	Euclids
Netto	82 fm^3/time	100 fm^3/t	82 fm^3/t.
Brutto	70 "	67 "	70 "
Brutto inkl.rangering av vaggsett		63 "	

Kostnader pr. m^3 fast fjell (teor.)

	Tverrslag 1		Tverrslag 2					
Stuff	S 658 m 0	S =1563 1	S =2302 2	S =2854 4	S =3172 5	S =2862 6	S =2778 7	S =545 8
Lastemetode	L-65(67)	L-65(67)	L-65(67)	L-65(67)	Koehring	Koehring	Koehring	Koehring
	Euclids	Euclids	Euclids	Euclids	Vagger	Vagg	Tourna-rock.	Tourna-rock.
Lasting	7,16	5,08	5,13	4,34	5,05	4,56	4,84	10,22
Profil (virkelig)	78,3	76,0	77,8	79,5	78,3	76,8	78,0	77,2

90 m^2 tilløpstunnel Tokke 2.

Denne ble drevet i tiden 1961 - 1963 og i det vesentligste fra 1 stuff. Utstyret var for en stor del likt det som var brukt på tverrslag 3, Tokke 1, nemlig Koehring gravemaskin og 6 m^3 Mühlhauservagger. Driften var også her lagt opp med fast bore- og lasteskift, men ble siden omgjort til flytende drift. Kostnader og kapasiteter omtrent som for tverrslag 3.

Forøvrig har det i NVE vært lastet med Landsverk L-77. Ved 140 m^2 tunnel for Langvatn kraftanlegg har denne gitt økonomisk godt resultat, nemlig 4,95 kr/fm^3 for 60 m^2 toppstoll og 3,58 kr/fm^3 for 80 m^2 bunnstross. Kapasiteten for maskinen er etter de studier som ble foretatt omtrent som for L-67 ved Tokke 1.

Shovler.

Disse fikk sitt gjennombrudd i tunnellastingen ved innføring av de sidetippende skuffer. Først kom den svenske Libu-skopan, men en kan vel si at det er den norske sidetippende skuffe som har gjort shovlene så anvendt. De sidetippende shovler anvendes i tverrsnitt fra ca. 20 m^2 og oppover.

Generelt kan sies at shovlenes fordeler ligger i mobilitet, i

god kapasitet, i billigere anskaffelse enn gravemaskinene og i at de kan samle røysa.

Driftssikkerheten må også sies å være på høyde med gravemaskinene. Ulempen med shovlene er først og fremst av ventilasjonsmessig art.

Jeg vet at det i Sverige er ombygd shovler til elektrisk drift, visstnok med brukbart resultat, men med shovlenes bevegelser vil en elektrisk kabel være et problem. Jeg vet ikke om det leveres elektriske shovler.

Ved kinnegangsdrift har shovlene også den fordel at en god del vaggrangering kan spares på grunn av shovlenes mobilitet.

Dessverre begrenser mine erfaringer seg til bruk av Caterpillar-shovler, men disse er da også de mest anvendte i tunnel.

27 m^2 overføringstunnel Tokke 2.

Denne tunnel som overfører øverste del av Vinje elv til Totak er drevet fra 4 stuffer med drevet lengde:

S_1 = 2410 m
S_2 = 3782 m
S_3 = 5025 m
S_4 = 3662 m

Boringen var overalt med knematermaskiner fra hydraulisk plattform. Bergart gneis av vekslende kvalitet, men med til dels store vanninnslag som skapte problemer bl.a. med veibanen.
Lasting og utkjøring foregikk ellers slik:

S_1: Lasting med Cat. 955 (leid) og utkjøring med leiebiler i vekslende antall. (Massen i det vesentligste kjørt til Haukeliveien).
Driving på 2 skift.

S_2. Det ble her startet med Joy-Loader med Cat. 955 som reserve og til å samle røysa. Joy-Loaderen viste seg etter en tid å være for kostbar og den siste del ble lastet med shovel (Cat. 955, egen). Utkjøring dels med Bolinder-Munkter traktor og dels med leiebil. Massene i det vesentligste kjørt på dam Venemo.

S_3. Som S_2 med unntak av at det bare ble brukt leiebiler.

S_4. Opplastingen foretatt med Cat. 955 (leid). Utkjøringen med 6 m^3 Mühlhauser sidetippende vagger. Synk med opptrekk. Lastingen foregikk på følgende måte:

Settet på 6 vagger kjørte inn til stuff. 3 vagger koblet fra og kjørte ut til sløyfe mens de 3 innerste vagger ble lastet. Når disse var fulle ble de kjørt ut til sløyfe og de 3 neste kjørt inn og lastet. Hele settet ble så kjørt ut. Det var 2 lok i drift i tunnelen og neste sett sto ved sløyfe når 1. sett var ferdig.

Drivingen var på alle stuffene i det vesentligste rytmisk med en 3,2 m salve pr. skift. Overalt var det 4 mann under boringen. Tverrsnittet passet utmerket til shovel og bil i det det var passeringsmuligheter for bilene og rikelig plass for shovel. Det til dels vanskelige fjell med svelleleire og vanninnbrudd forstyrret driften ganske mye, men det var også strekninger med godt fjell.

Kostnaden

Anbudet for stuffene S_1 og S_2 ble bortsatt for en pris kr. 5,- pr. m^3 fast fjell etter profilering.

Oppnådde kapasiteter

Lasting i bil	Lasting i vagg	
75 fm^3/time	65 fm^3/time	Netto
53 "	44 "	Brutto

Som innledningsvis nevnt har belteshovlen sitt virkeområde fra ca. 20 m^2 og oppover. Det kan imidlertid i mange tilfelle være ønskelig å prøve å komme lengre ned i tverrsnitt. Ved 18 m^2 tilløpstunnel for Tokke 3 ble det til å begynne med drevet med fronttippede shovel med lasting i nisjer. Nisjer er kjent som lite heldig i vanntunneler og de må legges tett for å gi brukbar kapasitet. En valgte derfor å gå over til Caterpillar 955 og prøve å "skreddersy" profilet til lasting i bil. Fotoprofilene ga middeltverrsnitt på 20,1 m^2 for nisjedrift og 20,3 m^2 for sidetipperdrift. Det oppnådde tverrsnitt er vist på bilag 4. For lasting i Mühlhauser vagger er oppstilt en minstetverrsnitt på bilag 5. Dette tverrsnitt er sikkert noe knapt i praksis og er ikke prøvet som jeg kjenner til.

Mindre shovler enn Cat. 955 kan sikkert komme på tale i tunneldrift, men noen erfaring herfra har jeg ikke.

Hvis en ikke er bundet av å holde et jevnt tverrsnitt kan en presse tverrsnittet ytterligere ned og så utvide profilet til nødvendig størrelse for lasting med passende mellomrom.

Lasting med større shovel

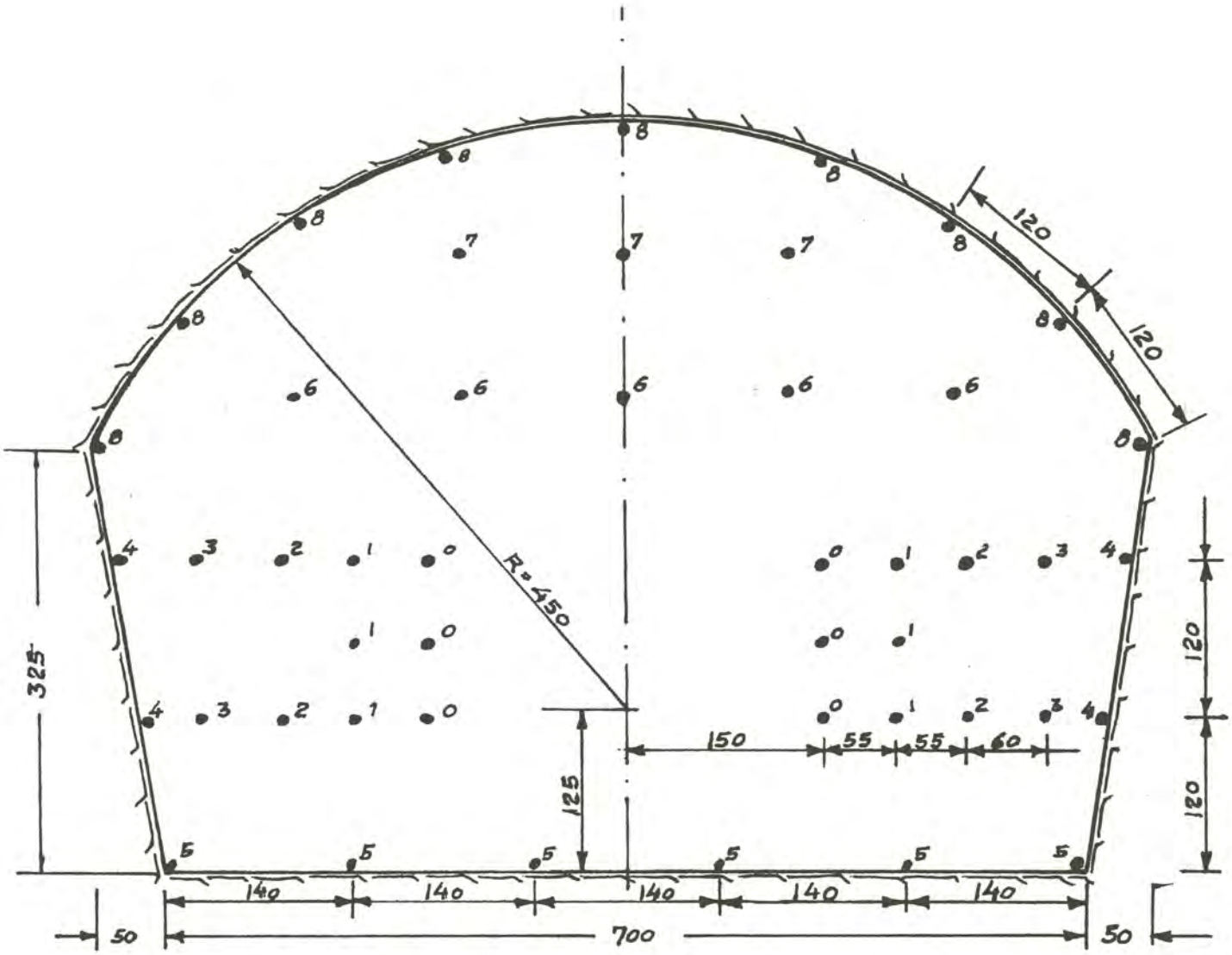
Her begrenser erfaringen seg til Cat. 977.
Registrerte kapasitet:

	Lasting i Euclid	Lasting i 6 m^3 vagg, 3 for hver rangering
Netto	90 fm^3/time	75 fm^3/time
Brutto	75 "	50 "

Sluttbemerkning

Noen konklusjon til fordel for gravemaskin eller belteshovel vil jeg ikke trekke ut fra ovenstående. Begge lastemetoder er fullt brukbare selv om tendensen i den senere tid er gått i favør av shovel.

---oOo---



Utforming av tunneltverrsnitt 39 m²
for L-85

TOKKE KRAFTANLEGG
Arbeidsstudiegruppen

Tegn.:
Trac.: L L.
Kfr.:
Dato: 3/3-61

M=1:50

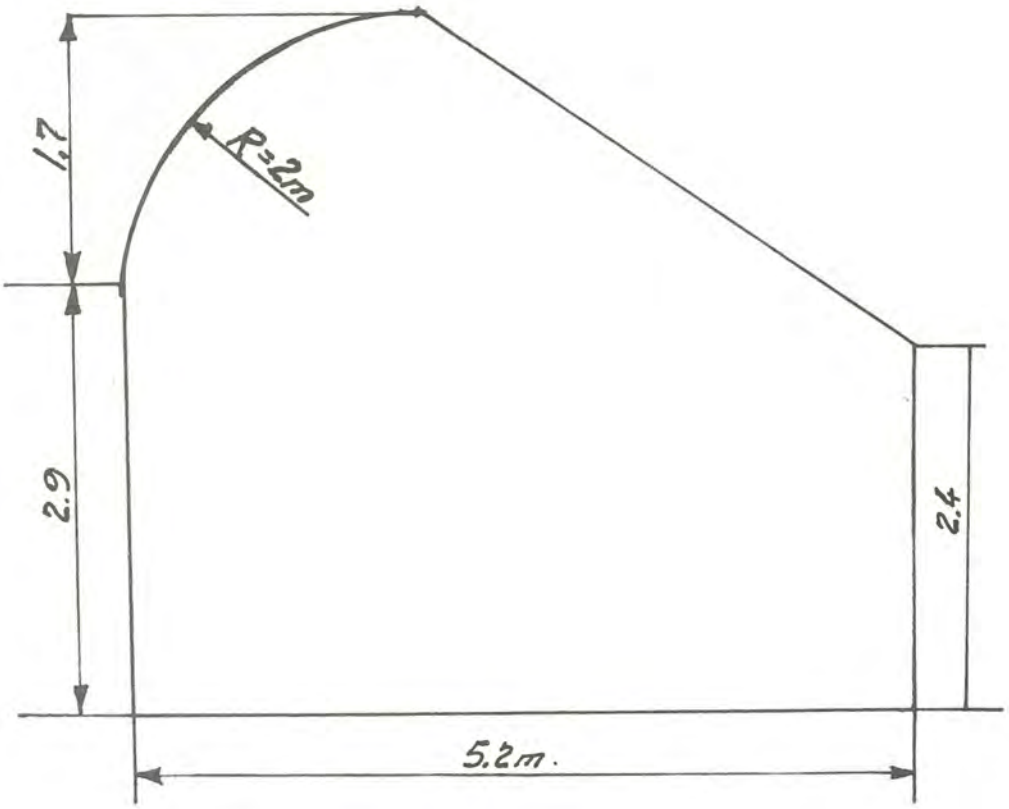
A-2-61-67

Bilag 1

Bilag 2

Bilag 3

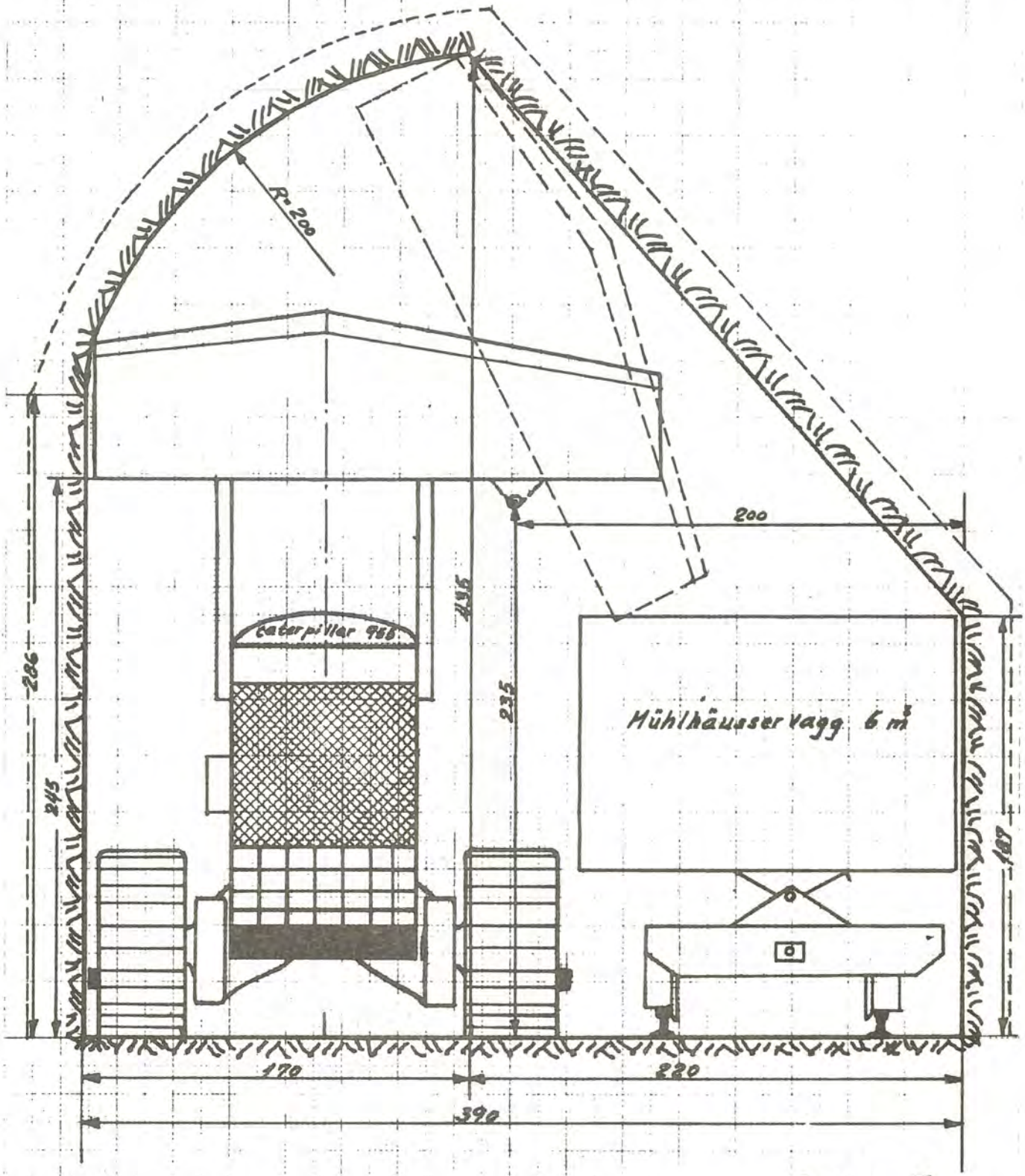
Praktisk minstetverrsnitt for lasting Cat. 955 H
i vanlig lastebil. 19 m²



Bilag 4.

NVE Tokke Kraftanlegg TK-	Tegn.: Kfr.: Målestokk:	

Teoretisk minsteprofil (13.5)m^2 for lasting
med cat. 955 sidetipper i 6m^3 Mühlhäusservagg



Bilag 5

DIMENSJONERING AV TRANSPORTUTSTYR

av

dosent R. Hugsted, N.T.H.

1. VANLIG DIMENSJONERING

Det er lasteutstyret som gir utgangspunktet for valg og dimensjonering av transportutstyret. Lastekapasiteten bestemmes ut fra en vurdering av den totale masse som skal lastes opp på den del av arbeidet som det er snakk om og den tid som står til disposisjon for dette. Det dreier seg her om temmelig grove vurderinger hvor disponibel maskinpark, erfaringer med forskjellig utstyr og mulighetene for å investere i nytt utstyr er de viktigste faktorer.

Sammenhengen mellom lasteutstyr og transportutstyr uttrykkes ofte slik at lastemaskinen skal kunne fylle opp transportenheten med 3 - 5 skuffer. Jo tyngere lastemaskin som velges desto tyngere skal også transportutstyret være. Slike regler er erfaringsregler som brukes som utgangspunkt for en fornuftig dimensjonering. Tenker vi oss det enkleste og vanligste tilfelle med en lastemaskin og et antall transportenheter brukes følgende dimensjoneringsformel:

$$N = \frac{T_T}{T_L} + 1$$

Her er: N antall transportenheter

T_T transporttiden

T_L er lastetiden

N forhøyes oppover til nærmeste antall transportenheter. T_T og T_L er begge midlere tider for transport og lasting. Transporttiden T_T omfatter tiden fra transportenheten kjører fra lastemaskinen med fullt lass og til den er kommet tilbake og er klar til å bli lastet på nytt. Transporttiden setter seg derfor sammen av faste tider til tipping, rangering, samt diverse tilleggstider og tider som varierer med kjørelengdene.

I diskusjonen om dimensjoneringen hevdes generelt det synspunkt at det er bedre at transportenhetene har ventetid enn at lastemaskinen har det fordi lastemaskinen koster meget mer enn transportenheten.

Økonomisk sett kan synspunktet være tvilsomt, f.eks. der en øket utnyttelse av lastemaskinen krever en investering i en eller flere transportenheter i tillegg til det man alt har. Det eksisterer her en rekke alternativsituasjoner med høyst ulike økonomiske problemstillinger m.h.t. utnyttelser av disponibelt utstyr og/eller investeringer i nytt utstyr.

2. TRANSPORT- OG LASTESYKLUS

Dimensjoneringsformelen tar sitt utgangspunkt i midlere laste- og transporttider, dvs. en bestemt syklustid for lastemaskinen og en bestemt syklustid for transportenheten. Med syklustider forstås her den tid som går med fra man begynner en bestemt operasjon, f.eks. lastingen og til man igjen kan starte på nytt med samme operasjon.

Litt forenklet kan vi si at lastemaskinens syklus består av lastetid, samt evt. ventetid mellom de enkelte lass, mens transportenhetens syklustid består av lastetid, transporttid og evt. ventetid mellom hvert lass slik som vist på fig. 1.

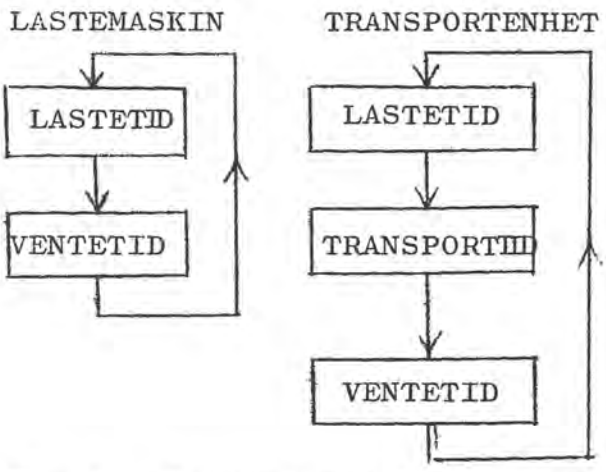


Fig.1. Operasjonssyklus for lastemaskin og transportenhet

Fig. 1. Operasjonssyklus for lastemaskin og transportenhet.

Den dimensjoneringsmodell vi gikk ut fra tar ikke hensyn til at laste- og transporttidene varierer og vi kan heller ikke av dimensjoneringen se hvilke ventetider som blir resultat. Ventetidene varierer også og kan betraktes som avhengige av laste- og transporttidene.

Vi forutsetter under disse betraktninger at lasting og transport pågår, d.v.s. vi betrakter systemet i drift. Vi ser altså bort fra stopp i driften, men vi kan også ta hensyn til tilfeldig driftsstans. Dimensjoneringen bør imidlertid skje på grunnlag av normale driftsforhold, altså tilfeldige variasjoner i de tider som bestemmer syklustidene.

Laste- og transportoperasjonene kan selvfølgelig deles i en rekke deloperasjoner som f.eks.:

Lasting:
1. Grave i røys (crowde)
2. Svinge full skuff
3. Tømme
4. Svinge tom skuff.

Denne lastesyklusen gjentas så mange ganger det er nødvendig for å få fullt lass. Videre har vi i tillegg en del andre hjelpeoperasjoner som må utføres av og til for at lasting kan skje. Disse inngår også i lastetiden.

På tilsvarende måte kan transportenhetenes operasjoner inndeles:

Transport:
1. Transportere med lass
2. Snu på tipp
3. Tømme
4. Retur
5. Rangering ved lastemaskin.

Her forekommer også hjelpeoperasjoner, f.eks. venting ved møteplasser som inngår i transporttidene. Hvordan deloperasjonene skal settes opp er avhengig av type utstyr i hvert tilfelle. Det vi umiddelbart ser er at operasjonstidene våre er sammensatte tider og dette er en av grunnene til at disse er variable tider.

Vi kan sammenfatte våre prosessdiagrammer, fig. 1, i det prosessdiagram vi ser på fig. 2.

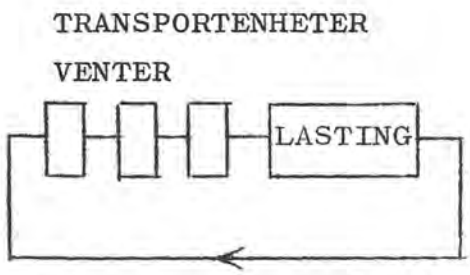


Fig.2. Situasjon ved lastemaskin med transportenheter som venter

På et tilfeldig tidspunkt ved lastemaskinen foregår lasting samtidig som 3 transportenheter venter på tur. Som regel er det satt på et bestemt antall transportenheter og enkelte befinner seg antakelig på vei til eller fra.

I praksis vil antallet transportenheter ved lastemaskinen variere fra ingen, dvs. at lastemaskinen venter, og oppover til det totale antall enheter som er satt inn i transporten. Er antallet transportenheter ved lastemaskinen større enn 1 betyr dette venting for transportenhetene. Hvis vi kunne bestemme det gjennomsnittlige antall transportenheter ved lastemaskinen, ville vi ha et uttrykk for ventetiden eller en uutnyttet transportkapasitet. Hvis vi dertil kan bestemme hvor stor andel av totaltiden lastemaskinen venter (ingen transportenhet inne), ville vi vite hvor stor kapasitetsutnyttelse lastemaskinen har.

3. MODELLENE

Vi kan betrakte fig. 2 som en modell for laste- og transportsyklusen. Denne modellen som vi her har, er basert på en lastemaskin og et antall transportenheter. Det kan også tenkes andre muligheter, f.eks. flere lastemaskiner som transportenhetene kan velge mellom og også lasteenheter som er seriekoblet. Vår modell må selvfølgelig bygges på det opplegg man tenker seg.

Neste trinn blir da å se hvordan systemet arbeider. Det er helt klart at en bør ta hensyn til variasjonene i operasjonstidene. Det er for dette formål utviklet to typer modeller, nemlig den matem atiske kømodell og simuleringsmodellen. Kømodellen baseres på antakelser med hensyn til ankomster til

lastemaskinen og lastetidene. Ved å bygge opp dette på grunnlag av fordelingsfunksjoner kan man regne ut midlere lastetid, kapasitetsutnyttelse og midlere ventetider.

Det finnes utviklet en rekke forskjellige modeller for de enkelte køtyper, vanskeligheten er å finne ut hvilken modell man skal bruke. Fordelen med de matematiske modeller er at de er generelle, og at man kan koble kostnadsfunksjoner på dem og dermed ad teoretisk vei regne seg til optimale løsninger. Vi skal her se på de såkalte simuleringsmodeller fordi disse gir en mer direkte løsning som er enklere å se konsekvensene av. Fremfor alt er slike modeller meget fleksible, dvs. vi kan undersøke relativt lett virkningen av diverse driftsforstyrrelser, forandring av utstyr osv.

Modellen knyttes direkte til en analyse av de operasjonssykluser som vi har i det enkelte tilfelle eller som vi ønsker å konstruere for å finne frem til en økonomisk optimal drift. Økonomiske kalkyler må imidlertid gjøres etter at vi gjennom modellen har fått frem resultater av f.eks. alternative dimensjoneringer.

4. VARIASJONER I OPERASJONSTIDENE

Operasjonstidene er undergitt tilfeldige variasjoner. Vi ser her bort fra at operasjonstidene er tidsavhengige på lang sikt. Dette vil jo f.eks. være tilfelle med transporttidene hvor transportlengdene forandrer seg med tiden. I de eksempler som skal bearbeides var situasjonen den at innenfor en temmelig lang tidsperiode kunne transportlengden betraktes som den samme.

Fig. 3 viser et typisk histogram for lastetider. Histogrammet viser en skjev fordeling. Det finnes en del ekstra store tider mens det er vanskelig å presse lastetiden under et visst minimum.

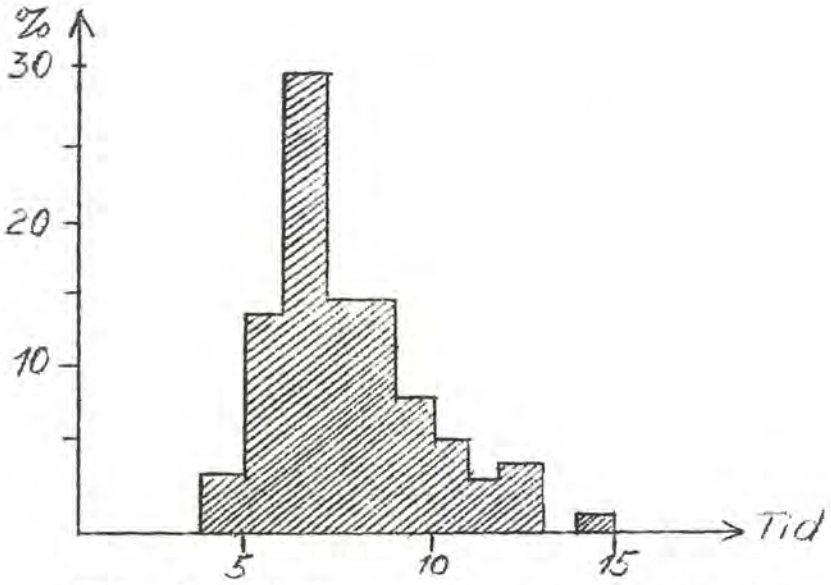


Fig. 3. Histogram for lastetider (halve minutter)

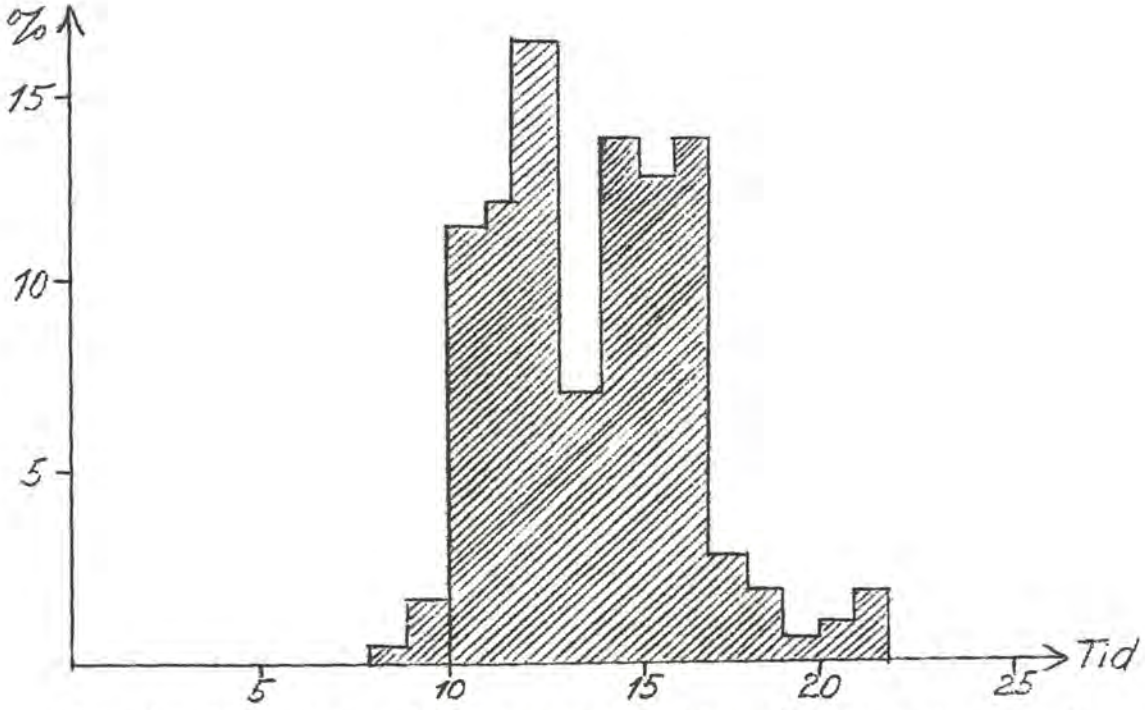


Fig.4. Histogram for transporttider (halve minutter)

Fig. 4 viser et tilsvarende histogram for transporttider. De to histogrammer er bare eksempler på hva som kan observeres og er satt opp etter observasjoner - tidsstudier - av maskiner i arbeid.

Istedenfor histogrammene kan vi også fremstille spredningen av tidene i en kumulativ fordeling som vist på fig. 5.

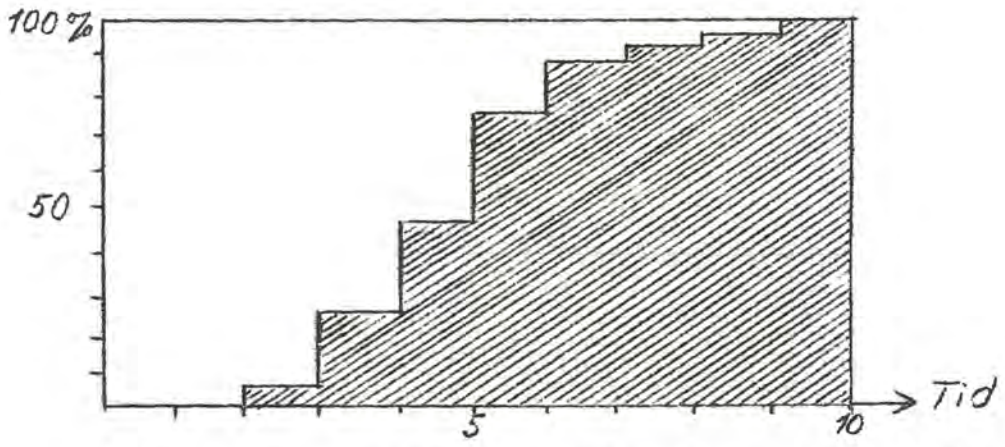


Fig. 5. Kumulativ fordeling av operasjonstid

5. SIMULERINGSMODELLEN - ET EKSEMPEL

Vi tenker oss nå at vi har en situasjon som den som er vist i fig. 2, og at vi har observasjoner i form av histogrammer som gir spredningen for operasjonstidene, dvs. laste- og transporttidene.

Simuleringen består da i å trekke ut vilkårlige operasjonstider basert på observerte fordelinger og addere disse på en slik måte at vi kan beregne de avhengige ventetider for henholdsvis transportenheter og lastemaskin.

Operasjonstidene kan bestemmes etter de observerte kumulative fordelinger, men vi kan også tilpasse observasjonene til en matematisk funksjon. I disse tilfeller vil vi stort sett ha skjeve fordelinger og en såkalt β-funksjon kan der gjøre nytten. Vi får altså frem en kontinuerlig kumulativ fordeling slik som vist på fig. 6. På grunnlag av denne kan vi bestemme tilfeldige operasjonstider på grunnlag av en tabell over tilfeldige tall mellom 0 og 1,00. Vi tar ut et tilfeldig tall og bestemmer tilsvarende operasjonstid slik som antydet på fig. 6.

På denne måte bestemmes suksessive laste- og transporttider.

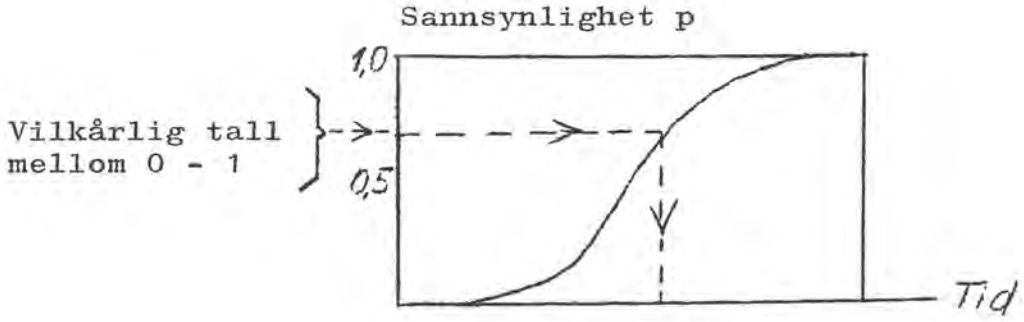


Fig. 6

Kontinuerlig kumulativ fordeling.

Kjenner vi antallet transportenheter kan vi dermed bestemme følgende tallrekker:

1. T_{u_n} = tidspunkt for utkjøring av n-te lass.

2. $T_{i_{n-N}}$ = tidspunkt for ankomst av tom transportenhet etter at denne har transportert det (n-N)te lass hvor N er antall transportenheter. Denne transportenhet skal lastes med det $\left[n - N + (N + 1)\right]$ = (n + 1)te lass.

3. Er $T_{u_n} > T_{i_{n-N}}$ blir det ventetid for den transportenhet som skal lastes med (n+1) lass.

   Ventetiden blir $T_{i_{n-3}} - T_{u_n}$

   Er $T_{u_n} < T_{i_{n-N}}$ blir det ventetid for lastemaskin før denne kan lastes med (n+1)te lass.

   For $T_{u_n} = T_{i_{n-N}}$ ingen ventetid.

4. Bestemmer $T_{i_{n-N+1}}$ og $T_{u_{n+N-1}}$ ved å trekke operasjonstider for henholdsvis transport- og lasting for inn- og utgående truck.

Bilag 1 viser hvordan simuleringen blir gjort i praksis. Den er her utført under forutsetning av at transportenhetene ikke overhaler hverandre, men beholder sin plass i køen hele tiden. Det går relativt raskt å simulere gjennom et passende antall lass og ut fra resultatet beregne ventetider og kapasitetsutnyttelser.

6. RESULTATER

Resultatet av en simulering med 4 transportenheter er satt opp i tabell 1 sammen med observerte resultater.

Tabell 1. Observerte og simulerte middeltider.

	Observert	Simulert
Midlere lastetid	7,64	7,57
Midlere ventetid for lastemaskin	0,02	0,02
Midlere transporttid	13,92	13,87
Midlere ventetid for transportenheter	8,55	7,95

I dette tilfelle har en også sammenlignet fordelingen av transportenheter ved lastemaskinen. Her betegner p_o % tid hvor det ikke er noen transportenhet til stede, p_1 - en transportenhet til stede, osv.

Tabell 2. Observert og simulert p_n-fordeling

p_n	Observert	Simulert
p_o	0,3	0,3
p_1	14,9	11,4
p_2	56,6	61,5
9_3	28,2	26,1
p_4	0	0,7
Sum	100	100

Av transportenhetenes totale tid medgår 29% til venting ved lastemaskin.

På helt tilsvarende måte har en deretter simulert med 3 transportenheter og resultatet av dette er vist i tabell 3.

Tabell 3. Simulerte middeltider for tre transportenheter.

	Observert	Simulert
Midlere lastetid	7,64	7,49
Midlere ventetid for lastemaskin	-	0,81
Midlere transporttid	13,92	13,72
Midlere ventetid for transportenhet	-	2,98

Transportenhetenes ventetid er nå 12% av totaltiden mens lastemaskinens ventetid som før var ubetydelig, er steget til 9,8 % av totaltiden. På grunnlag av disse alternative resultater kan kapasitetene beregnes til 15,8 lass/time for 4 transportenheter og 14,5 lass/time for 3 transportenheter. Økonomiske kalkyler får da avgjøre om hvilket alternativ som bør velges.

En vanlig dimensjonering basert på operasjonstidene gir i dette tilfelle 3 transportenheter. Hvis man derimot dimensjonerer på grunnlag av operasjonstidene med tillegg av ventetidene kommer man i tilfelle med 4 transportenheter til at 4 er det riktige antall.

7. KONKLUSJON

Det finnes en hel rekke situasjoner adskillig mer kompliserte enn den som er vist her hvor en simuleringsmodell kan gi et brukbart utgangspunkt for en dimensjonering. Man kan simulere operasjoner hvor flere maskiner arbeider i rekke eller parallelt, og man kan legge inn driftsforstyrrelser som måtte

forekomme for å se hvilken virkning disse har på kapasiteten. Kapasitetene kan regnes ut syntetisk og på dette grunnlag kan man kalkulere alternative investeringer, utnyttelser av maskiner osv.

Aktuelle problemstillinger kan være:

1. Hvor mange transportenheter bør settes på en gitt lasteenhet.
2. Hvor stor lasteenhet bør brukes på bestemte transportenheter.
3. Når transportlengden varierer når skal man sette inn flere transportenheter.
4. Hva bør gjøres for å eliminere spesielle transporthindringer.

Simuleringsteknikken gir videre muligheter for å utnytte ad syntetisk vei tidsstudiedata utført på maskiner og spesielle driftsopplegg, bl.a. for å konstruere nye opplegg som ledd i planleggingen og for å fatte beslutninger på planleggingsstadiet.

Bilag 1 Simulering med fire trucker.

1 Truck nr.	2 Lass nr.	3 Laste tid	4 Kjører ut	5 Transport tid	6 Tilbake	7 Ventetid truck	8 Ventetid gravemaskin
1	1	4,95	4,95	14,45	19,40	8,10	
2	2	10,65	15,60	10,75	26,35	9,40	
3	3	5,45	21,05	18,45	39,50	2,25	
4	4	6,45	27,50	10,35	(37,85)	8,75	
1	5	8,25	35,75	12,60	48,35	7,90	
2	6	6,00	41,75	13,10	54,85	10,40	
3	7	6,50	48,25	9,25	57,50	13,75	
4	8	8,00	56,25	13,90	70,15	8,40	
1	9	9,00	65,25	13,50	78,75	6,45	
2	10	6,00	71,25	9,65	80,90	10,90	
3	11	7,30	78,55	18,45	97,00	0,40	
4	12	6,65	85,20	13,55	98,75	5,35	
1	13	6,60	91,80	13,15	4,95	6,50	
2	14	5,60	97,40	18,05	15,45	4,25	
3	15	6,70	4,10	14,85	18,95	8,60	
4	16	7,35	11,45	13,30	24,75	7,90	
1	17	8,25	19,70	14,40	34,10	8,45	
2	18	7,85	27,55	9,25	36,80	12,10	
3	19	5,10	32,65	17,80	50,45	1,65	
4	20	9,90	42,55	9,65	52,20	2,70	
1	21	6,35	48,90	13,35	62,25		0,45
2	22	3,20	52,10	16,90	69,00		0,25
3	23	2,80	54,90	11,50	(66,40)	6,50	
4	24	6,90	61,80	17,10	78,90	5,60	
1	25	6,50	68,75	17,10	85,85	6,80	
2	26	6,75	75,50	9,00	(84,50)	17,85	
3	27	9,00	84,50	13,30	97,80	12,00	
4	28	8,15	92,65	13,80	6,45	10,30	
1	29	9,70	2,35	13,70	16,05	7,80	
2	30	7,45	9,80	15,15	24,95	4,00	
3	31	6,95	16,75	10,75	27,50	11,05	
4	32	7,10	23,85	20,00	43,85	0,55	
1	33	5,10	28,95	14,00	(42,00)	9,65	
2	34	9,60	38,55	14,65	53,20	5,70	
3	35	5,85	44,40	13,95	58,35	6,35	
4	36	9,10	53,50	14,85	68,35	4,10	
1	37	5,40	58,90	12,10	71,00	9,70	
2	38	5,80	64,70	10,00	74,70	14,85	
3	39	7,75	72,45	10,35	82,80	12,10	
4	40	8,25	80,70	10,45	91,15	9,95	
1	41	8,85	89,55	12,70	2,25	8,45	
2	42	5,35	94,90	14,40	9,30	6,85	
3	43	6,20	1,10	13,25	14,35	13,40	
4	44	9,60	10,70	10,25	20,95	11,60	
1	45	5,45	16,15	12,70	28,85	9,15	
2	46	11,60	27,75	11,65	39,40	3,10	
3	47	4,80	32,55	15,25	47,80	2,00	
4	48	5,45	38,00	14,10	52,10	2,80	
1	49	4,50	42,50	9,65	52,15	12,35	
2	50	7,30	49,80	13,55	63,35	9,85	
3	51	5,10	54,90	10,85	65,75	15,10	
4	52	9,60	64,50	16,75	81,25	6,90	

DRIFTSKONTROLL AV LASTE- OG TRANSPORTUTSTYR PÅ GRUNNLAG AV INSTRUMENTREGISTRERING

av

sivilingeniør Per Bang Rolfsen
N.V.E. Rana-anleggene

DRIFTSKONTROLL AV ANLEGGSUTSTYR PÅ GRUNNLAG AV INSTRUMENTREGISTRERING

Maskinkostnader kan inndeles i:

		Kostnad/eff.driftstime Relasjonstall:
1.	Avskrivninger	30
2.	Rentetap	4
3.	Kjørerlønn	26
4.	Driftskostnader	20
5.	Reparasjonskostnader	30
	Sum	100

De relasjonstall som er ført opp refererer seg til en bulldozer som ble solgt etter 3.300 vibrograftimer.

Det er klart at sammensetningen varierer endel med maskintypene, størrelsen og med alderstrinnet, men det er i alle fall karakteristisk for anleggsmaskiner at ved siden av kjørerlønn er det reparasjonskostnader og avskrivninger som er de dominerende kostnadsfaktorer.

Kjørerlønn, rentetap og driftskostnader er relativt enkle å beregne og nokså direkte proporsjonal med driftstid.

Virkelig avskrivning pr. driftstime kjenner en egentlig ikke størrelsen av før salgssum eller kondemnasjonsverdi og driftstid er kjent.

Reparasjonskostnadene derimot lar seg registrere etter hvert. De har et forløp som ofte er sterkt stigende med økende livs-

lengde. Forløp og størrelse varierer dessuten mye fra maskin til maskin.

Ved NVE's anlegg har det siden 1956/57 vært systematisk registrering av reparasjonskostnader parallelt med ytelsesregistrering for de fleste større anleggsmaskiner.

Det er opplegget for denne driftskontrollen jeg kort skal forsøke å skissere.

Generelt kan en si at alle maskiner med anskaffelsesverdi over 75-100.000 kroner er med i driftskontrollen. Det føres nå driftskontroll med følgende maskingrupper; enkelte maskingrupper dog bare på enkelte anlegg eller for enkelte fabrikater etter spesiell avtale:

Maskingruppe	11	Transportable kompressorer[1]
	14	Borrigger med store bormaskiner
	20	Motordrevne kastlastemaskiner
	21	Trykkluftdrevne kastlastemaskiner (> 75.000 kroner)
	22	Joyloadere (nå ikke i drift)
	23	Gravemaskiner
	26	Bulldozere
	27	Frontlastere
	30	Trucker, dumpere
	31	Lokomotiver
	9;2	Tungtransportutstyr
	"	Tyngre lastebiler
	"	Lettere lastebiler[2] } Bare gruppe-
	"	Varebiler, personbiler[2] } kostnader
	"	Traktorer
	"	Beltegående transportmidler[3]
	98	Vegskraper

1) Hittil bare Atlas skrukompressorer (16 m^3/min.)
2) Føres ikke ved Innsetanleggene
3) Hittil bare ved Vikanleggene.

Resultatene av driftskontrollen blir hvert kvartal gjort opp i en rapport som anleggene leverer grunnmateriale til.

Registreringene faller som nevnt i 2 hovedgrupper, nemlig:

1. Ytelsesregistrering
2. Kostnadsregistrering

Ytelsesregistrering (Bilde 1)

Det må være absolutt kontinuitet i registrering av maskinytelser. Naturlige enheter for laste- og transportutstyr er massemengde og transportvolum (m^3, m^3km), for borerigger & bormeter o.s.v.

For mange maskiner er imidlertid en fortløpende registrering av masser helt umulig (eks. bulldozere).

For å mestre dette problemet er da automatisk registreringsutstyr tatt i bruk.

Til å begynne med ble bare timetellere brukt. Det finnes fabrikkmonterte timetellere på de fleste anleggsmaskiner.

Det uheldige med timetellerne som registreringsinstrument for driftskontrollen er imidlertid at det finnes så mange forskjellige typer. Noen registrerer fortløpende tid som motoren går, mens andre registrerer først når motoren har en viss belastning eller kommer over et bestemt turtall.

Det er klart at det lett skaper forvirring når en må operere med flere typer timetellertimer. Timetellerne er dessuten ikke alltid like driftssikre, og når ny skal monteres må det helst gjøres av en verkstedmann som kjenner virkemåten og har nødvendig redskap.

Disse vanskelighetene har ført til at en etter hvert har gått

over til registrering med vibrograf (bilde 2) for alle maskintyper som vibrografen gir brukbar registrering fra.

Vibrografen er en selvstendig enhet som monteres til maskinen bare ved hjelp av 2 skruer. Den er derfor veldig enkel å montere og skifte når noe er i veien.

Den består av et 8-dagers urverk som driver en diagramskive. Driftstiden registreres ved at en pendel fanger opp vibrasjon og overfører denne via en skrivestift til diagramskiven.

Den typen som brukes ved NVE's anlegg har en diagramskive som varer en uke. Driftstiden blir markert som tydelig skravur og avtegnet i en spiral-formet linje innover mot sentrum av skiven. En hel sirkel for hvert døgn. Når skiven orienteres riktig i forhold til klokkeslettet gir diagramskiven dessuten et utmerket tidsstudiemateriale. Dette kan være nyttig å støtte seg til spesielt ved langvarige undersøkelser, men det sier seg selv at denne funksjonen må utnyttes med forsiktighet.

Skal et tidsstudiemateriale brukes f.eks. i forbindelse med akkordsetting eller liknende bør registreringene være utført på vanlig måte av en levende tidsstudiemann med stoppeklokke.

Tidsstudier parallelt med vibrografregistrering viser at det som registreres som skravur er forflytning og arbeide ved alle beltegående maskiner. Tomgang registeres ikke.
Vibrografen gir derfor et godt uttrykk for utnyttelsen av en maskin.

Det brukes et spesielt avlesningsinstrument (Bilde 3) når skivene avleses.

Vibrografen er altså et viktig hjelpemiddel i registreringen, men heller ikke den kan brukes i alle tilfelle. For tiden brukes følgende enheter som basis for de forskjellige maskiner. (Bilde 4).

Masser registreres alltid parallelt når det lar seg gjøre, og når vibrograf er basis registreres også timetelleren parallelt.

Kostnadsregistrering

Den annen hovedoppgave i driftskontrollen er å registrere kostnadene.

Driftskontrollerte maskiner har egne reparasjonskonti hvor all lønn og materialer i forbindelse med reparasjoner konteres.

Grunnmaterialet for disse registreringene er

Timeseddelen (bilag 5)

og

Materialrekvisisjonen (bilag 6)

Opplysningene på timeseddel og materialrekvisisjonen blir punchet inn på hullkort som så besørger den videre bearbeidelse.

Maskin og bilkostnadsrapporter

Resultatene av driftskontrollen blir som tidligere nevnt satt opp i en kvartalsrapport som anleggene leverer grunnmateriale til. Vi skal se litt på hva denne rapporten inneholder:

Bilag 7 viser en kostnadstabell.

Bilag 8 viser en tabell over maskinytelser, eller masseregistreringer i forhold til vibrograftimer.
Kostnad pr. fm^3 og kapasitet.

Bilag 9 viser de løpende registreringer av forholdstall mellom vibrograf og timetellertimer. Registreringene brukes til å sikre kontinuiteten dersom vibrografen klikker og er ellers nødvendig når en vil sammenligne med tidligere registreringer med timeteller som basis.

Bilag 10 viser kostnadskurver for en type bulldozere. Typisk forløp.

Bilag 11 viser kostnadskurver for en kastlastemaskin. Virkning av forebyggende vedlikehold. Gir forholdsvis bratt stigning etterfulgt av et mer flatt forløp.

Bilag 12 viser kostnadskurver for dumpere. Transportutstyr gir ofte en mer flat kurve. Økningen med livslengden er ikke så kraftig som for anleggsmaskiner.

Rapporten inneholder dessuten kommentarer til kostnadsutviklingen skrevet av maskiningeniørene.

Den kan også omfatte resultater av spesielle undersøkelser som fra tid til annen gjøres i forbindelse med maskiner. Det kan være f.eks. spesifiserte livslengdetabeller over deleforbruk for en maskin, eller det kan være en undersøkelse av driftskostnader over et bestemt tidsrom for en maskin.

NOE OM HVA MATERIALET BRUKES TIL

Vi skal se litt på den nytte vi har av materialet fra driftskontrollen.

Bilag 13 er kostnadskurver for 4 bulldozere fra Røssåga. De røde kurvene viser avskrivninger + reparasjonskostnader. En slik kurve tegnes for hver maskin ved anleggene og tjener som hjelpemiddel for vurdering av

1. Økonomisk livslengde (bivirkning driftsstopp)
2. Kostnad ved økonomisk livslengde
3. Salgspris ved eventuelt salg
4. Løpende kostnadskontroll

I det daglige vedlikeholdsarbeide blir de løpende registrer-

inger av driftstid stadig brukt.

Et område vil jeg også nevne og det er ved vurdering av priser for leiemaskiner.
For å få sammenligningsgrunnlag monteres det vibrografer også på leiemaskiner slik at kostnad pr. vibrograftime kan beregnes.

Det blir ofte brukt en oppgjørsform som er basert på fast ukeleie og pris pr. vibrograftime for maskinen + en egen timepris for kjøreren.

Til slutt skal jeg kort nevne et par områder hvor driftskontrollen gir et nyttig støttemateriale:

Det ene er ved vurdering av utnyttelsesgraden av maskiner under forskjellige forhold. De løpende registreringer av maskinytelser gir her ledelsen ukentlig oversikt over dette.

Når det gjelder kostnadskurver som støttemateriale for vurdering av økonomisk livslengde og kostnad ved økonomisk livslengde som vi var inne på for litt siden kreves det selvsagt registreringer fra flere maskinenheter. Det kan innvendes at anleggsmaskiner endrer stadig karakter og typene skifter ofte fortere enn tilstrekkelig materiale kan sendes inn. Men en hel del gjennomgangstyper holder likevel stand.

Siden 1957 er det i NVE registrert kostnadskurver for bl.a. 56 gravemaskiner, 52 bulldozere, 21 frontlastere, 104 dumpere, 37 lokomotiver, 15 kastlastemaskiner og 7 borerigger medregnet utstyr som ennå er i drift.

Når dette materialet bearbeides ferdig skulle det kunne gi grunnlag for brukbare normalkostnadskurver for endel maskintyper, og materialet er nyttig å ha f.eks. ved konstruksjon av avskrivningsregler som gir jevnest mulig maskinkostnader over hele livslengden til en maskin.

Betriebsstundenzähler

Zur Überwachung von Motoren

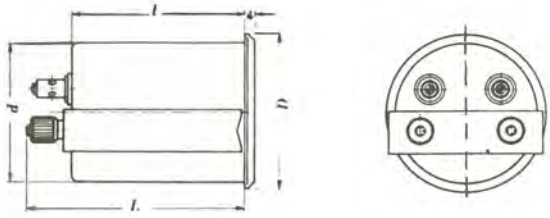
und zur Registrierung der Betriebszeit von Maschinen

Gleichstrom-Ausführung: Uhrwerk mit elektromagnetischem Antrieb • Unruh zapfengelagert • 5-steiniges Ankerwerk • Antimagnetisch • Praktisch kein Verschleiß, da geringstes Gewicht aller beweglichen Teile • Hohe Ganggenauigkeit durch konstante Kraft. • Hohe Stoß- und Rüttelfestigkeit

Wechselstrom-Ausführung: Synchronuhrwerk

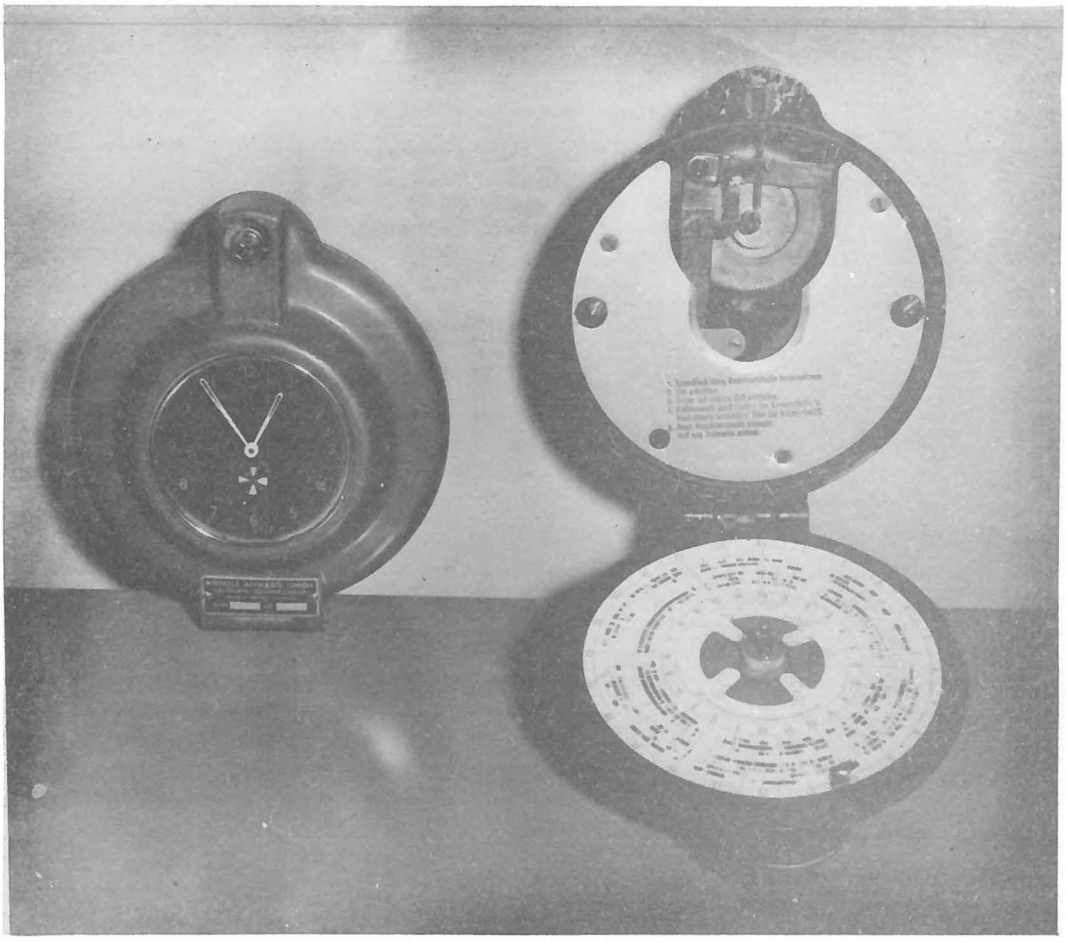
Gehäuse: Stabiles Stahlgehäuse • Dampfdicht und spritzwasserfest • Tropenfest • Frontring verchromt.

Montage Von vorn; Befestigung mit Bügel und 2 Rändelmuttern

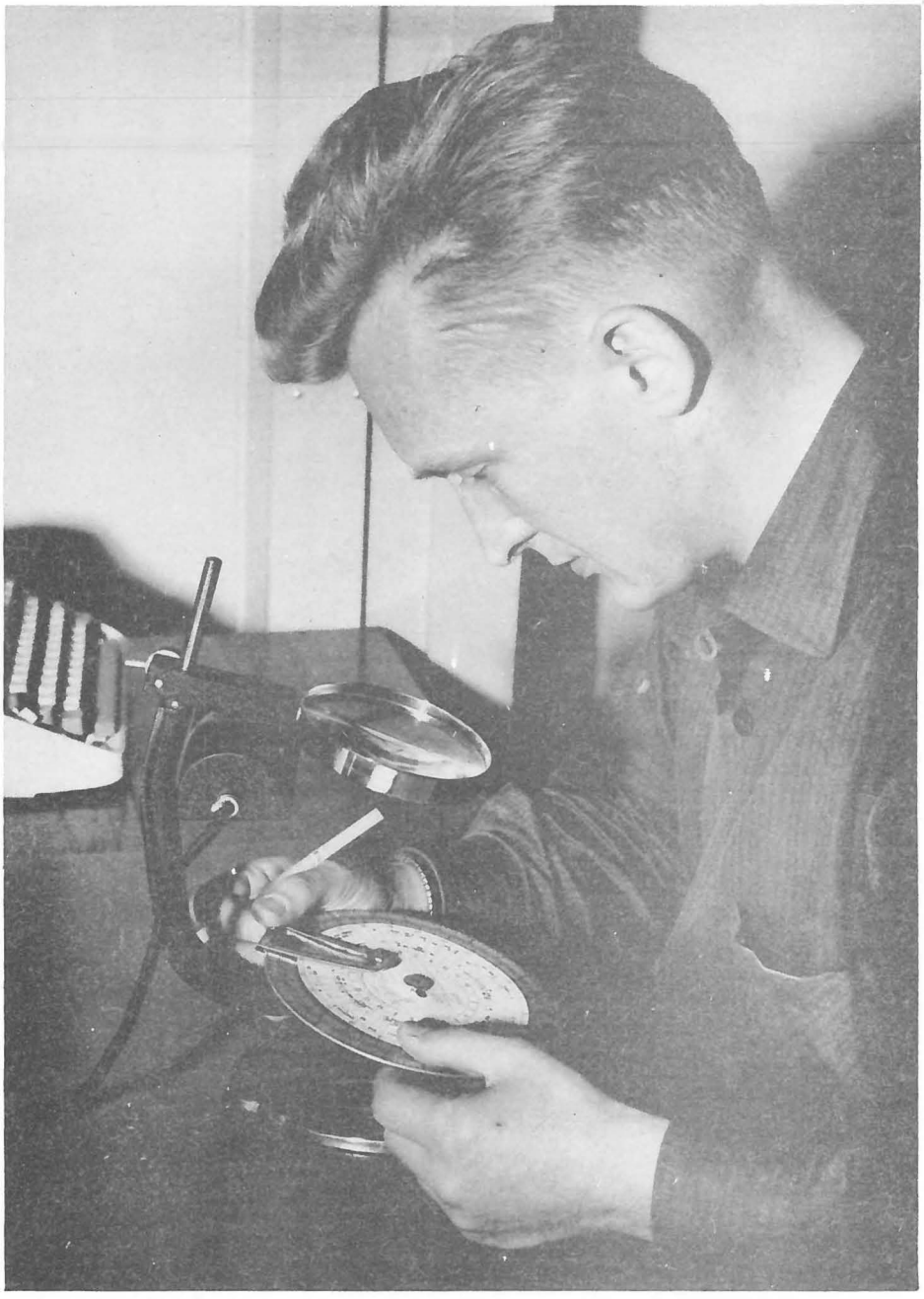


Abmessungen der verschiedenen Einbaugeräte:

Geräte-Typ	Anschluß-Art	d mm	D mm	l mm	L mm
GZ 52	Gleichstrom 6 — 12 — 24 — 36 — 80 — 110 — 220 V	52	58	64	82
GZ 60		60	66	64	82
WZ 52	Wechselstrom 110/220 V 50 Hz	52	58	50	68
WZ 60		60	66	52	70



B 2



B 3

Maskingruppe		Ytelsesenhet
11	Transportable kompressorer	Timetellertimer
14	Borrigger med store bormaskiner	Bormeter
20	Motordrevne kastlastemaskiner	Vibrograftimer
21	Trykkluftdrevne kastlastemaskiner	"
22	Joyloadere	"
23	Gravemaskiner	"
26	Bulldozere	"
27	Frontlastere	"
30	Trucker, dumpere	Timetellertimer
31	Lokomotiver	"
92	Tungtransportutstyr	Kilometerregistreringer
"	Tyngre lastebiler	"
"	Lettere lastebiler	"
"	Varebiler, personbiler	"
"	Traktorer	Timetellertimer
"	Beltegående transportmidler	"
98	Vegskraper	Vibrograftimer

B 4

Statskraftverkene — **Timeseddel** — Dato

Etternavn	Fornavn	Arb. nr.

Arbeidets art

Akkord nr.	Antall timer			
	Dagtid	Akkord	50 %	100 %

Formann.

Type	Nr.	Art	Ant	Betegnelse
0 0		0		Konto nr.
	0 0 0		9	NVE nr.
0	0 0		9	Bil nr.
0 1	0 0	0	9	Ordre nr.

Bl. 4350/30

B 5

Statskraftverkene Materialrekvisisjon (intern)

Bestilles til	Arbeidssted	Rekvirert av	Eksp. av	Dato

Kvantum bestilt	Varesort	Kvantum levert	Pris kr.	Pris øre	Material nr. Hovedgr.	Varenr.	Dim.

Mottaker

Attestasjon

Stempel

Lagerkonto kredit

Konto nr.	Anl.
57	09

Type	Nr.	Art	Anl	Betegnelse
0 0		0		Konto nr.
	0 0 0		9	NVE nr.
0	0 0		9	Bil nr.
0 1	0 0	0	9	Ordre nr.

Bl. 5210/30

B 6

Statskraftverkene **Vedlikeholdskostnader** Kapitel 4. 1960.

Maskingruppe 26. TD - 18. International bulldozer. Antrag Røssåga.

NVE nr / BIL nr	☒ Driftstimer ☐ Km 1. i perioden	2. til dato	Reparasjonstimer 3.	4.	Kostnader 5. Lønn	6. Materialer	7. i perioden	8. til dato	☒ Kr./h ☐ øre/km 9. i perioden	10. til dato	Merknader
33	0	4.770					146	101.770	-	21.33	Ikke kurve.
42	447	5.534					25.149	64.349	56.26	11.62	
44	510	4.694					4.618	70.485	9.05	15.01	
46	276	9.706					3.276	136.401	11.86	14.05	
52	725	8.276					6.235	169.681	8.60	20.50	
Sum	1.958	32.980					39.424	542.686	20.13	16.45	

B 7

Statskraftverkene

Maskinytelser

Anlegg: Rana. Periode: 1/1965.

MVB nr.	Type	Arbeidssted	Tidsrom	Tv. sn. m2	Stigningsforhold	Massetype	Opplastet m3 i perioden	Opplastet m3 til dato	Vibrotimer	Vedlikeholdskostnader i perioden	Vedlikeholdskostnader til dato	Kr/m3 i perioden	Kr/m3 til dato	m3/h
43	Eimco 40	Glugvatn h.	27/11-11/2	19	Hor.	Tunnel	3.360	50.616	168					20.-
45	" "	" v.	27/11-10/12	8½	"	"	496	29.959	29					17.-
48	" "	" v.	11/12-11/2	8½	"	"	1.210	-	68					17.8
59	L - 77	U-tunnel, Rana.	27/11-25/2	58	1:9	"	16.420	49.984	320					51.-
60	" "	Till.tunnel Åga v.	5/2-25/2	"	Hor.	"	1.950	1.950	44					44.3
62	" "	" " " h.	8/1-25/2	"	"	"	10.400	10.400	210					49.5
12	Cat. 955	Akersvatn	27/11-25/2	-	-	Tunnel+ diverse.	- x)							
23	" "	Sauvassåga	"	-	-	"	- x)							
11	Cat. 977	Stasjonsområdet Rana	"	-	-	"	- x)							
21	" "	Akersvatn	"	-	-	"	- x)							
22	" "	"	"	-	-	"	- x)							

x) Opplastet masse står ikke i forhold til vibrotimer på grunn av diverse andre gjøremål, og er derfor utelatt.

B 8

B 9

RANA-anleggene. Oversikt over timetellertimer i forbold til vibrografttimer for 26-, International bulldozere BTD-20. (1. kvartal 1965).

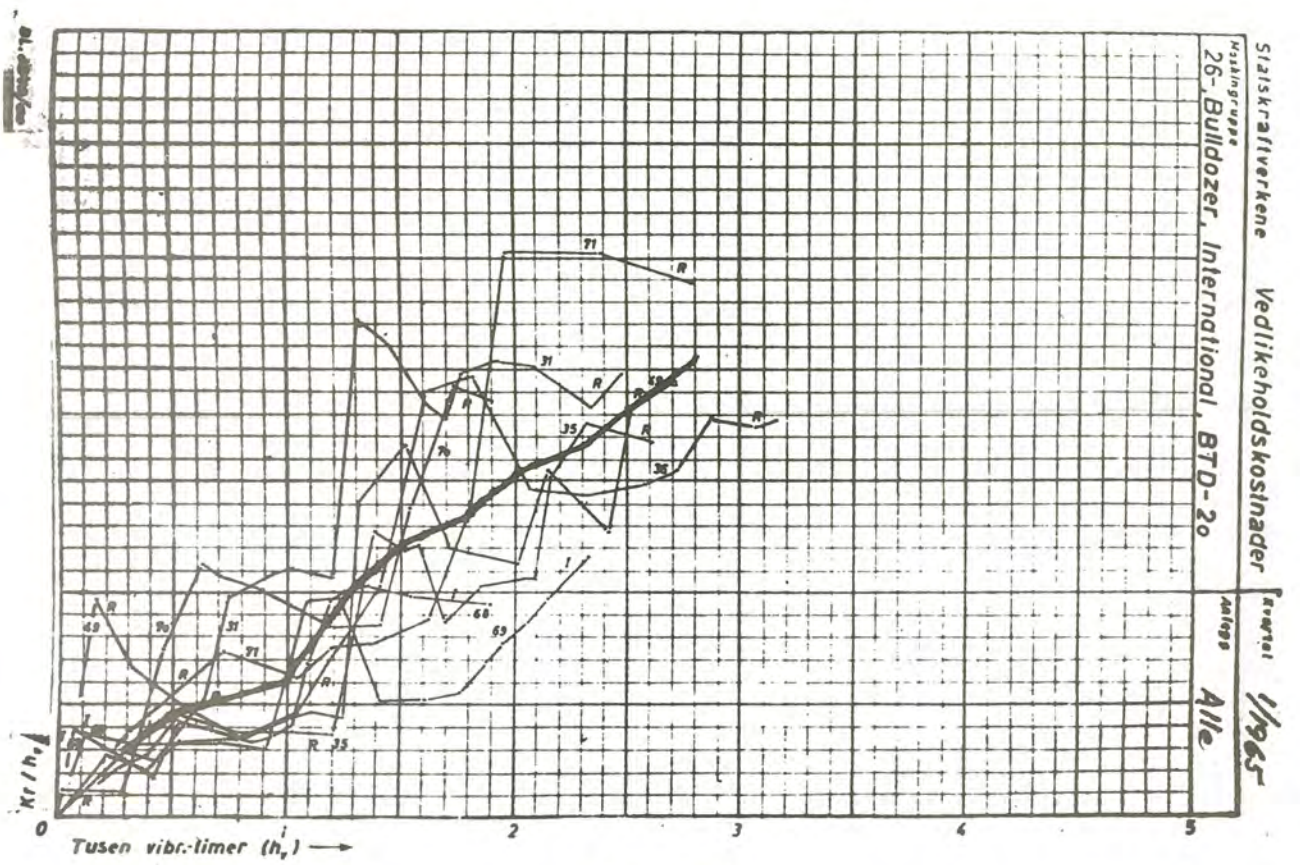
	Perioden: 27/11-64 til 25/2-65. Timet. t.	Vibro. t.	Forh.tall.	Totalt: 1/3-61 til 25/2-65. Timet. t.	Vibro. t.	Forh.tall.
Bulldozer nr. 31-	234	140	1.67	3.442	2.481	1.39
" " 35-	522	285	1.85	4.072	2.603	1.56
" " 36-	119	78	1.53	4.773	3.150	1.52
" " 70-	250	155	1.61	2.950	1.902	1.55
" " 71-	768	401	1.92	410	316	1.30
					(2.783)	
			1.72			1.46

27-, Hough 90.

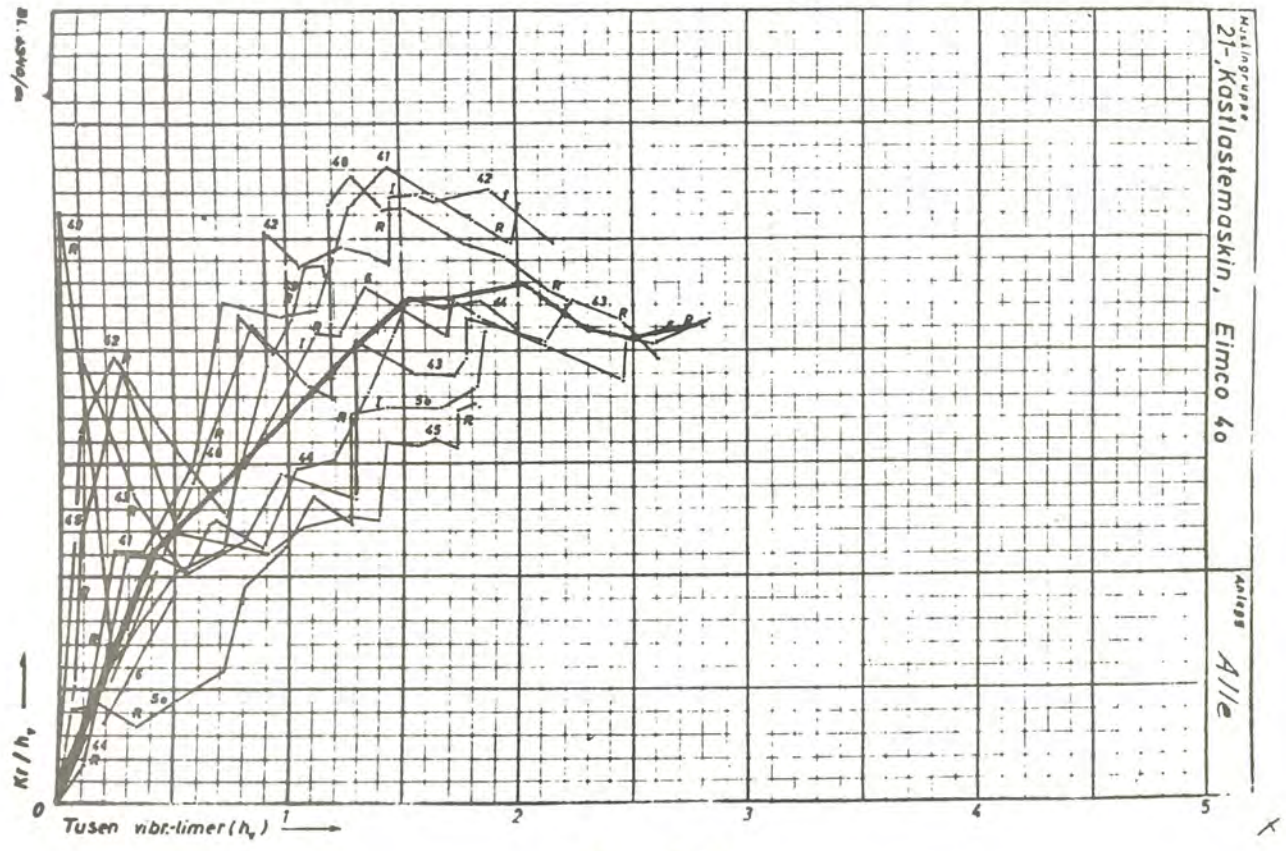
	Perioden: 27/11-64 til 25/2-65. Timet. t.	Vibro. t.	Forh.tall.	Totalt: 12/12-60 til 25/2-65. Timet. t.	Vibro. t.	Forh.tall.
Hough nr. 3-	423	256	1.65	8.423	4.658	1.81
" " 4-	520	283	1.85	-	4.638	-
" " 7-	460	239	1.92	5.908	3.106	1.90
			1.81			1.86

27-, Cat. 955.

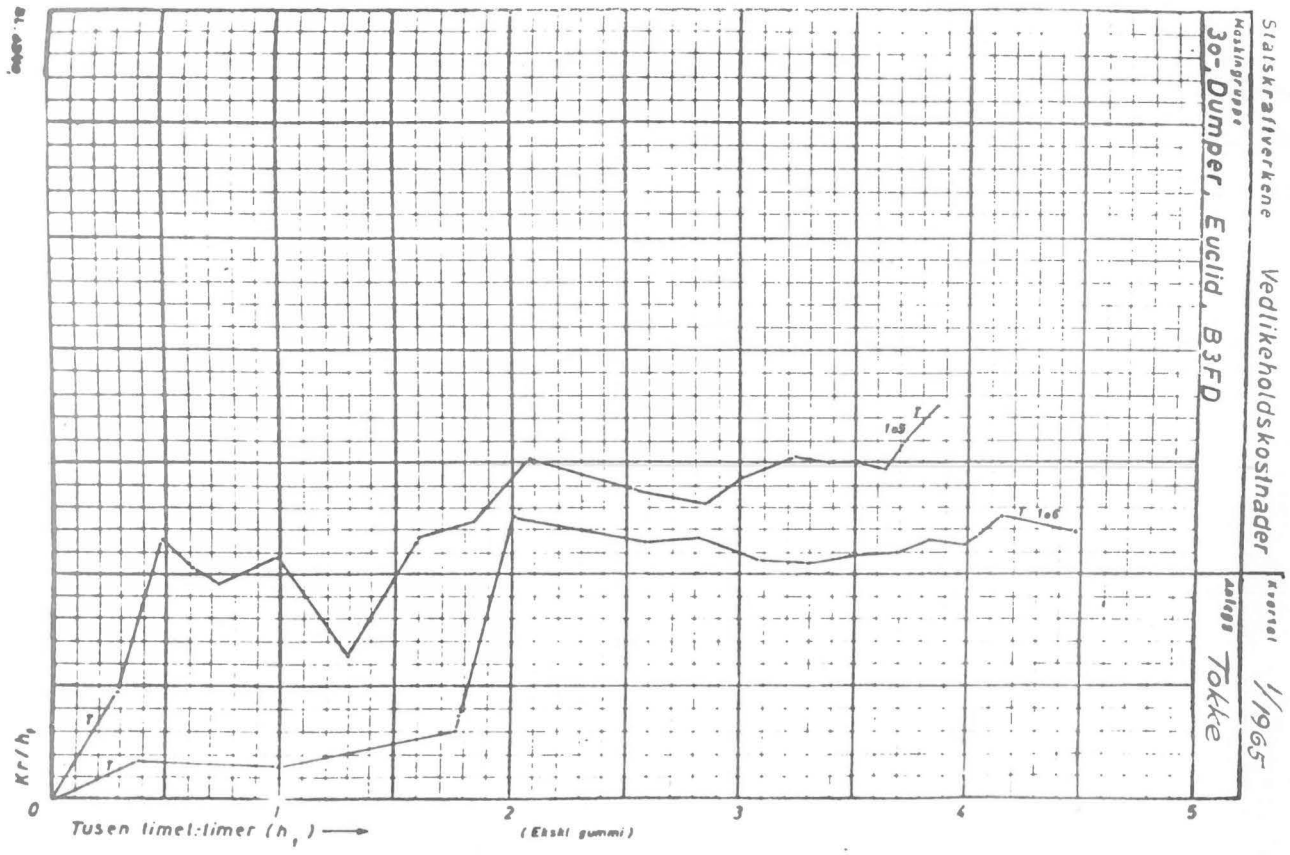
	Perioden: 27/11-64 til 25/2-65. Timet. t.	Vibro. t.	Forh.tall.	Totalt: 27/11-64 til 25/2-65. Timet. t.	Vibro. t.	Forh.tall.
Cat. nr. 12-	-	71	-	-	2.657	-
Cat. " 23-	635	348	1.82	1.085	694	1.56
			-			-


Statskraftverkene Vedlikeholdskostnader
Maskingruppe 26- Bulldozer, International, BTD-20
Anlegg Alle
Kr / h
Tusen vibr.-timer (h_v)

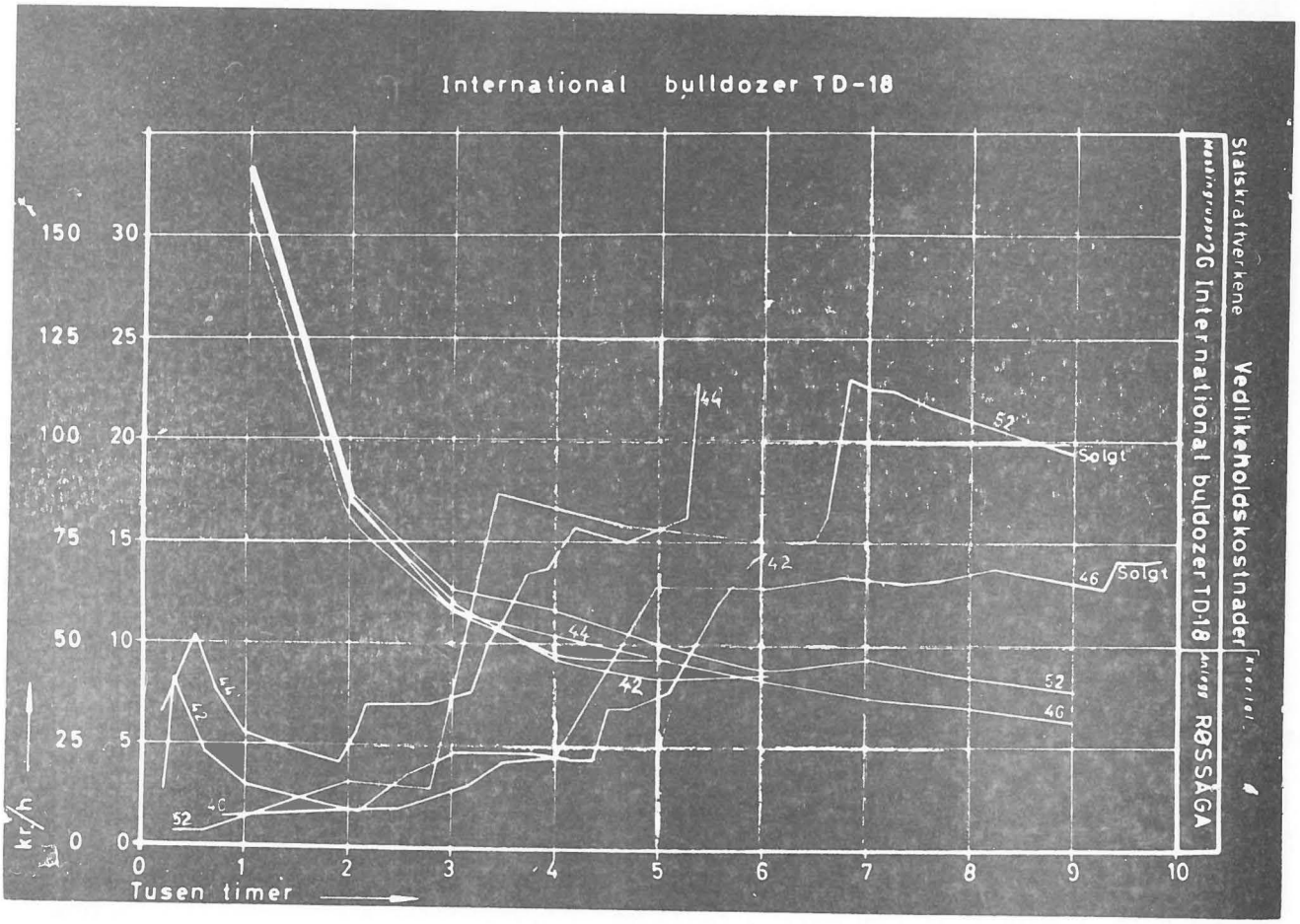
B 10


Maskingruppe 21- Kastlastemaskin, Eimco 40
Anlegg Alle
Kr / h
Tusen vibr.-timer (h_v)

B 11


Statskraftverkene
Vedlikeholdskostnader
Maskingruppe
30- Dumper, Euclid, B3FD
Tokke
1/1965
Kr/h
Tusen timer (h)
(Ekskl gummi)

B 12


International bulldozer TD-18
Statskraftverkene
Vedlikeholdskostnader
26 International bulldozer TD-18
RØSSÅGA
kr/h
Tusen timer
Solgt
Solgt

B 13

LASTING OG TRANSPORT I SMÅ ORTPROFILER I NORSKE GRUBER

av

direktør P. Sandberg

LASTING OG TRANSPORT I SMÅ ORTPROFILER I NORSKE GRUBER

Begrepene "små" og "store" vil veksle sterkt gjennom tidene og dette gjelder da også for tunnelprofiler. I det etterfølgende har jeg, med støtte i dr. ing. K. H. Fraenkel, valgt å definere en liten ortprofil som en ortprofil med mindre tverrareal enn 20 m^2. Jeg kan tenke meg denne definisjon ville vakt noen protester for 30 år siden.

Problemer som angår tunnel eller ortdrifter i en grube er noe forskjellig fra de tilsvarende problemer for en entreprenør. En har i en grube vanligvis ikke tidsnød, hvorfor de metoder som velges baseres på helt økonomiske prinsipper og dette gir seg gjerne utslag i et betydelig redusert arbeiderbelegg i forhold til hva en entreprenør ville velge på samme jobb. Spesielt gjelder dette for vedlikeholdsmannskap, idet hovedarbeidet i en grube, produksjonen i strossene, delvis har identisk utstyr med ortdriftsutstyret, hvorfor en igjen på økonomisk basis kan operere med mange identiske enheter og forholdsvis få reparatører. Det at utstyret allerede er tilstede bevirker imidlertid at en ofte for ortdrift enten bruker uhensiktsmessig utstyr eller uhensiktsmessig profil. Likevel gis det selvfølgelig også oppgaver i gruber hvor en "skreddersyr" utstyret for en bestemt jobb.

Jeg forutsetter at forsamlingen i det vesentlige er vel kjent med det utstyr som forefinnes for lasting og transport både fra praksis og fra foregående og etterfølgende innlegg og vil derfor legge hovedvekt i å omtale følgende to ting, vesentlig

a) hvordan grubeindustrien ser på valg av utstyr i forhold til ønsket ortprofil og transportlengde,

b) effekter og økonomiske resultater norsk grubeindustri oppnår for lasting og transport.

Fig. 1 a gir oversikt over det lasteutstyr som kan brukes på de forskjellige tunnel- eller orttverrsnitt opp til 20 m^2, og fig. 1 b det tilsvarende transportutstyr (figurene forklares). Diagrammene kombinert kan brukes for valg av utstyr til definerte jobber, i en grube vil imidlertid dette valg som regel være enkelt p.g.a. allerede forefinnende utstyr til enten lasting eller transport eller begge deler.

Ukjent for mange er kanskje skrapelasting i ortdrift hvorfor utstyret som nå brukes er vist i fig. 2. Dette apparat er konstruert i Bolidengruvan i Sverige med formål å drive en 6 km lang ort. En har nå funnet frem til et utstyr hvor en slipper vognveksling p.g.a. at salven lastes opp i ett sett. På en 12 m^2 ort har en norsk grube oppnådd 3,0 m salver minert og lastet på et skift med et stuffbelegg på 3 mann. Etter ca. 30 m fremdrift må imidlertid skinnegang legges etter, hvorfor dette resultat ikke kan regnes som noe gjennomsnitt.

Et annet utstyr som er forholdsvis ukjent i Norge er Atlas Copcos lastedumper T2G og T4G. Fig. 3 viser T2G som er et kombinert trykkluftdrevet laste og transportapparat. I Stordø Kisgruber anskaffet vi T2G for drift av orter med variabel bredde (opptil 20 m) og høyde ca. 3 m og bruker apparatet med gode resultater i opptil 50 m lengde. Gummislitasjen var til å begynne med ca. 5 kr. pr. m^3, etter at driftshjulene ble forsynt med kjeder forarbeidet av stålplater sank kombinerte kjede-/gummiutgifter til ca. 0,40 kr. pr. m^3 lastet. Andre norske gruber har anskaffet den større T4G (ca. 15 m^3 vognvolum).

En dieseldrevet variant, transloaderen, er vist på fig. 4. Denne er i bruk i ett norsk bergverk og en svensk grube, og særlig den siste skal ha hatt særdeles gode resultater.

Tabellene i fig. 5 viser hvilke maksimumsresultater som jeg kjenner til er oppnådd i forskjellige norske gruber under varierende forhold med håndlasting, Eimcolastene, Skrapelasting og Hjullaster. Alle resultater bortsett fra håndlasting skriver seg fra de siste 5 år. Håndlasting er i virkeligheten den billigste måte å drive korte, små tunneler på (på 4 m^2 eller derunder), men praktisk er metoden nesten ikke gjennomførbar i dagens Norge, idet folk ikke lengre vil utføre så tungt arbeid.

I tabellene i fig. 6 er en sammenstilling over vedlikeholdsomkostninger på lasteutstyr og transportutstyr fra 2 norske gruber. I tabellen er tatt med all arbeidslønn og alle materialer, mens sosiale omkostninger, overheads og kapitalomkostninger er holdt utenom.

Når man bare har ett kvarter til disposisjon, kan man ikke detaljert gå gjennom det som kunne være ønskelig å fortelle om. Jeg har derfor lagt vekt på å fremstille det vesentlige i tabellene, slik at disse kan studeres i det kompendium som vil utgis etter konferansens slutt. Tabellene kan bl.a. brukes til en sammenligning mellom trackless og skinnebundet utstyr, men det gjøres oppmerksom på at tracklessutstyret krever atskillig mer "know how" enn det skinnebundne.

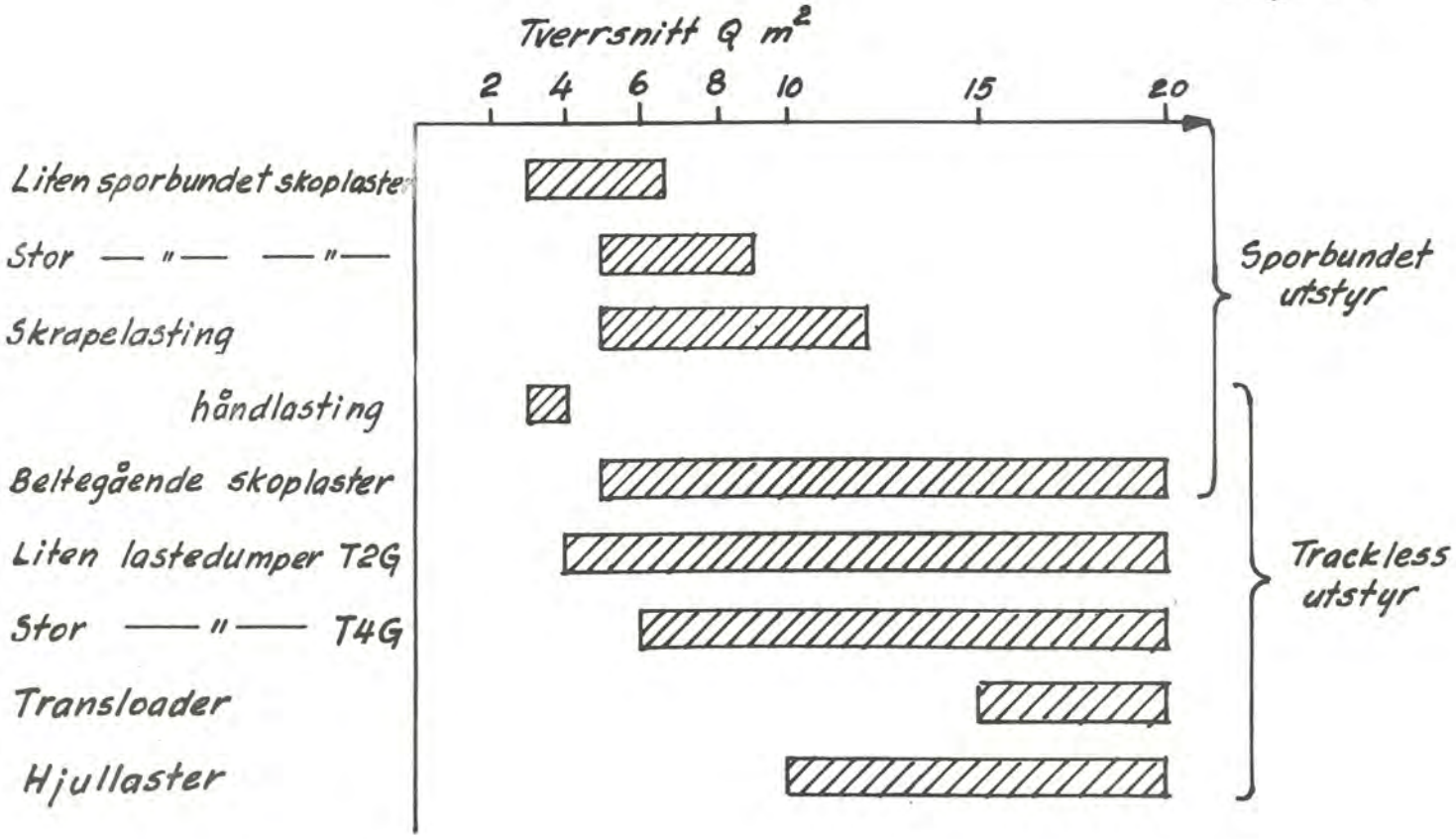
---oOo---

Sammenfatning av innlegg: Lasting og transport i små ort-profiler i norske gruber", gitt av dir. Per C. Sandberg.

"Innlegget gir en tabellarisk oversikt over utstyr for lasting og transport i ortprofiler opp til 20 m^2 og dets anvendelighet. Beskrivelse gis av de forholdsvis ukjente lastedumpere, transloadere og skrapelastere. Tabellarisk gis oppnådde effekter med forskjellig utstyr, og vedlikeholdsomkostninger for en del laste- og transportapparatur."

Litt.: dr.ing. K.H. Fraenkel: "Handbok i Bergsprängningsteknik".

Fig. 1a


Tverrsnitt Q m²
2
4
6
8
10
15
20
Liten sporbundet skoplaster
Stor — " — — " —
Skrapelasting
håndlasting
Beltegående skoplaster
Liten lastedumper T2G
Stor —— " —— T4G
Transloader
Hjullaster
Sporbundet utstyr
Trackless utstyr

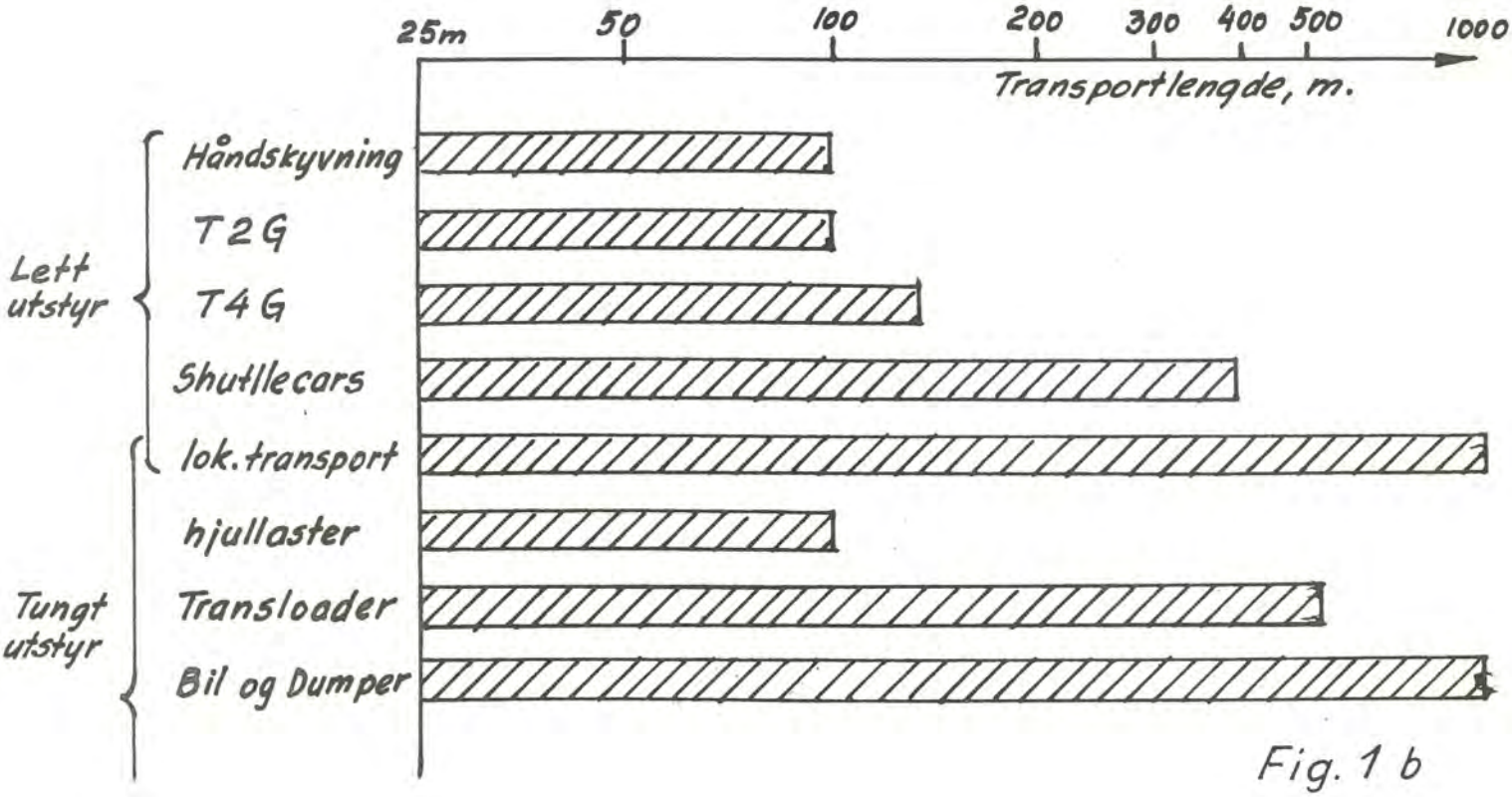

25m
50
100
200
300
400
500
1000
Transportlengde, m.
Håndskyvning
T2G
T4G
Shuttlecars
lok. transport
hjullaster
Transloader
Bil og Dumper
Lett utstyr
Tungt utstyr

Fig. 1b

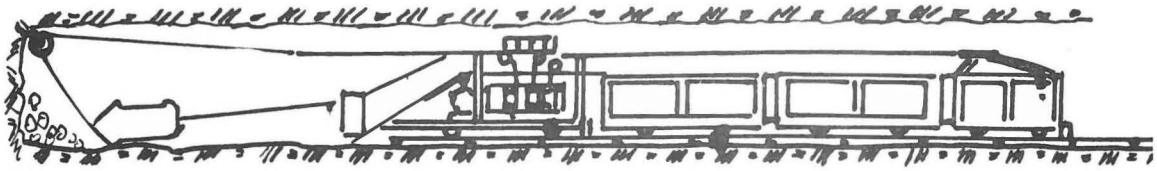
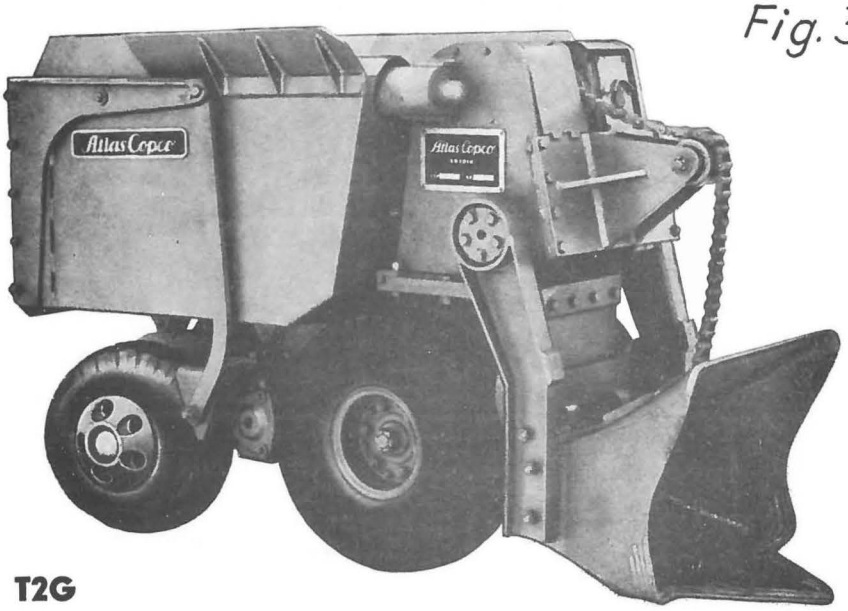


Fig. 2

Fig. 3



T2G

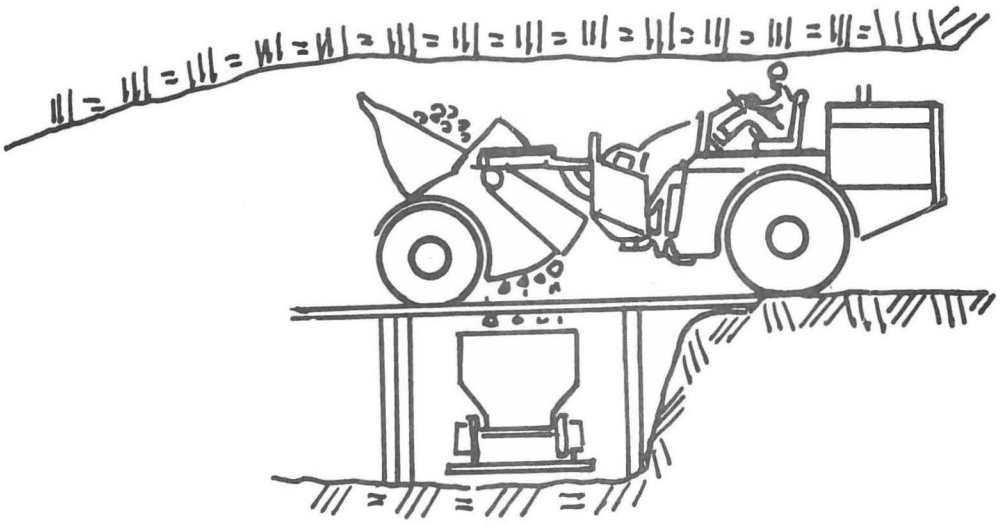


Fig 4.

Tabell over oppnådde resultater
i drift av små orter

Profil m^2	Ant. arbeidere p. skift	Bergart	Laste utstyr	Transport utstyr	m. inndr. pr. 7½ skift.	m^3 minert lastet og utkjørt pr. m og skift	lengste transport lengde
1,6 × 1,8	1	gneis	hånd	trillebår	0,79	2,23	35 m
1.6 × 1,8	2	"	"	1,0 m^3 vagger og spor	1,45	2,09	120 m
2,5 × 2,5	2	skifer	Eimco 12	Batterilok og vogner 1,6 m^3	1,34	4,16	300 m
4,0 × 2,5	2	gneis	Salzgitter H.L. 300	Batterilok vogner 2,5 m^3	1.10	5,50	400 m
2,0 × 2,5	1	"	Atlos LM 35	Diesellok vogn 1.0 m^3	1,0	5,0	200 m
3,00 × 3,65	3	leptit	Boliden app.	Boliden lok. 3,25 m^3 vogn.	1,74	4.64	3000 m
4,00 × 5,00	5	Syhenitt	Hjullaster	en Dumper 11 t.	1,8	4.00	ca. 500 m.

Fig. 5

Vedlikeholdsomkostninger, forskjellig lasteutstyr. pr. ton og m^3.

År.	Eimco 21	Eimco 12	Atlas LM 35	Salggitter HL 300	T2G	Skrape-spill	Batteri-lok	Diesel-lok	Vogner 1,6 m^3	Vogner 3,25 m^3	Skinner	Rør	
1965	0,35	0,79			0,81		0,21		0,08		0,15	0,24	
1964	0,17	0,39	0,10		0,73		0,13		0,10		0,18	0,20	
1963	0,12	0,41					0,17		0,12		0,20	0,25	
1962	0,50	0,43	0,60				0,27		0,24		0,26	0,23	
1961	0,06	0,46					0,17		0,19		0,33	0,33	
1960			0,52			0,55	0,18	0,45		0,13	0,15	0,27	
1959		0,90	0,64	2,61 x		0,53	0,25			0,21	0,15	0,13	
1958		0,35	1,53	1,72 x		0,70	0,39			0,16	0,25	0,30	
1957		1,08				0,65	0,23			0,14	0,16	0,21	
Sum	1.20	4.81	3,39		1,54	2,43	0,95 1,05		0,73	0,64	1.83	2,16	
Middel	0,24	0,60	0,67		0,77	0,61	0,19 0,26		0,15	0,16	0,20	0,24	
pr. m^3	0,80	2,04	1,74		2,58	1,59	0,63 0,68		0,49	0,42	0,60	0,72	

Alkaliske batterier

Syrebatterier

x) For små tonnasjer

Fig. 6

LASTING OG TRANSPORT I SMÅ PROFILER

av

Overingeniør Hjalmar Solem
A/S Høyer-Ellefsen

LASTING OG TRANSPORT I SMÅ TUNNELER

Oversikt

I tiden 1956 til 1961 hadde vi til oppgave å drive ut 90 km tunneler og sjakter i Jotunheimen. Tverrsnittene varierte fra 3-4 m2 til 18 m2. Arbeidsplassene var spredd ut over store områder med tildels veiløse forbindelser. Ved driving av tunneler med tverrsnitt såkalt minimumsprofil, kan kravet til nødvendig tverrsnitt ligge mellom 2,5 - 4 m2. Valg av driftsmetode og tverrsnitt er som regel avhengig av lengden som skal drives fra et angrepspunkt og den tid som er til rådighet. Ved reguleringsanlegg på høyfjellet med overførings- og tappetunneler på 200-600 m lengde spredt ut over et stort område, kan enkle driftsmetoder komme til anvendelse. Til slike arbeidssteder blir det som oftest ikke bygget veier, og transportomkostningene må tas med i vurderingen. Lange tunneldrifter med harde tidsterminer må planlegges nøye, og det må her legges vekt på hurtig opplasting, kvikke vognvekslingsmetoder og korte ventilasjonspauser.

Vi skal her ta for oss tre driftsmåter:

1) Opplasting med LM 30 i 4,5 m2 tunnel. 4,5 km drevet fra et angrepspunkt.
2) Opplasting med LM 200 i 13 m2.tunnel. 5,5 km drevet fra et angrepspunkt.
3) Lasting med skrape i 3,25 m2 tunnel max. lengde 600.

1) Lasting med LM 30^{S} i 4,5 m2 tunnel.

Denne aktuelle tunnel med min. tverrsnitt måtte drives 4,5 km på en stuff. Før tverrsnittet kunne velges måtte ventilasjonsspørsmålet løses. Det viste seg at for å holde ventilasjonspausen nede på et rimelig nivå, ca.

20 min gjennom hele tunneldriften, måtte det legges ventilasjonsrør Ø 50 cm den første km og de neste 3 km Ø 40 cm, og de siste 500 m Ø 30 cm. Sentrifugal høytrykksvifte med 2800 omdr. og kapasitet 4800 m3/time ble satt inn. Den første km ble av hensyn til ventilasjon, drevet med tverrsnitt 5 m2 og resten av tunnelen 4,5 m2. Arbeidet ble drevet på 3 skift, 18 skift pr. uke.

Bemanning:

Stuff	3 mann på 3 skift	9 mann
Skinne- og rørlegging, grøfter (dagtid)		2 "
Reparatører	1 mann på 3 skift	3 "
Tipp, snørydding m.m.		3 "
		17 mann

Bemanningen bærer preg av tilstrebelsen for å oppnå størst mulig inndrift. Det ville ha vært mere økonomisk å overlate skinne-, rør- og tippearbeidet til stuffarbeiderne, men da er det fare for at så viktige funksjonsledd som skinnegang, ventilasjonsledning og grøfter får en dårlig kvalitet. Tilleggsmannskaper måtte da settes inn i vinterhalvåret for snørydding, og diverse transporter.

Utstyr:

2 stk. kompressorer Atlas Copco AR3, 30 m3/min. Kompressor nr. 2 ble satt inn da tunnelen var drevet inn ca. 1 km.

4 " bormaskiner B.B.D. 50 m/knematere

2 " lastemaskiner LM 30^{S} Atlas Copco, hvorav 1 reserve

12 " vogner 2,2 m3 tvangstippede for sidetipp

1 " Levahn disellok., 6 tonn

1 " " batterilok., 6 tonn

1 " ventilator sentrifugal, 2800 omdr., 4800 m3/time

Skinner 20 kg/m, sporvidde 75 cm

Vognveksling på stikkspor.

Tvangstippede vogner ble valgt fordi en derved fikk større volum enn ved håndtippede vogner. Ut fra de erfaringer vi hadde fra Mülhaussen vogner, 1,5 m3, og Granby, 1,8 m3, ble det konstruert en vogntype ved anlegget på 2,2 m3 og levert av Levahn. En enkel tippebukk m/luftvinsj plasert på en-skinnebane, gjorde det mulig for en mann å kunne tippe alle 12 vogner uten å forskyve vognsettet. Bilag nr. 1. Lastemaskinens skuffeform er meget viktig for å oppnå topp lasteeffekt. I samarbeid med Atlas Copco ble skuffene omarbeidet ved anlegget, slik at de fikk en tilfredsstillende form, og en effektiv fylling av vognene ble oppnådd. En viktig sak var renblåsing av lastemaskinen minst en gang pr. døgn. Dette ble utført av skiftreparatører. Vognvekslingen foregikk på stikkspor med plass for 3 vogner. Det måtte strosses nisjer for stikksporene som ble lagt i en avstand på 100 meter.

For å spare inn tid under vognvekslingen, ble pensen plasert slik at pensetungene vendte inn mot stuffen.. Bilag nr. 2. Vognene var alltid plasert innenfor loket. 3 tomvogner ble trukket inn på stikksporet ved hjelp av et enkelt stag eller wire, og på grunn av sterk helling på stikksporet kunne en og en tomvogn kvikt slippes inn mot lastemaskinen under vognvekslingen. Hele salven ble kjørt ut i et vognsett. En stor fordel som er oppnådd etter at Coromant-kutten er innført, er at røysa legger seg konsentrert inne ved stuff. Det blir lite sammenskraping, luftkrone og ventilasjon kan ligge bare 8-10 meter fra stuff.

Driftsresultater: (Bilag nr. 3)

Beste ukesinndrift	18 + 1 skift	83 m
" inndrift på 4 uker,	73 skift	269 "
" " " 12 mnd.		2.638 "
" timeforbruksresultat på en uke		9,6 time/m
" " " 4 ukersperiode		11,4 "
Gjennomsn. timeforbruk		13,2 "

Driftsopplegget for denne tunnel må en karakterisere som helt normalt uten noe spesielt kostbart utstyr. Gode og hurtiggående lokomotiver og en effektiv ventilasjon har nok spilt en avgjørende rolle for et godt resultat. Vognveksling på stikkspor er nok en noe tungvint metode, men skal en gå inn for California swich, krever det smale vogner og helst sporvidde 60 cm.

Konkurransen mellom de forskjellige arbeidsstedene er også en medvirkende årsak til at det ble holdt et høyt nivå på arbeidstempoet. På den tiden hadde vi en 10-12 stuffer gående på 5-600 m fremdrift pr. uke. Høsten 1959 begynte inndriftsresultatene å stige.

Selv om veiforbindelsen mellom de forskjellige arbeidsstedene var vanskelige vinterstid, så var telefonkontaktene gode. Oppsynsmennene sørget for at basene ble holdt underrettet.

Vårt anlegg på Titania meldte 7/2-1959 beste inndrift på 67 m/uke i 9 m2 tunnel, men ble samme uke slått av 13 m2 tunnel i Fortun med 69 m/uke. Ved tunnel 9 m2 Titania var utstyret IM 200, vogner 1,8 m3, sporvidde 75 cm og vognveksling på stikkspor. Tunnel 13 m2 Fortun var utstyrt med IM 200, vogner 3,5 m3, sporvidde 90 cm og vognveksling Cherry Picher. Samme stuff 13 m2 hadde i november samme år 57,5 - 69,0 - 67,0 og 72,0 m/uke. Senere fikk vi også 72 m/uke i en annen 4 m2 tunnel, og i en 6 m2 ble det oppnådd 73 m/uke.

Meldingen fra Scotland om en rekorddrift på 170 meter på 7 dager med 21 skift, forteller også at det ikke er noe spesielt med utstyret for å holde gode inndrifter, men en innsats av et større antall mann, slik at det kan holdes hardt tempo hvert minutt på skiftet, god ventilasjon og kvikk omrigging.

Spesifikasjon fra Loch Awe hydroelectric project in Scotland.

Tunneltverrsnitt 5,5 m2
Bormaskiner BBC16 W m/knemater Coromant Cut.
Lastemaskin LM 56.
Vognveksling på California Swich.
Vogner (ingen opplysninger)

Bemanning:

Borere, 26 hull + 2 for Coromant	5 mann/skift
Service-menn, lastemaskin	2 "
Lok-kjørere	2 "
Lastemaskinkjørere	2 "
Bor-sliping	1 "
Tilrettelegging	1 "
Lading	1 "
	14 mann/skift

Hertil kommer muligens kapteinen på laget med vislefløyta.

Tidsplan:

Rigg for boring	?
Boring	30 min
Lading	15 "
Ventilasjon	8 "
Rigg for lasting	2 "
Lasting	65 "
	120 min = 2 timer

Timeforbruksresultatet i beste uke 12,9 timer/m.
Dette gir 30% større timeforbruk enn vår beste uke. Hertil kommer bemanningen ute i dagen som det ikke er gitt noen opplysninger om.

Freni-toget

På Sardnia har de løst vognvekslingsproblemet på en interessant måte, basert på opplasting med T_2G hjulshovel.
Bilag nr. 4.

De opplysninger som er fremkommet, viser en meget god lastekapasitet.

Film av Freni-toget blir vist etter foredraget.

Vi skal her ganske kort gi en beskrivelse av en drift i 13 m2 tunnel med Cherry Picher for vognvekslingen.

2) Lasting med LM 200 i 13 m2 tunnel.

I denne 13 m2 tunnel måtte det drives 5,5 km på en stuff. I tverrsnitt større enn 11 - 12 m2 kan vognvekslingen løses på en bra måte med Cherry Picker. Sentrifugal høytrykksvifte med kapasitet 16.000 m3/time og ventilasjonsdukrør Ø 60 cm, samt turbovifte plasert for hver km på ledningen, løste ventilasjonsproblemet. Arbeidet ble drevet på 3 skift, 18 skift pr. uke.

Bemanning:

Stuff	5 mann på 3 skift	15 mann
Skinne- og rørledning, grøfter (dagtid(		2 "
Reparatører	1 mann på 3 skift + formann	4 "
Tipp, snørydding, taubanetransport m.m.		3 "
		24 mann

Bemanningen bærer også her preg av tilstrebelsen for å oppnå størst mulig inndrift. Dette har ført til kraftig overbemanning, og det viste seg senere at det med 3 mann pr. skift på stuff og vognveksling på stikkspor, ble oppnådd 57 m/uke i en 11 m2 tunnel.

Dessuten kan nevnes at bergarten var fyllitskifer med liggende lagdeling, og det var vanskelig å oppnå normal bryting med vanlige brennkutter. Her innførte vi en stupkutt som var krevende å bore.

Utstyr:

2 stk. kompressorer AC AR3, 30 m3/min.
5 " bormaskiner B.B.D. 50 m/knematere
2 " lastemaskiner LM 200 AC, hvorav 1 reserve
18 " vogner 3,5 m3, type Mülhausser
2 " diesellok., 6 tonn
2 " batterilok., 6 tonn
1 " Cherry Picker, sporvidde 220 cm
1 " borvogn med bevegelig borplan, sporvidde 90 cm
1 " ventilator sentrifugal, 16.000 m3/time
3 " turbovifter

Skinnegang, 20 kgs., sporvidde 90 cm.

Driftsresultater (bilag 3A)

Beste ukesinndrift	18 skift	72 m
" inndrift på 4 uker		275 "
" " " 12 mndr.		2.618 "
" timeforbruksresultat	på en uke	15,0 time/m
" -"-	" 4 ukersper.	15,8 "
Gjennomsn. timeforbruk		18,6 "

3) Lasting med skrape

Tunnelen var 600 m og lasting med skrape ble valgt da tunneltverrsnittet kunne drives mindre enn 4 m2, og det var en viss interesse å forsøke noe annet enn håndlasting og LM-lasting. Ved valg av skraplasting kunne tunneltverrsnittet bringes ned i 3,25 m2. Tanken ved dette var å konstruere en størst mulig vogn uten å komme inn på bunkertog eller annet lignende kostbart utstyr.

En magasinvogn på 3 m3 ble konstruert, trykkluftdrevet skrapespill ble montert fast på vognen og løst skrapebrett på hjul ble tilkoblet vognen på en enkel måte. Bilag nr. 5. Hakkeskrape ble utformet spesielt for dette formål og forsynt med skrapeskjær av gamle buldozer-skjær.

Utstyr forøvrig

1 stk. batterilok., 4 tonn, type Logan (alltid tilkoblet magasinvognen)
Spor av 12 kgs. skinner, sporvidde 75 cm.
Ventilator sentrifugal 2800 omdr./min., 4800 m3 pr.time
Ventilasjonsduk Mecatub Ø 30
3 stk. bormaskiner B.B.D. 50 m/knematere.

Bemanning:

Stuff - 3 skift på 2 mann	6 mann
Reparatør - 2 skift på 1 mann	2 "
Hjelpemann (dagtid)	1 "
	9 mann

Driftsopplegg

Det ble boret 1,6 - 2,0 m salver med Coromant-kutt. Til forankring av kasteblokk for skraping ble et hull på 2,4 m boret. For å bevare indre del av borpipen, ble det plasert en bunnladning av tre og papir. Dette var ikke alltid vellykket. Innføring av Coromant-kutten resulterte i god bryting, og "røysa" la seg pent ved stuffen på et område av 5-6 m, og det var lite sprut utover i sålen.

Før magasinvognen ble kjørt på stuff ble det foretatt en lettvint sammenskraping med fyllhammer, slik at vognen kunne plaseres så nære inn på røysa som mulig, og derved kort skraplengde. Salven kunne som regel kjøres ut i 4 vendinger, og den siste vognen ble tatt ut etter at neste salve var gjort klar til skyting. I de tilfellene hvor det på grunn av god bryting eller overmasse ved driving gjennom dårlig fjell, ble mer enn 4 vogner, kunne denne resten ligge igjen til neste salve. Restmassen ble skrapet fra stuff, slik at boringen kunne ta til. Bor-utstyret var plasert i stativer på loket og lett tilgjengelig når lastingen var klar. Det er selvsagt en ulempe i dette trange profilet når mannskapet skal passere lok. og maga-

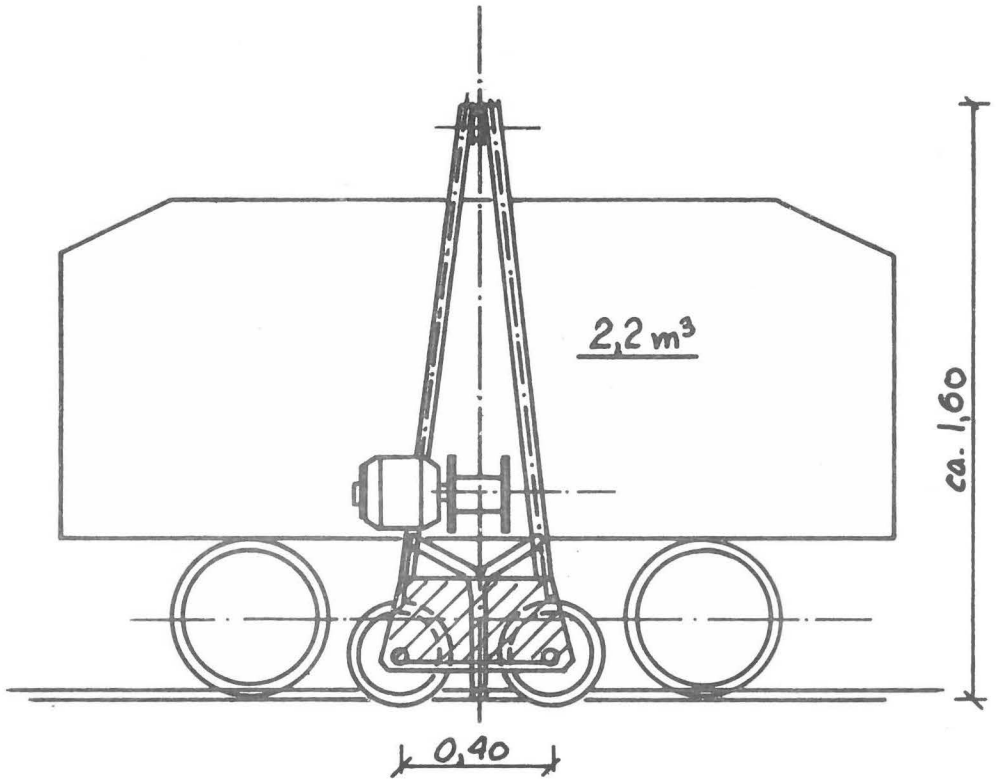
sinvogn for å komme frem til stuffen. Magasinvognen var anordnet med topphengslet luke for sidetipp. For å spare tid, ble returwiren løsnet fra kasteblokken, og skrapen fulgte med på tipp. For å oppnå størst volum i vognen, ble det benyttet hjulganger Ø 20 med forsterkede flenser. Fjærer ble sløyfet. Bunnen av lastekassen kom derved nærmere tunnelsålen. Det ble lagt stor vekt på en god skinnegang og romslige kurveforhold.

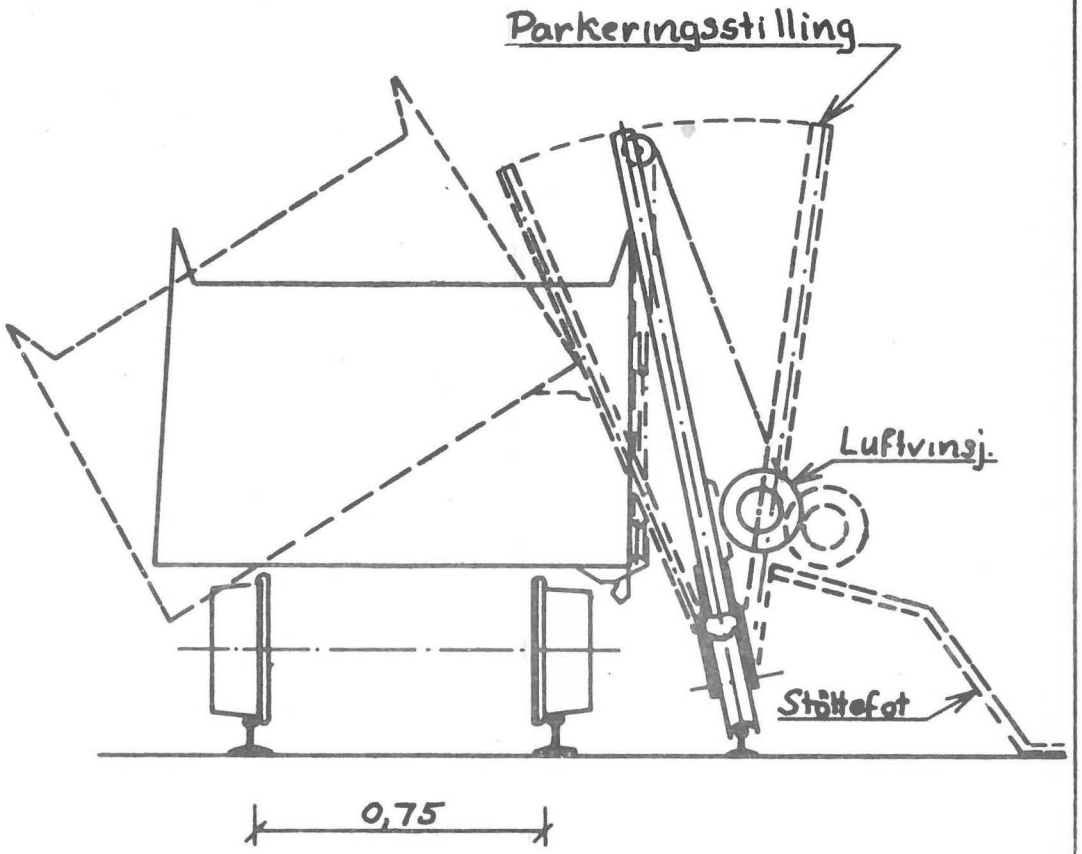
Driftsresultat: (Bilag nr. 6)

Driften var endel hindret av vannførende slepper under stort vanntrykk.

Beste ukesinndrift 18 skift	33,5	m
" inndrift på 4 uker	122,5	"
" timeforbruksresultat på 1 uker	12,1	time/m
" -"- i en 4 ukers per.	13,3	"
Gjennomsn. timeforbruk	15,5	"

---oOo---





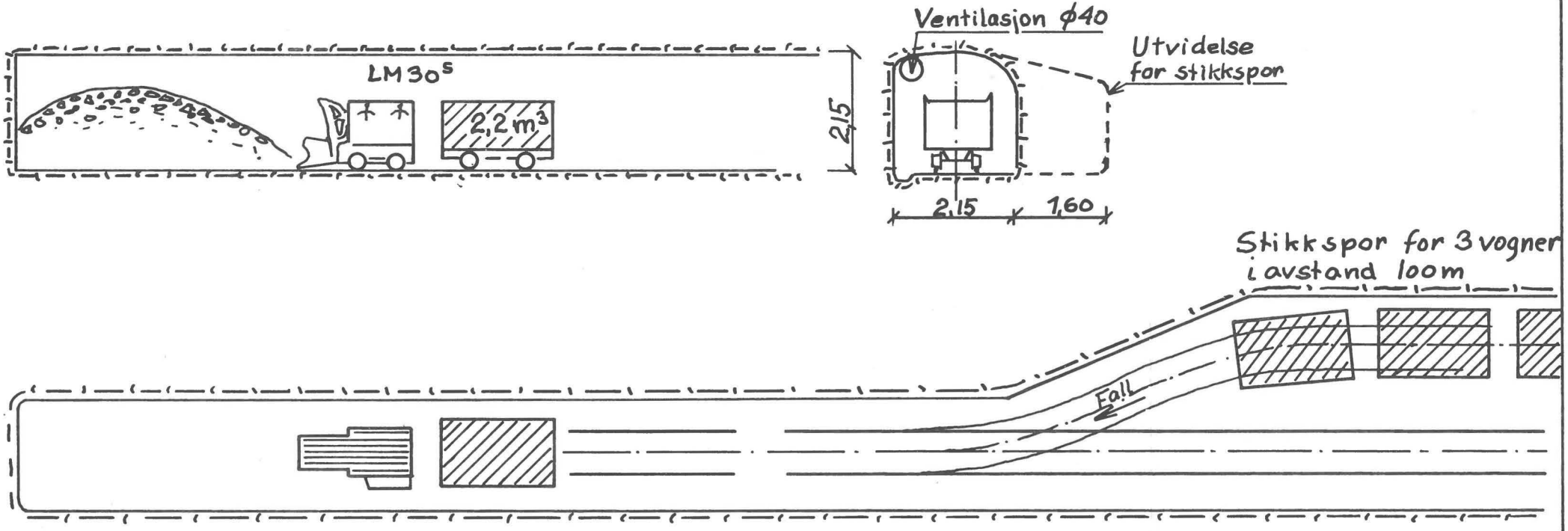
M= 1:20

Bilag nr. 1

Mobil tippebukk for
22m³ tvangstippedevogner

Oslo sept. 1965

H. S.



M=1:100

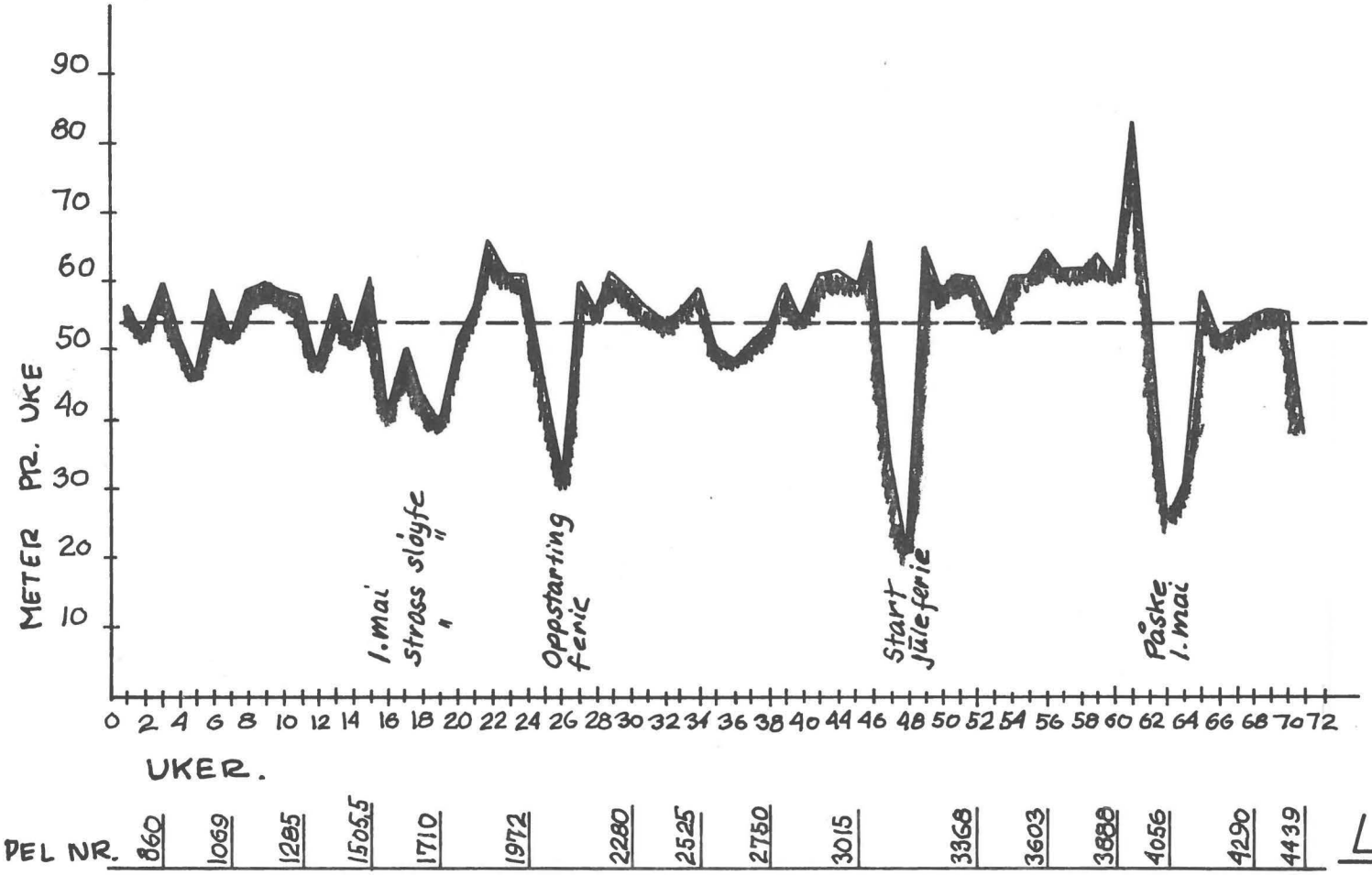
Bilag nr. 2

Lasting med LM.30s i 4,5 m²
Vognveksling på stikkspor

Oslo sept. 1965

p/s Høyer-Ellefsen

H.S.



Gjennomsnitt 57 m/uke når en holder uker med delvis drift utenfor

GJENNOMSNITT 54,4 M/UKE

Bilag nr. 3

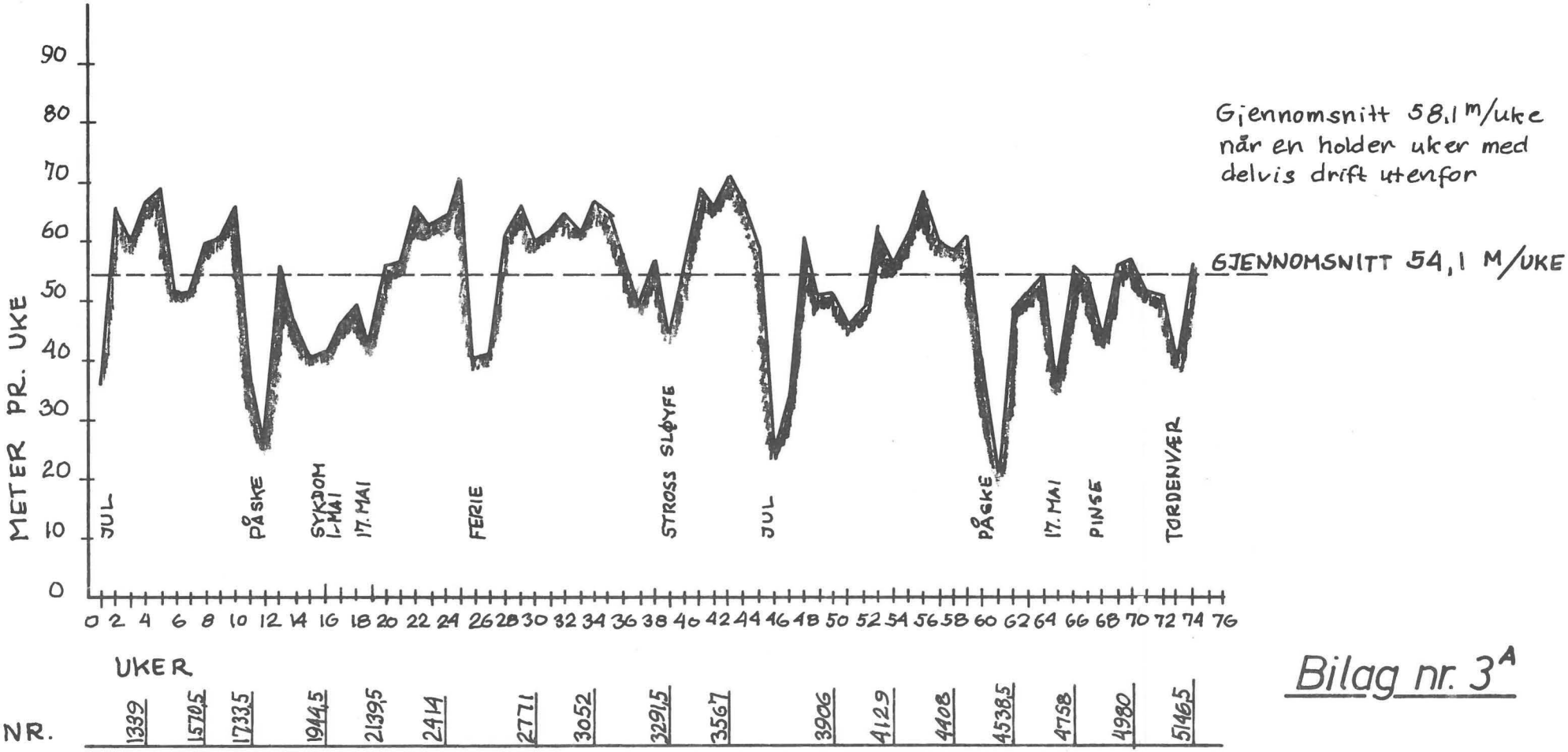
Lasting m/LM30 i 4,5 m²

Vognveksling på stikkspor

Oslo sept. 1965

A/S Høyer-Ellefsen

H.S

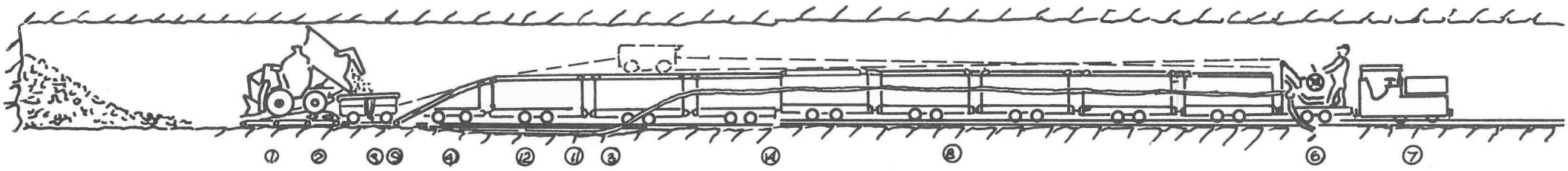


Bilag nr. 3A

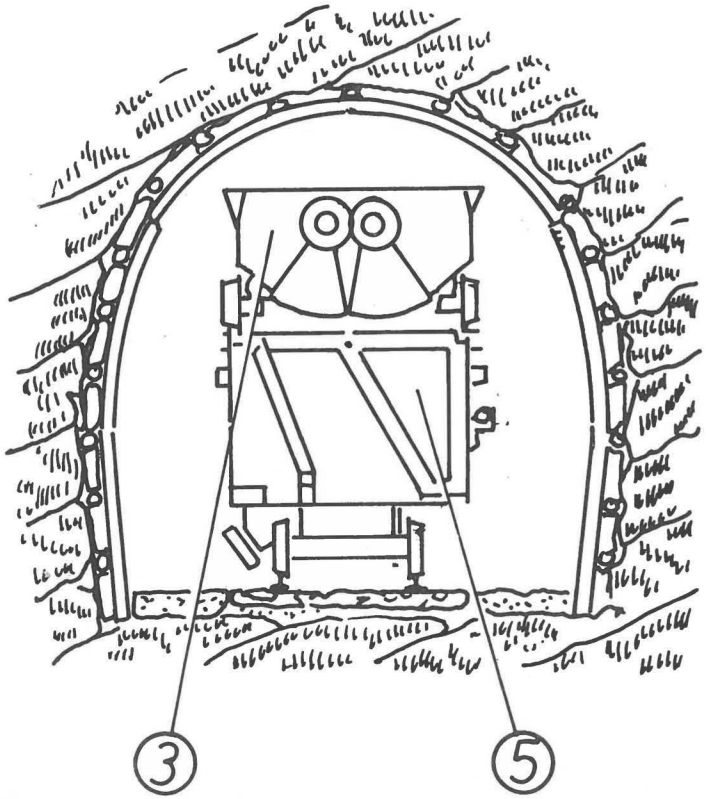
Lasting med LM200 i 13m²
Vognveksling med Cherry-Picker

Oslo sept. 1965

Hj.S.



Prinsipp skisse av Freni-toget



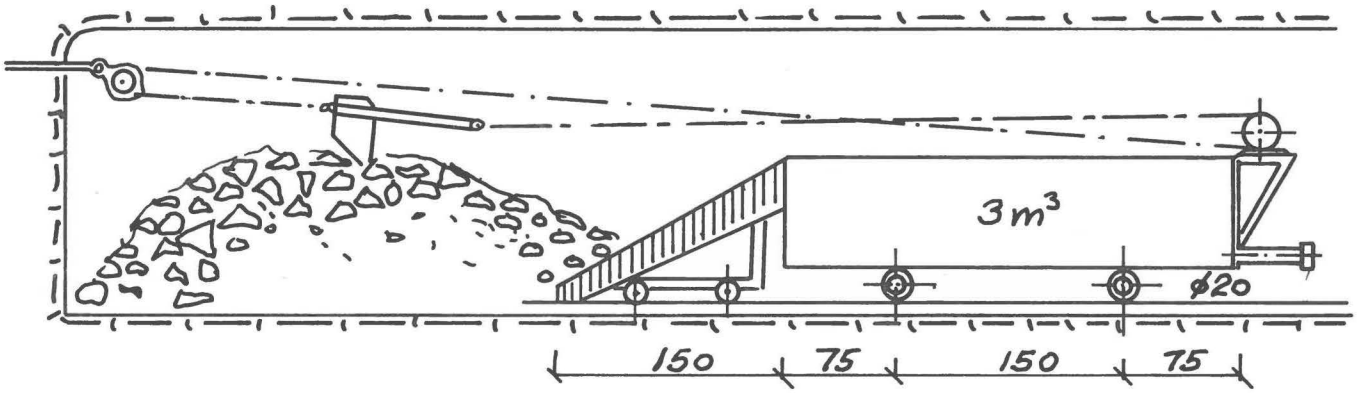
Steinvagg med tralle

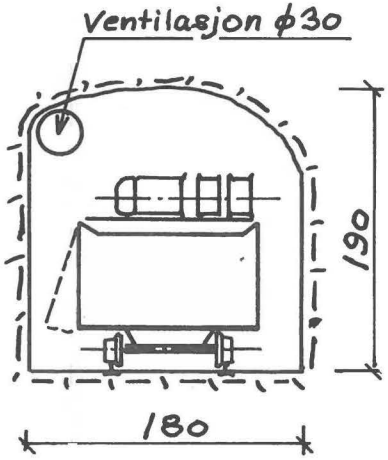
Bilag nr 4

Freni-toget

Oslo sept. 1965

A/S Høyer Ellefsen





Tunneltverrsnitt 3,25 m²

M=1:50

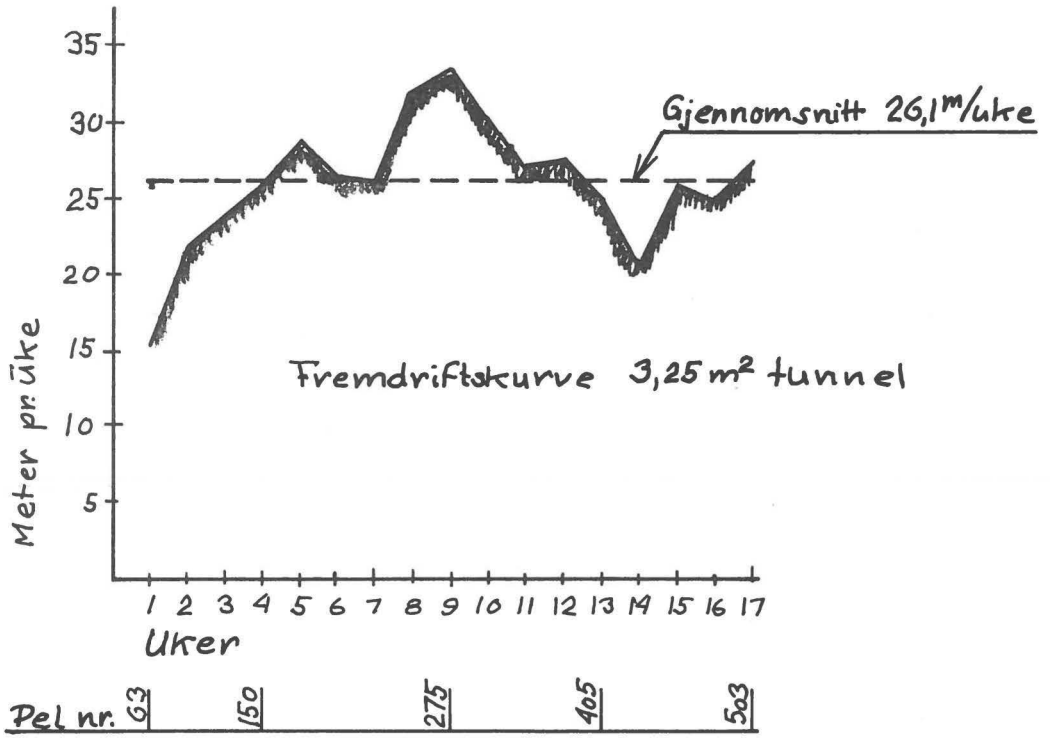
Bilag nr. 5

Lasting med skrape
tunneltverrsnitt 3,25m²

Oslo sept. 1965

A/S Høyer Ellefsen

H.S.



Bilag nr. 6

Lasting med skrape
tunneltverrsnitt 3,25 m²

Oslo sept. 1965

A/S Høyers Elektroforretning

HjS.

SPOR OG SPORVEDLIKEHOLD

av

sivilingeniør R. Thommessen,
Norges vassdrags- og elektrisitetsvesen

SPOR OG SPORVEDLIKEHOLD

0 INNLEDNING

Av de ca. 120 km tunnel som er drevet av Statskraftverkene de siste 5 år (til og med 1964) ble henimot 50 % av lengden drevet med skinnetransport. Tunneltverrsnittet har omfattet hele området fra min. tverrsnitt helt opp til 90 m^2.

En av de avgjørende faktorer for skinnedriftens resultater er selve skinnegangen. En befaring av skinnegangen forteller ofte mer enn noe annet om et arbeidssted, og det er sikkert manges smertelige erfaring at årsaken til dårlige produksjonsresultater nettopp har ligget i en dårlig skinnegang og utilfredsstillende skinnegangsarrangement.

I dette innlegg skal vi komme inn på en del detaljer ved selve skinnegangen slik den vanligvis nå er bygget opp og legges. Visse forsøk med henblikk på forenkling av skinnegangsarbeidet vil også bli berørt.

De omtalte metoder og erfaringer kommer overveiende fra tunneler drevet i NVE, Statskraftverkenes regi.

1 UTSTYR

Skinnetransport er benyttet såvel sammen med vanlige kastelastemaskiner som gravemaskiner og hjul- og beltegående sidetippende shovler.

Av rangeringsmetoder er traversrangering, overheising og stikkspor de vanlig brukte hos oss. Til dette kommer da

de mer eller mindre rangeringsfrie metoder som shovellasting og skyttelvogner med transportbånd representerer.

Transportutstyret består for tiden vesentlig av 5 - 6 m^3 sidetippende Mühlhaúser vagger og 8 - 12 tonns diesel- og akkumulatorlokomotiver. Togvektene full-lastet dreier seg dermed om størrelsesorden 100 - 140 tonn.

2 SKINNEGANG

Generelt

Innlegget vil hovedsakelig befatte seg med den skinnegangstype som er i ferd med å bli standard innen Statskraftverkene. (Bilag 1) I korte trekk innebærer den:

Sporvidde 914 mm
Skinnevekt 25 kg/m.

Av skinnegangsstuffene i nevnte 5 årsperiode var henimot 70% standard. Fra i 1960 å utgjøre 17% til nær 100% i 1964.

2.1 Metodikk

Ved skinnedrift er skinneleggingsarbeidet en fortløpende prosess som stadig må holde tritt med tunnelinndriften. I hovedtrekk kan arbeidet deles inn i:

1) Kortperiodisk forlengelse
2) Mellomperiodisk forlengelse
3) Langperiodisk forlengelse

Kortperiodisk forlengelse er alltid nødvendig ved bruk av skinnegående lastemaskiner. Dette forat lastemaskinen til enhver tid skal nå fram til tunnelrøysa - også etter at selve skinnegangen er slutt. Til denne forlengelse benyttes den såkalte skyvelenk som dyttes fram med lastemaskin

etter behov.

Mellomperiodisk forlengelse finner en vanligvis nødvendig for alle lastemaskintyper. Dette for:

a) Skinnegående lastemaskiner når skyvelenken ikke lenger rekker til.

b) Lite mobile lastemaskiner (gravemaskiner) når tunnelrøys og vagg ikke kan nåes tilfredsstillende fra en og samme maskinplasering.

c) Mobile lastemaskiner - shovler - når transporten blir for lang til å oppnå tilfredsstillende lasteydelse og økonomi.

Til denne forlengelse benyttes de såkalte løslenker som legges av stuff-folkene etter behov.

Med skyvelenk og løslenk er forsåvidt den løpende drift dekket. Løslenkene gir imidlertid ofte en utilfredsstillende skinnegang, idet den er utsatt for hard påkjenning ved vaggrangering og ved sveising av lenkene. Det er derfor vanlig praksis å skifte ut fastlenkene med mer "permanent" skinnegang på tresviller. Utskiftning og forlengelse blir foretatt til tider da tunneldriften ikke forstyrres, og hyppigheten kan være fra flere ganger i døgnet til en gang i uken - alt etter opplegg og inndrift.

2.2 Sporarrangementer (Bilag 2)

Sporarrangementer i forbindelse med tunneldrift er av aller enkleste slag - i hvert fall sammenlignet med ordinær jernbanedrift.

I tunnel består stort sett sporarrangementet av det nevnte forlengelsesutstyr, rangeringsutstyr for de enkelte vagger samt sporsløyfer for skifting av hele vaggsett.

Med hensyn til kurver går vi helst ikke under 18 - 20 m kurveradius. Min. kurveradier forekommer vanligvis bare i forbindelse med tverrslag.

Stigningen legges ved våre skinnegangsstuffer helst under 5 - 6 °/oo, dersom da ikke konstruktive forutsetninger gjør det absolutt nødvendig å gå høyere.

Togsett som benyttes i tunneldrift har sjelden bremsemuligheter på annet enn lokomotivet, og ofte er det tilgjengelig bremseeffekt som er avgjørende for stigning og togvekt. Ved skinnedrift må det nøye påses at en ikke kommer i skade for å plasere bestemmende stigning andre steder som f.eks. tverrslag og og på tipp. - Det kunne for øvrig være interessant å høre andres erfaring med hensyn til maks. praktisk skinnegangsstigning.

Varslingssystem i forbindelse med skinnegangen er tatt i bruk i enkelte tilfelle - spesielt i forbindelse med utkjøring fra tverrslag.

Sporarrangement på tipp (Bilag 3) må fra første stund legges opp med henblikk på en hensiktsmessig utvikling av tippen ettersom den bygger på seg. En tipp for sidetippende vagger utvides vanligvis i vifteform ved å legge f.eks. et pensearrangement fast og forskyve skinnegangen sideveis.

En vellykket skinnegangstipp er for øvrig svært avhengig av tippforholdene - høyde- grunnforhold, vann m.v.

2.3 Skinnegangens oppbygning

Skinnegangens oppbygning vil i det vesentlige fremgå av skisser. Som ballast brukes vesentlig fin tunnelmasse. I de mindre tunneltverrsnitt brukes svært lite ballast. Ballasten legges her ofte bare opp på siden av skinnegangen for å lede eventuelt vann unda.

Underlagsplater benyttes vesentlig i de større tunneltverrsnitt.

2.4 Legging

Legging og vedlikehold av en god, permanent skinnegang er nærmest som fag å regne. Vanlig er legging av skinnene manuelt på stedet. Fremgangsmåten er sikkert alminnelig kjent og nærmere omtale unødvendig.

På et par arbeidssteder har vi imidlertid benyttet en noe mer avansert leggemetode. En mann og traktor utstyrt med frontlaster foresto all legging og vedlikehold av permanent skinnegang. I protokollen er metoden nærmere behandlet. Her skal bare kort nevnes at skinnegangslengdene på forhånd ble gjort klar med sviller og det hele og skjøtt sammen til ca. 20 m lengde. Disse ble så skjøvet fram på plass etterat løslenkene først var fjernet og underlaget planert. Metoden ble brukt i 75 m^2 og 90 m^2 tunneler - med andre ord tverrsnitt med gode plassforhold. (Bilde 1, 2 og 3).

Tabell 1.

Arbeidsoperasjoner ved legging permanent skinnegang med traktor inklusive fører

1. Fraskruing skjøtelasker for løslenker.
2. Løsriving løslenker med traktor.
3. Bortsleping løslenker med traktor.
4. Oppretting tidligere lagt permanent skinnegang med traktor.
5. Skraping og planering for forlengelse permanent skinnegang.
6. Kjøre ut til lagerplass for ferdige skinnegangslengder

(2 x 10 = 20 m ferdig spikret på sviller).

7. Hjulgang festes foran på skinnegangslengden.
8. Framenden med hjul løftes over skinnegangen med traktor.
9. Bakenden løftes over på liten 4-hjuls tralle som står på skinnegang. Klar for transport.
10. Skyve lengden frem til leggested med lok.
11. Skyve hele lengden ut på planert tunnelsåle.
12. Fjerne hjul foran og bak.
13. Grovjustering.
14. Skjøting med lasker.
15. Finjustering.
16. Pakking rundt svillene. Påfylling av fin tunnelmasse.

Merknad: 1) Transporthjulgangene foran og bak kan sløyfes, og de ferdige skinnegangslengder (10 m) slepes frem på tunnelsålen. Påkjenning særlig på sviller.

2) Metoden benyttet i 75 og 90 m^2 tunneler.

2.5 Vedlikehold

Vedlikehold av skinnegangen blir utført manuelt og etter svært konvensjonelle metoder. Arbeidet består vesentlig av etterjustering og oppretting, tiltrekking av bolter og dogs m.v.

En viktig ting er å lede bort vann fra skinnegang og ballast. Tilstedeværende vann medfører utvasking og dermed snart en dårlig skinnegang som er vanskelig å vedlikeholde. Vanngrøft - enten sprengt eller ordnet på annen måte - anses som viktig også på en skinnegangsstuff.

Lokfører bør såvidt mulig delta i vedlikeholdsarbeidet, da han nødvendigvis får den beste føling med skinnegangens svakheter.

Det største behov for skinnegangsvedlikehold vil alltid være på tipp. Dette på grunn av setningene i tippen og de stadige endringer som følge av massetippingen.

Tipping av massene direkte i vann er ikke så sjelden. Dette fører ofte til direkte utrasing som følge av bl.a. dårlige grunnforhold eller variasjoner i vannstand. Skinnegangstippen blir spesielt brysom og ikke ufarlig under slike forhold.

Vedlikeholdsarbeidet gjøres også her manuelt med enkelt hjelpeutstyr som tannstangsjekker m.v. Maskinhjelp settes inn en sjelden gang, når større justeringer og masseforflytningsarbeider er nødvendig. I enkelte tilfelle er også montert dozerskjær på lokomotivet for tydding av spor for snø og småstein.

2.6 Riving av skinnegang

Riving av skinnegang foregår vanligvis manuelt ved at skinnegangen deles opp i de enkelte bestanddeler på stedet.

For bunnrensken har en som regel maskinhjelp (shovel,bulldozer). I enkelte tilfelle er maskinen også brukt til å trekke hver enkelt skinne "ut av" svillene. Ofte er ikke "dogfestet" i skinnens lengderetning bedre enn at dette går.

3 RESULTAT

3.1 Hastigheter

Transportytelsen på den omtalte skinnegang kan til en viss grad karakteriseres ved oppnådde transporthastigheter for de nevnte togvekter. Gjennomsnittlig oppnådd hastighet ligger på:

Full-lastet	13 - 15 km/time
Tom	17 - 22 km/time

3.2 Erfaringer

Erfaringene med "standard" skinnegangen er stort sett tilfredsstillende. Med dette skinnemateriell oppnåes en stabil skinnegang.

Ved de gamle og brukte skinner kan brudd forekomme, særlig om lokal varmebehandling har funnet sted. Noe stort problem har det imidlertid ikke vært.

25 kg skinner er noe tyngre enn det en vanligvis er vant til i tunneldrift. Behandlingen av dem synes å være en treningssak, og det har gått bra å bruke dem selv i de små tunneltverrsnitt.

3.3 Kostnader

Standard skinnegangen belaster våre stuffer med 100 - 110 kroner/m skinnegang for legging og vedlikehold ved skinnegangslengder i området 2000 - 6000 m. Det presiseres at kostnadene gjelder anleggsdrift og derfor må ventes å ligge vesentlig høyere enn ved permanent drift (gruver f.eks.).

Kostnadene fordeler seg på de enkelte detaljer omtrent som vist i tabell 2 (se neste side):

Tabell 2

Kostnadsspesifikasjon skinnegang

	Kroner/m skinnegang		
	Lønn inklusive 15-20% sosialer	Materialer inkl.frakt	
Skinnegangsmateriell:			
Skinner, 25 kg		28,oo	
Lasker		2,30	
Skruer		3,95	
Underlagsplater		2,85	
Dogs		3,40	
Penser, ca.		8,50	
Sviller, ca.(varierer)		15,oo	
Direkte materialforbr.		11,oo	
Sum kapitalmateriell		75,oo	
Restverdi, ca.		-40,oo	
Skinnelegging,ca.	34,oo	6,oo	
Skinnevedlikeh.,ca.	24,oo	6,oo	
S u m	58,oo	47,oo	105

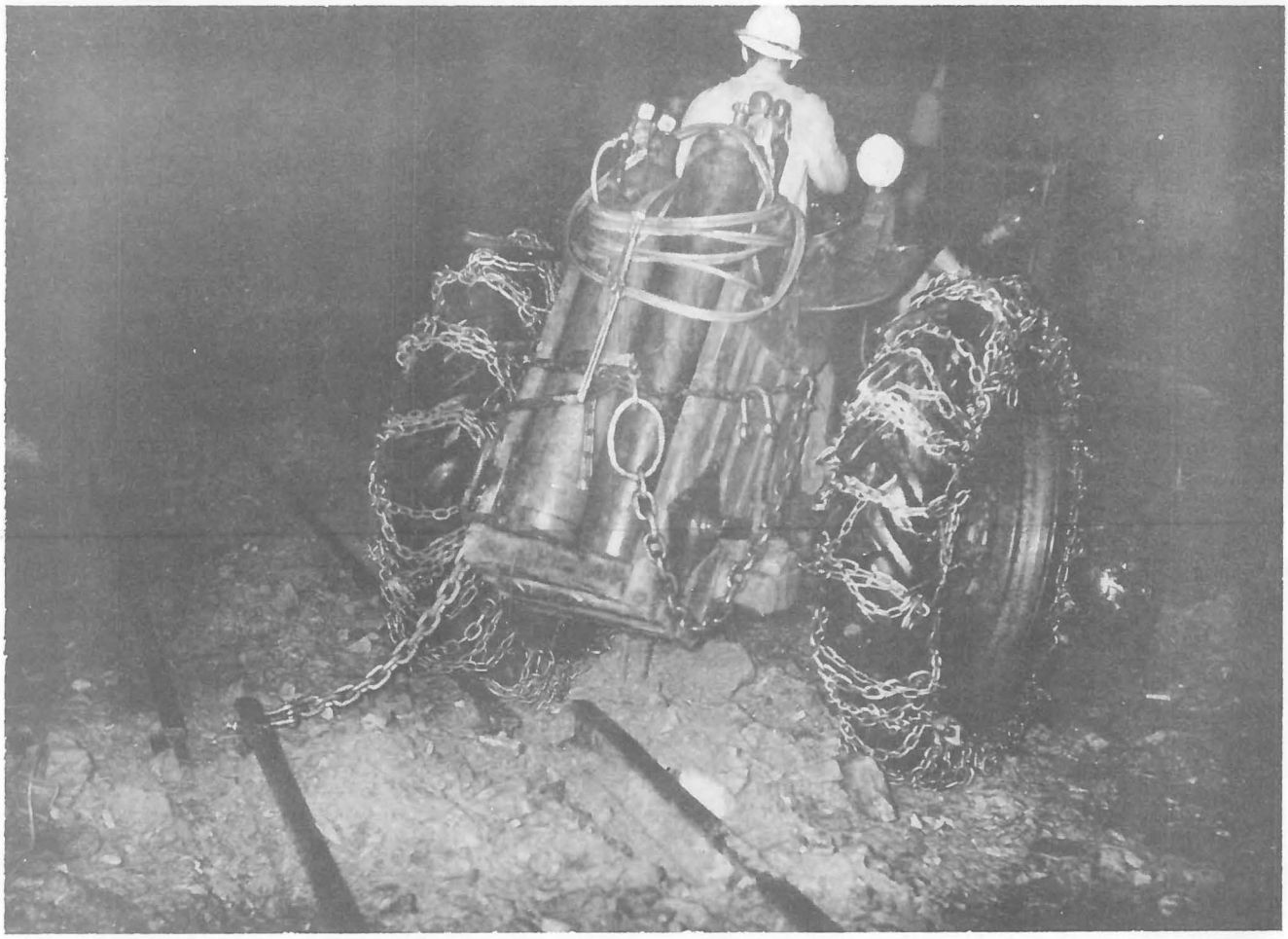
4 UTVIKLING - FORENKLING

Bruk av skinnegangstransport ved tunneldrift vil utvilsomt fortsatt få utstrakt anvendelse - ihvertfall i tunneltverrsnitt $< 20\ m^2$, hvor elementtransport med biler vanskelig kan benyttes uten store ekstraforanstaltninger.

De her omtalte metoder for legging av skinnegang i tunneldrift er til en viss grad tradisjonsbundne og virker på mange måter tungvindte. Det en særlig må spørre seg om er om det ikke er mulig å forenkle arbeidsoperasjonene for skinnsgangsforlengelsen ved å komme mer direkte over fra den kortperiodiske til den langperiodiske forlengelse.

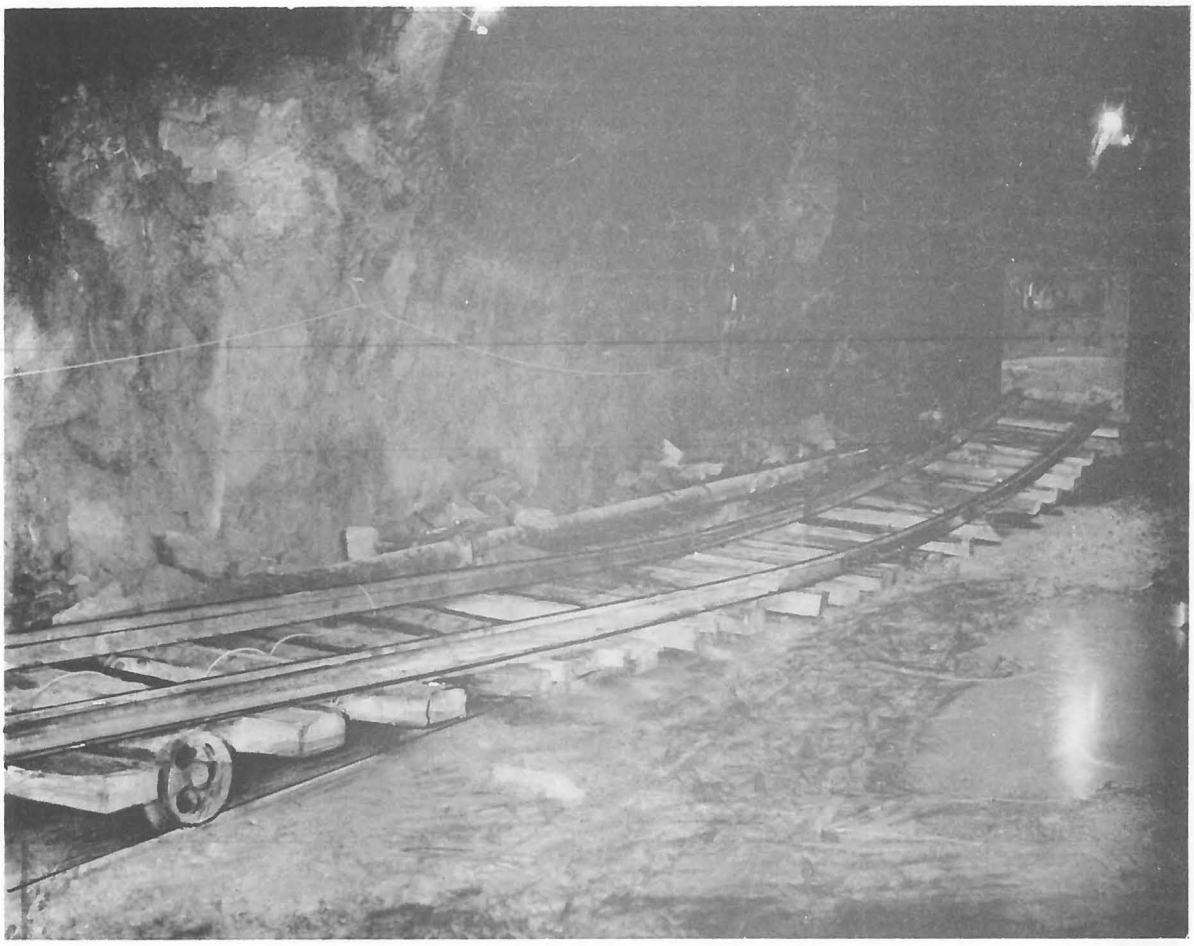
For tiden har vi forsøk gående på et par stuffer med såkalt "Vorläger" skinner i 10 - 12 m lengde (Bilag 4). Derved håper vi å komme bort fra fastlenkene. Systemet har hittil fungert til vår tilfredshet. Skinnene har imidlertid den ulempe at de ferdigkjøpt er svært kostbare. Utskifting av "Vorläger" skinner med permanent skinnelenk uten produksjonstap ved treskiftdrift er heller ikke helt avklart ennå.

Et annet punkt vi har begynt å angripe er tresvillene. Dette særlig på bakgrunn av mindre heldige erfaringer med ombruken av tresvillene. Dessuten har de innenlandske trelastpriser utviklet seg i særlig ugunstig retning i forhold til f.eks. stålprisene. En undersøkelse tyder på at stålsviller materielt sett vil kunne konkurrere økonomisk allerede ved første gangs bruk. Vi håper dessuten også å få en skinnegang som passer bedre sammen med "Vorläger" skinnene.

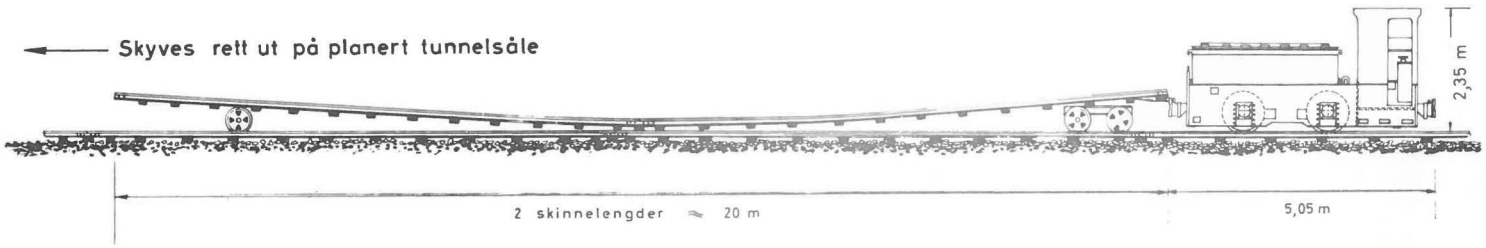


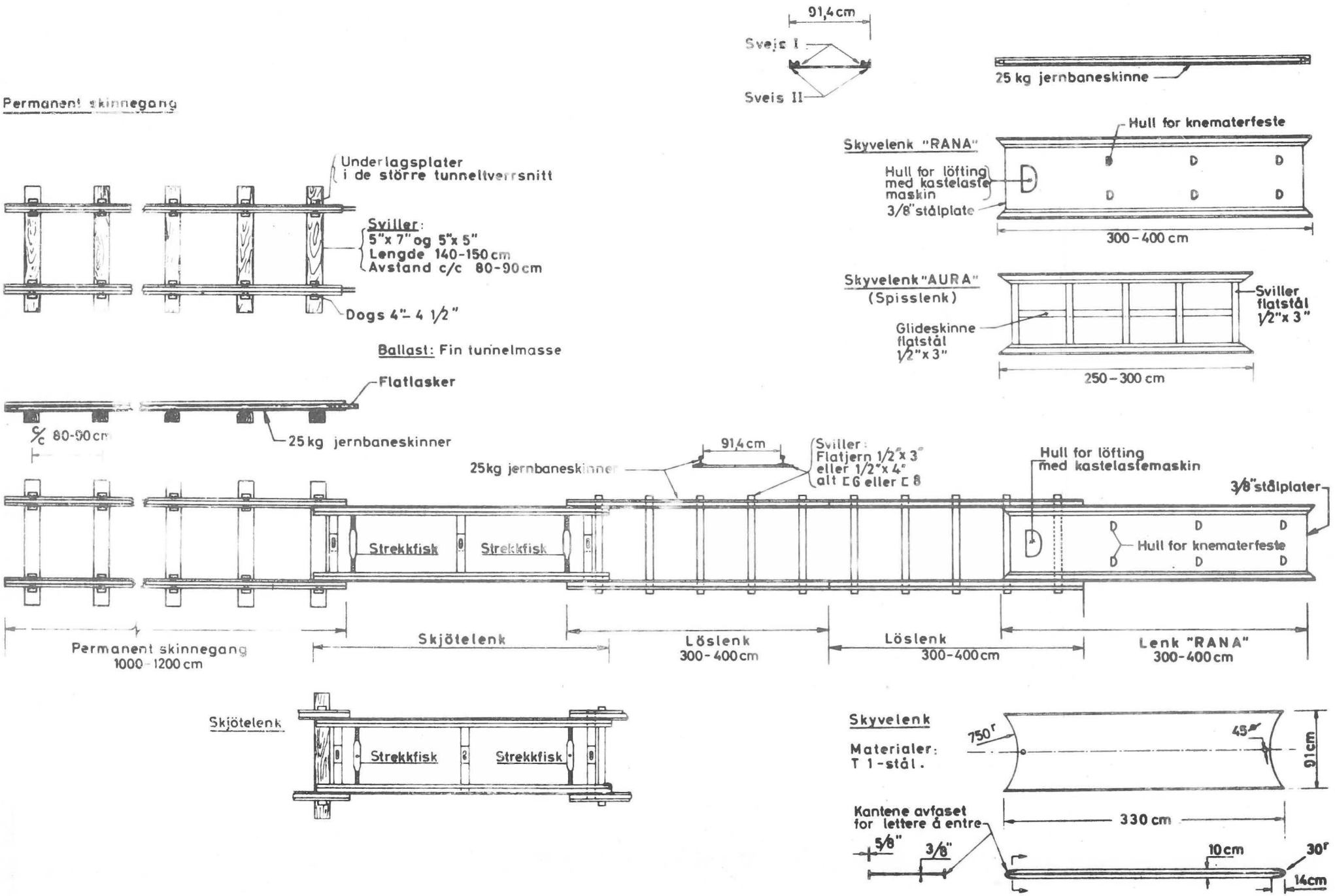
Bilde 1. Bortsleping løslenker.

Bilde 2. Skraping og planering for skinnegang.



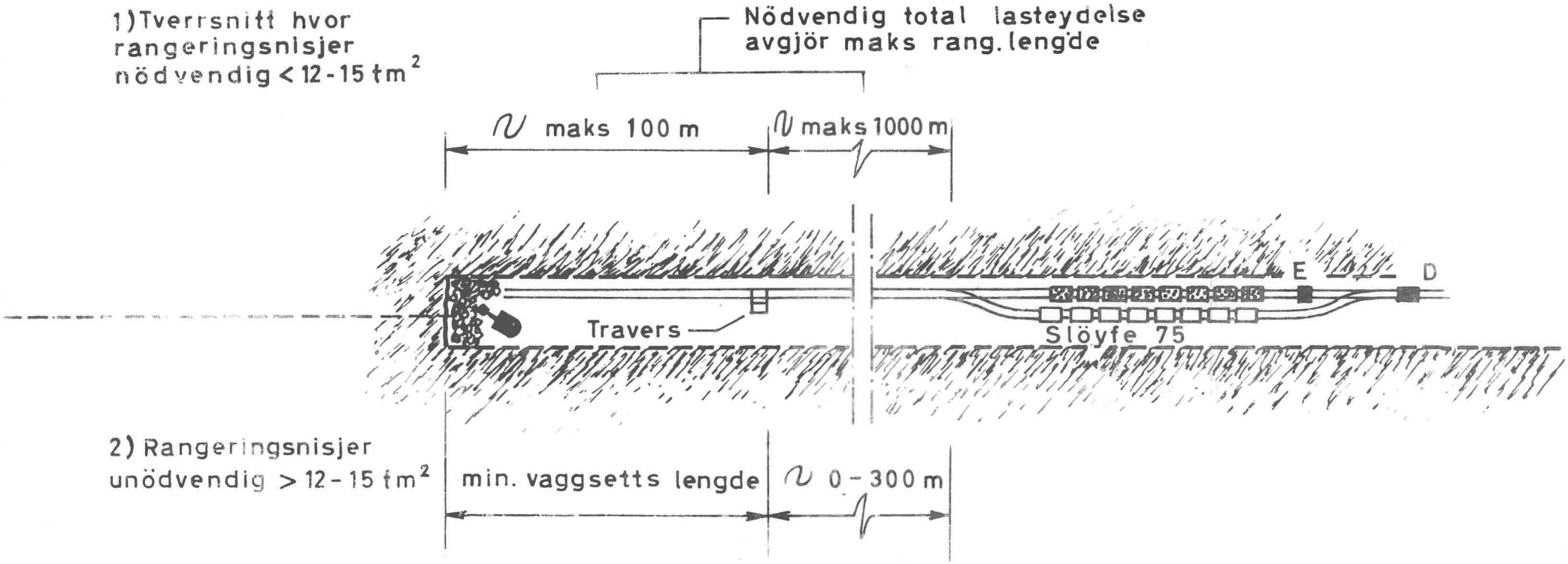
Bilde 3. 20 m skinnelengde skyves fram på plass.




Permanent skinnegang
Underlagsplater i de større tunneltverrsnitt
Sviller:
5"x 7" og 5"x 5"
Lengde 140-150 cm
Avstand c/c 80-90 cm
Dogs 4"- 4 1/2"
Ballast: Fin tunnelmasse
Flatlasker
c/c 80-90 cm
25 kg jernbaneskinner
91,4 cm
Sveis I
Sveis II
25 kg jernbaneskinne
Skyvelenk "RANA"
Hull for knematerfeste
Hull for löfting med kastelaste maskin
3/8" stålplate
300 - 400 cm
Skyvelenk "AURA"
(Spisslenk)
Glideskinne flatstål 1/2" x 3"
Sviller flatstål 1/2" x 3"
250 - 300 cm
25kg jernbaneskinner
Sviller:
Flatjern 1/2" x 3"
eller 1/2" x 4"
alt ⊏ 6 eller ⊏ 8
Hull for löfting med kastelastemaskin
3/8" stålplater
Strekkfisk
Strekkfisk
Hull for knematerfeste
Permanent skinnegang
1000 - 1200 cm
Skjötelenk
Löslenk
300 - 400 cm
Löslenk
300 - 400 cm
Lenk "RANA"
300 - 400 cm
Skjötelenk
Strekkfisk
Strekkfisk
Skyvelenk
Materialer:
T 1-stål.
750r
45r
91 cm
330 cm
Kantene avfaset for lettere å entre
5/8"
3/8"
10 cm
30r
14 cm

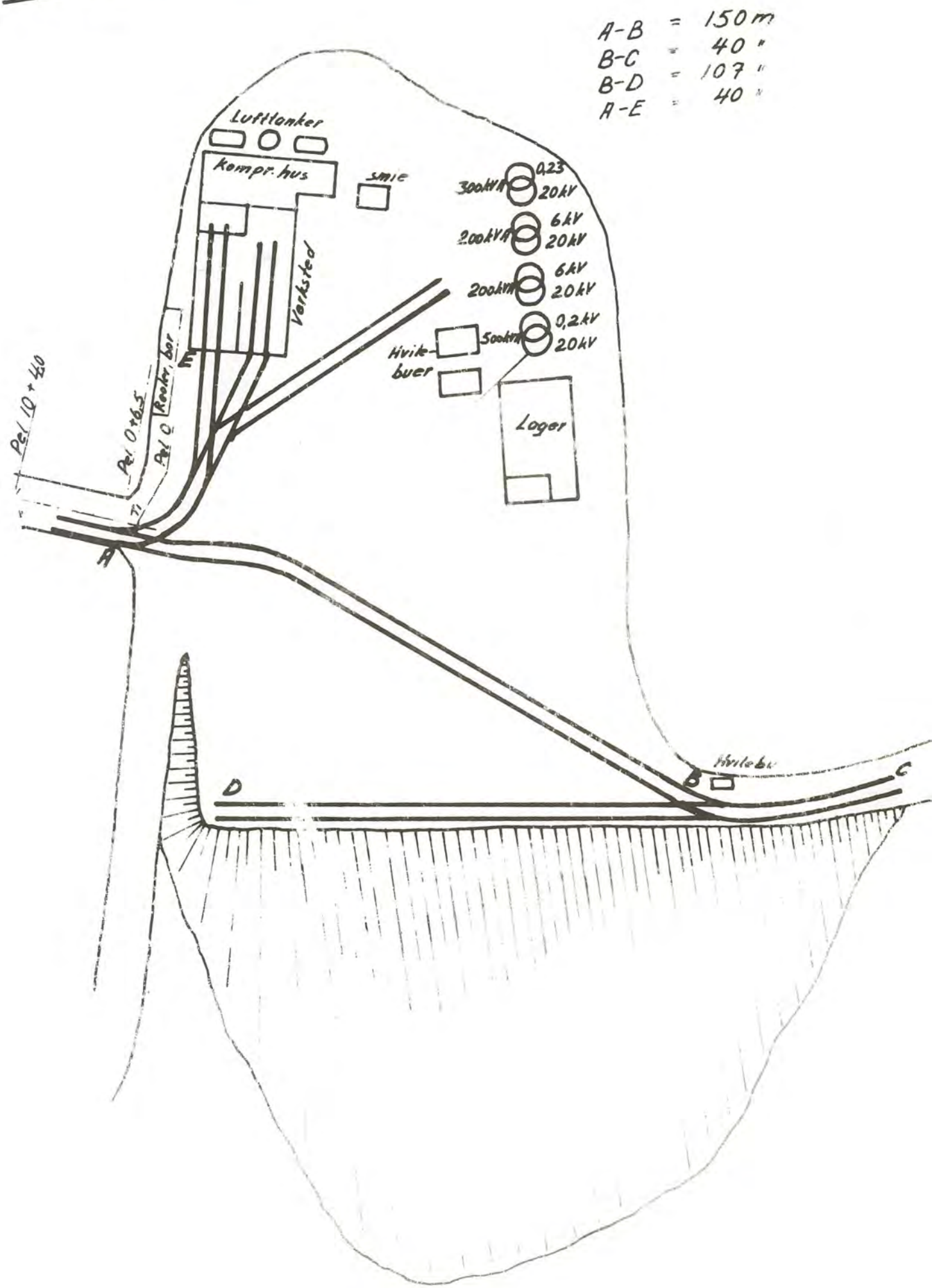
BILAG 1

Typisk sporarrangement i tunnel

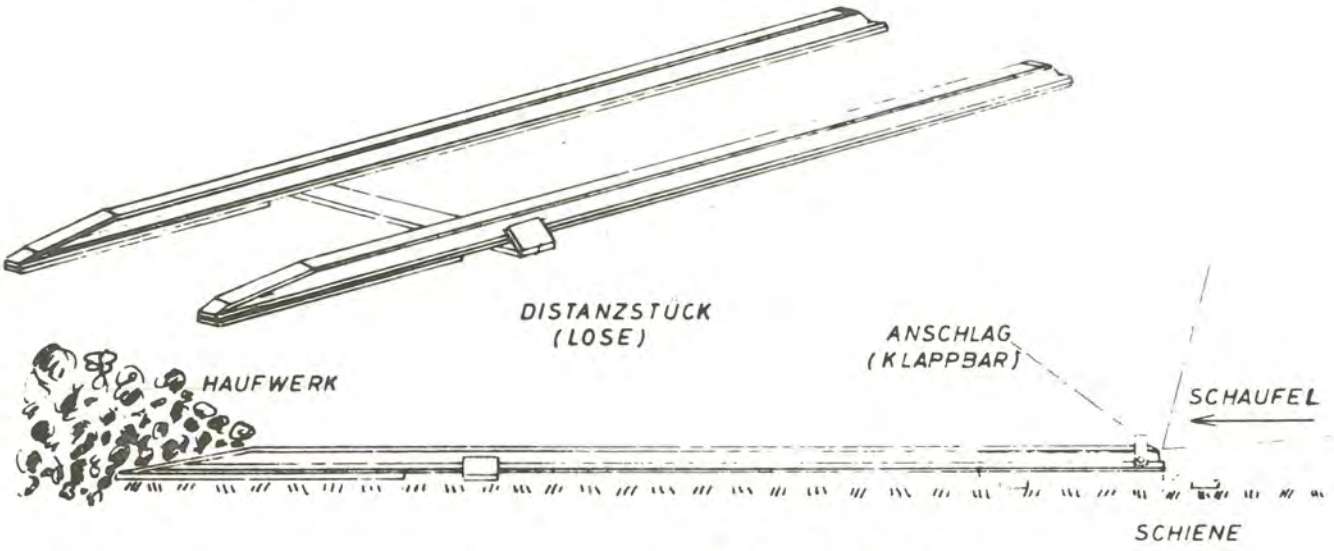


BILAG 2

Typisk sporarrangement på tipp



BELASTBAR BEI 5,5 M LANGE Ca. 7 To.



SCHIENEN AUFLAGE

VON BIS

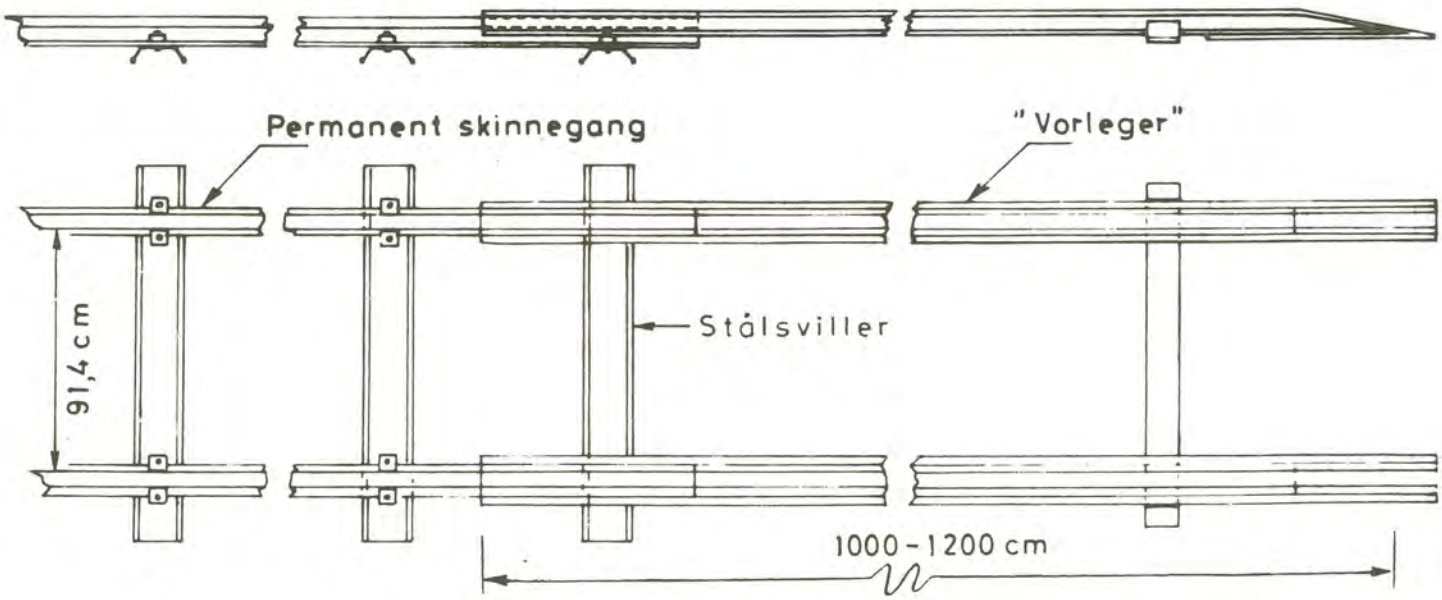
AUSFÜHRUNG A B C

JE NACH SCHIENENART UND BEFESTIGUNG
(C = LINKS- UND RECHTSAUSFÜHRUNG)

VORLEGER

WILHELM HÜTHER & CO.
ESSEN-SÜD
Müller-Breslau-Straße 30E · Ruf 71796
ZNr. 215

FORSØKSARRANGEMENT SLØYFE-LØSLENKER



ERFARINGER FRA KOMBINASJON GROVHULLS- OG SMÅHULLSRIGG. SPRØYTEBETONG SOM DRIFTSFORSTERKNING I TUNNEL

av

sivilingeniør E. Ellingsen
Ing. F. Selmer A/S

ERFARING MED KOMBINERT GROV- OG SMÅHULLSRIGG - ROBOTSPRØYTING SOM DRIFTSFORSTERKNING I TUNNEL

De erfaringer som her skal omtales er hentet fra en 40 m^2, ca. 2,6 km lang veitunnel på den såkalte "Nordkappveien" som bygges på vestsiden av Porsangerfjorden. Selve anlegget ligger ca. 25 km nord for R.v. 6 (omtrent på 71° nordlig bredde).

Geologi

Fjellet består av to hovedbergarter, kvartsittskifer (anslagsvis ca. 80%) og amfibolitt (anslagsvis ca. 20 %).

Kvartsitten, se fig. 1, er utpreget skifrig, meget finkornig og har stor andel av glimmer særlig i lagdelingen. Kohesjonen mellom skiferlagene er således meget liten.

Amfibolitten som forekommer i ganger fra ca. 0,5 m opp til 10 m eller mer, er finkornig og tett, men inneholder en del glimmer.

Mellom bergartene har man et 10 - 20 cm tykt overgangsskikt bestående av fylitt, hydroglimmer, noe grafitt og av og til noen granatkorn. Skiktet har meget dårlig strekkfasthet, og gjør fjellet ekstra uoversiktlig og farlig.

Bergartene er gjennomskåret av tilnærmet loddrette sprekker og stikk, hvis mønster er søkt anskueliggjort i fig. 2. Avstanden mellom stikkene varierer en del.

Videre forekommer det loddrette tynnere forvitringsslepper

(opp til 8 - 10 cm brede) i ca. 30° vinkel med tunnelaksen. Sleppene inneholder jernoker, opptil 30% kvarts, litt glimmer og antageligvis noe svelleleire (montmorillonitt). Tunnelen skjærer flere store knusningssoner (i ca. 30° vinkel). Den som er passert (ca. 40 m bred) var svært finknust, kunne lett graves med fyllhammer og raste til en høyde på opptil 10 - 12 m. Leiren var her til sine tider svært mektig (foto fig. 13), og inneholdt antageligvis mer svelleleire.
Det er en meget utpreget dypforvitring noe som gir ennå større spaltbarhet i skiferen. Vannføringen i de ytterste ca. 200 m av tunnelen varierer sterkt med temperatur og nedbør.

Kombinert grov- og småhullsrigg.

På bakgrunn av det man visste om geologien med fare for bl. a. flat heng og løse stener i hengen, og byggherrens dårlige erfaringer med grovhull i takprofilet var det et krav fra byggherren at vi skulle benytte småhull (ca. 31 mm) i kransen, ut fra den begrunnelse at det ville føre til mindre rensk, mindre overmasse og penere profil. Vi derimot ville satse på en høyt mekanisert borutrustning med driftermaskiner og grovhullsutstyr.

Dette førte til at vi ville forsøke en kombinert Gardner Denverrigg som antydet på skissene fig. 3 og 4 med to driftere, PR 123 J med 4½" stempeldiameter, nede og en sentrisk plasert toppmaskin type S 83 F med 3" stempeldiameter som skulle bore takhullene og de øverste strosshullene. Bommene, type JTB og JTT, var dimensjonert for stormaskiner. Feste for toppmateren var et modifisert driftefeste for at man lett skulle kunne skifte til drifter også på toppen om det skulle bli ønskelig. Drifterne hadde skruemating mens toppmaskinen hadde kjedemating drevet med to Aunematere.

Antatt borsynk var 45 - 50 cm/min for S 83 F maskinen og 31 mm meiselskjær og 65 - 70 cm/min for PR 123 J maskinene og 2"

kroner med + skjær.

Erfaringene var negative, toppmaskinen og småhullene holdt ikke mål.

De mest iøynefallende konstruktive svakheter var kjedemateren som ikke var sterk nok, kjeden røk til stadighet. Ved uttrekkingen av boret viste Aunematersystemet seg for svakt. Drifterne med separat rotasjon var langt overlegne, og dro boret meget lettere ut. Vanntilførselen var svakt dimensjonert, det var vanskelig å få tilstrekkelig trykk på spylevannet, derved for mye "tørrboring" og fastboring.

Driverne klaget over at det var vanskelig å se toppmaskinen, den var faktisk for liten og ble dekket av mater og bom. Dertil kom at den var umulig å høre i bråket fra stormaskinene. Begge deler førte til at fastboring ofte ble sent oppdaget.

Borsynken var noe ugunstigere enn først antatt under de rådende forhold, med 40 - 45 cm/min mot 70 - 75 cm/min ved samtidige målinger. Dette førte til at toppmaskinen ikke greide sin del av jobben på samme tid som drifterne, og boringen ble forsinket og derved lengre salvetid.

Da boreretningen dannet en forholdsvis spiss vinkel med skiferlagene, bøyet bergarten boret slik at boreretningen ble mere og mere parallell skifrigheten. Borhullet ble derved buet i lengderetningen. Resultatet var større fare for fastboring, større overmasser for ikke å få for snaut profil, større påkjenning på borstål, maskin og bom, og lavere borsynk.

Det viste seg at småhullene også var vanskeligere å lade fordi de lettere raste igjen og hindret ladningen i å komme i bunnen av hullet. Grovhullene var enklere å blåse opp.
Uregelmessigheter i bergartene førte generelt lettere til fastboring for 31 mm boret enn for 2" boret.

I tillegg til dette kommer en del selvfølgeligheter. Arbeidet på stuff kompliseres ved at man må ha to sett: Borstål, patroner, helst også ladestokker. Det må holdes større reservedelslager som binder kapital, krever større plass, og man får mer å holde orden på. Flere maskintyper stiller større krav til reparatørene.

Når alt dette er sagt må det medgis at kravet til jevnt profil sjelden gir anledning til å utnytte hullavstanden ved grovhullsutstyr i forbindelse med konturhullene. I regelen gir småhull plass til nødvendig sprengstoffmengde ved den maksimale hullavstand som her kan benyttes. Nå vet man at ıbormeterprisen øker noe sterkere enn hulldiameteren, således er 2"-hullene betydelig dyrere pr. m enn småhull. Merinvesteringen pr. stor maskin med mater var i dette tilfellet ca. 40.000,- kr. Disse momenter virket besnærende for å beholde den lille maskinen, men vi vurderte det dit hen at plunder, heft, unøyaktig boring m.v. som før er nevnt, langt overveiet det som kunne spares i bormateriell, luftforbruk og investering.

S 83 F maskinen m/mater ble skiftet ut med en PR 123 J maskin m/mater. Vi beholdt samme hullavstand og samme ladning i kransen og resultatet ble heller et penere enn et styggere profil.

Jeg vil imidlertid ikke utelukke at en annen bergart, en annen konstruktiv utførelse av mating o.s.v. økonomisk sett vil kunne berettige en kombinert rigg.

Betraktninger fra driften med grovhullsriggen.

På fig. 5 er antydet tunnelens teoretiske profil hvilket vi startet å bore etter. Vi erfarte snart at dette førte til et meget flatt profil som antydet på figuren. Med dette profilet og i dette fjellet (se fig. 1) kunne man renske i det uende-

lige, og vi måtte bolte meget tett og benytte mye fjellbånd. Man gikk da over til et spisst profil som antydet på fig. 5, og resultatet var bedre med gjennomgående maks. 1 - 2 m flatt parti i midten. Hele tiden ble benyttet 17 mm guritrør i kranshullene, den svakeste ladning man kunne få.

På fig. 5 er også antydet den borplan man har kommet frem til, med bore- og tennningsrekkefølge. Man har forsøkt å ta hensyn til både at ladning skal foregå kontinuerlig i min. 2 m horisontal avstand fra nærmeste borende maskin, og at hull som kan bores av flere maskiner tas til slutt i fall en maskin blir forsinket.

Som tidligere nevnt benyttes 2" kroner, forøvrig 1 1/4" utrustning, hylser, stenger og nakker. Det har vært forsøkt både 12' og 13' stenger. 13' stenger kan benyttes for å øke salvelengden, men vi har nå lagt opp til rytmisk drift med to salver på skiftet, som jeg senere skal komme tilbake til, og har gått tilbake til 12' stenger.

Med det bormateriell vi har benyttet har vi etter ca. 30.000 bm oppnådd følgende resultater:

	Bormeter pr.stk	kostnad kr/bm
Borkroner 2"	165 (alm.bra)	1,oo
Hylser 1 1/4"	1210 (meget ")	0,04
Borstenger 1 1/4", 12' og 13'	430 (alm.bra)	0,60
Nakker 1 1/4"	550 (dårlig)	0,35
		1,99

I denne forbindelse kan nevnes at største del av kroner kasseres p.g.a. skjærbrudd, antagelig bl.a. som følge av at man har boret lengre enn bestemt mellom hvert kronebytte.

En undersøkelse som ble foretatt for å fastslå borsynkens variasjon med antall bormeter etter sliping, viste at man neppe burde bore mer enn 10 - 12 m mellom hver sliping. Resultatet er gjengitt i fig. 6. I samme fig. er vist eksempler på forskjell i borsynk over 1. og 2. bm for noen hull. Arbeidstrykk ca. 6.5 kp/cm^2 ato. Ved lengre boring øker også kostnadene ved slipingen.

Med hensyn til stengene synes største tapsprosent å ligge i fastboring med brekkasje og svært bøyde stenger når disse senere ble skutt løs.

I de svake partiene av fjellet viser det seg at det ofte raser småstein ned bak borkronen og kiler denne fast når man skal trekke boret ut. Dette fører til en sterk slitasje bak og rundt hårdmetallet og bakerst på skjørtet, hvilket skulle fremgå av fig. 7. Dette fører til lengre boretid, og større fare for skjærbrudd. I håp om å rette på dette og redusere antallet fastborede stenger, ble det bestilt kroner med "bakoverrettede skjær" og hylser med utvendige rifler, som skulle lette "utboringen". Resultatet er overordentlig bra, og problemene med uttrekkingen er redusert betraktelig.

Fjellets beskaffenhet med store og omfattende sikringsarbeider, mye borkrangel o.s.v. gjør at kapasitetstall vil ha liten verdi. Jeg vil bare nevne at de ukene fjellet har skikket seg noenlunde ligger ukeinndriften på 45 - 50 m på 2 skifts drift, og ca. 16 - 17 borm./maskintime inklusive rigging, lading,nedrigging og skyting.

Bemanningen på stuff er et skift: 3 drivere + 1 skiftreparatør, og et skift: 2 drivere + 1 skiftreparatør som samtidig lader. 2 mann manøvrerer maskinene, hvorav 1 har to maskiner og 1 har 1 maskin og samtidig hjelper til å lade fra sålen, mens 3. mann lader fra kurven. Driverne protesterte sterkt da vi tok skiftreparatøren med som lader på det ene skiftet. Imidlertid har dette gått meget bra, men jeg tror ikke det er

fornuftig å sette skiftreparatøren i ladekurven på begge skift, da det kan gå ut over vedlikehold av borebukk og boremateriell. Slik det nå er utfører den "ledige" skiftreparatøren mye vedlikehold og ettersyn i bore- og ladeperioden. Opplasting og transport er satt bort til underentreprenør.

Driftsforsterkning med robotsprøyting.

Ut fra den kjensgjerning at det har dreiet seg om en veitunnel, ble vi snart klar over at man ikke kom utenom en gjennomført skikkelig permanent forsterkning. Bolting ville bety et svært omfattende arbeide med lange bolter, fjellbånd og nett. Ved å satse på sprøytebetong hevdet vi at ved bruk av robot kunne vi benytte sprøytebetong som driftsforsterkning, som derved direkte ville bli en del av, og danne et godt grunnlag for den permanente forsterkning. Dette aksepterte byggherren. Man ble enige om robotsprøyting kombinert med bolter der man anså at det var tilstrekkelig, billigere, eller nødvendig som hjelp for sprøytebetongen.

Firmaet Entreprenørservice A/S, som har lisens for robotsprøyting i Norge ble engasjert. Utstyret man satset på var en tokammer sprøyte, type BSM 603, som var montert på en ramme med 4 hjul. Over sprøyten var det plasert en 2 m^3 tørrmassesilo med luftdrevet tappearrangement. På vognen var det også plasert en ca. 10 kw hurtigbereder for vann, samt en elektrisk tavle med uttak til robot, transportbånd m.v.

Selve roboten er avbildet på fig. 8. Den ble montert bakerst på en gammel lastebil, hvis lasteplan hydraulisk kunne heves og senkes 1,0 - 1,5 m. Munnstykket, fig. 9, sitter i enden på en arm som kan heves og senkes, og dreie seg om sin egen akse samtidig som den kan forlenges. Roboten kan dreies om sin akse. Alt manøvreres hydraulisk fra "førerhuset".

Som man vil forstå kan man nå ganske høyt, godt til siden og i lengderetningen uten å bevege bilen. Tørrmassen blir ført gjennom en armert slange fra spøyten til munnstykket hvor vannet blir tilsatt gjennom en dyse, mens tilførselen reguleres fra "førerhuset". Bemerk lyskasterne som er monert på armen (fig. 8).

For å nyttiggjøre oss dette utstyret, få driften til å gå skikkelig om man vil, måtte man få til en virkelig rytme. Vi hadde tre hensyn å ta:

1. Få en tilfredsstillende sikring.
2. Legge opp og øve inn en driftsrytme med innpassing av sprøyting og sprengning, hvor korte salvelengder naturlig gled inn når vi kom til knusningssonene samtidig som vi skulle utnytte de to mannskaper (drivere og sprøytere) uten unødig dødtid.
3. Oppnå en tilfredsstillende inndrift.

Driftsrytmen med opplegg og bemanning var en lei nøtt å knekke. For å oppnå best virkning av sprøytebetongen er den prinsippielle fremgangsmåten som vist på fig. 10: boring/sprengning - ventilering - sprøyting - lasting - boring/sprengning o.s.v. Et av hovedpoengene ved sprøytebetong som driftsforsterkning er nemlig at betongen skal forsegle fjelloverflaten umiddelbart etter at salven er skutt. Dette for å hindre at luft og vann får virke på fjellet, nedsette friksjonen i slepper og sprekker, og således gi fjellet anledning til å begynne å bevege seg. Ut fra disse hensyn har vi kommet frem til den rytmen som er forsøkt anskueliggjort i fig. 11. Som man ser sprenges to korte salver mellom hver sprøyting der fjellet (og tiden) tillater det og man etter 1. salve kan oppnå tilstrekkelig sikkerhet med arbeidsrensk. I motsatt fall tas 1 salve hvor salvelengden passes etter fjell og tid. Som regel tar boringen i slikt fjell så lang tid at man heller kommer i tidsnød enn får for god tid.

Bemanningen på sprøyteskiftet er 2. Den første delen av skiftet blandes og transporteres tørrmassen til siloen, foretas reparasjoner, vedlikehold o.s.v. Under siste del av skiftet, sprøytingen, kjører en mann roboten og den andre sprøyten. Det blir således liten dødtid på sprøytefolkene.

Under sprøytingen er materiellet plasert i tunnelen som fig. 12 viser. For å slippe å flytte sprøyten for hver salve, plaseres denne min. ca. 50 m fra stuff og flyttes normalt 1 gang i uken. Tilførselsesslangen blir derved maks. ca. 100 m lang, etter vår erfaring en praktisk grense. Mot stuff dekkes sprøyten med lemmer for å unngå skade fra stein.

Hittil har tørrmasseblandingen foregått utenfor tunnelen, men av klimatiske grunner skal blanderiet flyttes inn i tunnelen. Derved holder massene tunneltemperaturen, og man får kortere transport på tørrmassene.

Tørrmassens blandingsforhold er 1:4,5 vektdeler sement/sand. Det brukes vanlig sement fra Nordland Portland. Sanden var til å begynne med noe rik på de groveste partikler som senere er blitt fjernet med 12 mm sikt. Kornfordelingskurven ble da tilfredsstillende. Som akseleratorer er det benyttet både Betokem og Seresit HS, i en mengde av 3 - 5% av sementvekten variert etter tykkelsen på sprøyteskiktet.

Fra selve arbeidet vil jeg nevne noen punkter:

Vasking og rensk av hengen før sprøytingen startes, har vært gjenstand for stor diskusjon. At det ikke skal foretas en omfattende rensk før sprøytingen er klart, men min oppfatning er at stein og blokker som henger løst bør pirkes ned, fordi det kan være vanskelig å få sprøytet godt rundt stenene, det kan oppstå "betong-skygge". Jeg oppdaget at man rensket med munnstykket på roboten, men det bør neppe anbefales da det er for stor risiko for å få ødelagt arm og slanger, og derved få driftstans. Man bør bruke renskespett om ikke blåsing gir et

tilstrekkelig resultat. Vasking og blåsing av fjelloverflaten må forøvrig være en ufravikelig regel så lenge man sprøyter et 5 - 8 cm skikt som skal holde stener og blokker på plass ved hjelp av heftfasthet til omkringliggende fjell. Er man imidlertid inne i svært dårlig fjell (fig. 13), med stor fare for ras vil vasking etter min mening bare gjøre vondt verre. Luft og vann bare løser opp det hvelvet som har dannet seg, og vi får ytterligere ras. Her er man heller ikke i den grad avhengig av heftfastheten fordi det må sprøytes en tykkere selvbærende bue.

Betongtykkelsen varierer altså med fjellets beskaffenhet. Vanligvis er det benyttet en tykkelse på ca. 5 - 8 cm i gjennomsnitt fra vederlag til vederlag. I vårt bakkete profil blir det groper med forholdsvis tykke lag, og neser som i ekstreme tilfeller kan være bare. Ved større ujevnheter har man forsøkt å fordele betongmengden for å oppnå lokale buevirkninger i tillegg til heftfasthetsvirkningen, og således kitte fjellet sammen og oppnå et ganske bra hvelv selv med små betongmengder.

I dårligere fjell er betongtykkelsen øket, delvis i hele skallet, og delvis som buer med tynnere betonglag mellom. Ved jevnt profil var buene oftest uarmert, ved ujevne profil etter ras m.v. ble buene armert med nett bl.a. for å oppnå bedre kontinuitet i betongen, og for å sikre seg ved eventuelle strekkpåkjenninger.

Veggene var fra tid til annen så dårlige at buene måtte føres helt ned til sålen. Da ble det lastet ut etter at hengen var sikret med et 5 - 6 cm tykt lag.

Armeringen festes når man har sprøytet på et 5 - 6 cm tykt lag betong som man har stukket såkalte armeringspinner i, og betongen er tilstrekkelig avbundet til å holde pinnene på plass. Pinnene bøyes rundt trådene i nettet, og holder dette på plass. En slik operasjon tok imidlertid ofte lenger tid

enn vi kunne vente. Da delvis spikret man nettet fast med stålspiker (bølgeblikkspiker er også benyttet), og stemplet det fast med lekter og bord mens det ble punktet fast med betong som hadde overdosering av akseleratortilsetning.

Sprøytearbeidet ble utført av vante robot- og sprøytekjørere. Det var imidlertid lett å se at de etterhvert ble "dus" med fjellet, og nedfall og prelletap avtok. De glatte, plane flatene som vi fikk i skiferen stillet store krav til nøyaktigheten ved føringen av munnstykket. Avstanden fra munnstykke til flate måtte holdes så konstant (i 1 m) som mulig. Vinkelen mellom sprøytestrålen og flaten måtte holdes på 90°, selv små avvik ga stor økning i nedfall og prelletap. Det var også viktig at de første lagene var forholdsvis tynne og at man heller gikk over flaten flere ganger. Der fjellet var vannførende måtte betongen også legges på i tynne lag for ikke å falle ned. Man fikk da samtidig samlet vannet til færre gjennombruddspunkter i betongen. Ved stor vannføring kan det være en fordel med en liten overdosering av akselratortilsetningen.

Hyppigste årsak til stans i sprøytingen var propp og brudd på tilførselsslangen. Bruddene inntraff gjerne hvor slangen hadde slått kveil på seg uten at dette ble oppdaget, men mest utsatt var innføringen til munnstykket. Ved høye hvelv når slangen ble lang og tung, og ved veggsprøyting da slangen fikk en skarp knekk ved bøylen bak munnstykket, var man ofte svært plaget. Ved å kappe ca. 70 - 80 cm av slangen med jevne mellomrom reduserte man antall stopp under selve sprøytingen.

Heftfastheten på den glimmerrike skiferoverflaten har ikke vært god. Overgangen til spisst profil med mindre skiferflater har redusert dette problem. Ellers har heftfastheten virket tilfredsstillende.

Tilsetningsstoffenes egenskaper med hensyn til betongen virket

å være ganske like. Betongen var imidlertid meget hård med huden, og folkene foretrakk Seresitt HS. Noe man savnet og som det har vært umulig å få rede på, er betongens styrkeutvikling med tiden for forskjellig mengde av tilsetningsstoffer. Dette har ført til unøyaktig dosering. Når man vet akselratortilsetningen utgjør 15-20% av betongprisen, og man har sikkerheten for øye forstår man nødvendigheten av å få dette klarlagt.

Oppfølging og kartlegging har vi lagt stor vekt på. Det føres nøyaktige sprøyterapporter over betongmengde på de enkelte sprøyteavsnitt. Samtidig gis en kort geologisk beskrivelse av fjellet med en foreløbig vurdering av om det trengs kompletterende sprøyting for å oppnå tilfredsstillende permanent sikring.

Kontroll er meget viktig. Det tas jevnlig prøver av betongen ved å sprøyte i spesielle kasser. Prøvestykkene blir prøvet etter svenske forskrifter. Ved en av prøvene lå trykkfastheten på ca. 370 kp/cm^2.

Vel så påkrevet anser jeg at kontroll av betongen i hengen er. Etter hver salve går man over den siste sprøytede flate for å se etter sprekker eller avskalling som følge av sjokket fra salven. Svakheter kan derved oppdages med det samme. Med jevne mellomrom går man også over hele det sprøytede parti for å se om svelleleire eller gjentagende rystelser skal ha skadet betongen. Eventuelle svakheter kan da forsterkes og ulykker unngåes.

Prelletapet er et ømt punkt og kan lett føre til konflikter. Hos oss var det muligens noe stort til å begynne med, men er nå tilfredsstillende p.g.a. spisst profil, større øvelse med fjellet og innføring av 12 mm sikt for sanden. Man må imidlertid huske at det største tapet får man når massene slynges mot den bare eller den nesten bare fjelloverflaten. Når man

allerede har et betongskikt demper dette de større partiklene og prelletapet avtar. Å redusere prelletapet for sterkt ved å fjerne de større partiklene i sanden er neppe tilrådelig da dette går ut over betongkvaliteten. Et prelletap på 20 - 30% hevdes å være tilfredsstillende.

Sprøytekapasiteten har hittil ligget på ca. 3/4 m^3/t netto på fjellveggen, inklusive rigging, rengjøring, reparasjon av slangebrudd m.v.

Av stor viktighet er det at driverne synes å ha fått full tillit til robotsprøyting som driftsforsterkning.

Konklusjon.

Robotsprøyting krever øvede og samvittighetsfulle folk under kyndig ledelse, jevn kvalitet og sammensetning av tørrmassen. Ved driftsforsterkning må hele opplegget være godt gjennomtenkt og planlagt, og man må bygge på nøkterne forutsetninger. Kontrollen av sprøytet areal må ikke forsømmes. Blir disse betingelser oppfylt vil robotsprøyting som driftsforsterkning bl.a. ha følgende fordeler:

Det arbeides ikke under usikret heng, derved større arbeidssikkerhet.

Man legger et godt grunnlag for, og får delvis full permanent forsterkning.

Fjelloverflaten blir hurtig forseglet så man hindrer utvasking av friksjonsmateriale i slepper, og beskytter mot erosjon av luft og vann.

Betongskallet oppnår hurtig nødvendig styrke, samtidig som det er tilstrekkelig elastisk til at fjellet kan få konsolidert seg.

Ved avpassing av salvelengden kan man holde rytme selv i dårlig fjell, og således få større inndrift og mer lønnsom drift.

Normalt blir robotsprøyting billigere enn stempling og stålbuer som driftsforsterkning.

Ekstra forsterkning kan utføres ca. 30 - 40 m bak stuff uten å hindre inndriften alt for meget.

Ved bredere tunneler (min. ca 8,5 m) kan permanent forsterkning foregå samtidig med driften og i passe avstand bak stuff. Således oppnås bedre utnyttelse av utstyret.

Robotsprøyting gjør arbeidet lettere og kjøreren blir ikke sjenert av prelletap m.v., og kvaliteten av utførelsen vil bli bedre.

Robotens store rekkevidde betinger få flytt og større kontinuitet i arbeidet.

Til slutt vil jeg gjerne understreke som min personlige oppfatning at det er absolutt nødvendig å kartlegge fjellet etterhvert som man går frem, og at den daglige leder bruker fornuft når han vurderer fjellet og dimensjonerer betonglagets tykkelse.

Med hensyn til teknologi og sprøyteteknikk henvises forøvrig til foredrag av:

sivilingeniør Walter Hoffmann: Sprøytebetong - erfaringer fra tunnelbanen, Oslo, og

" Tor F. Barbo: Sprøytebetong - Betongteknoligi - Heftfasthet.

Begge holdt på Fjellsprengningskonferansen 1964.

FIG. 1

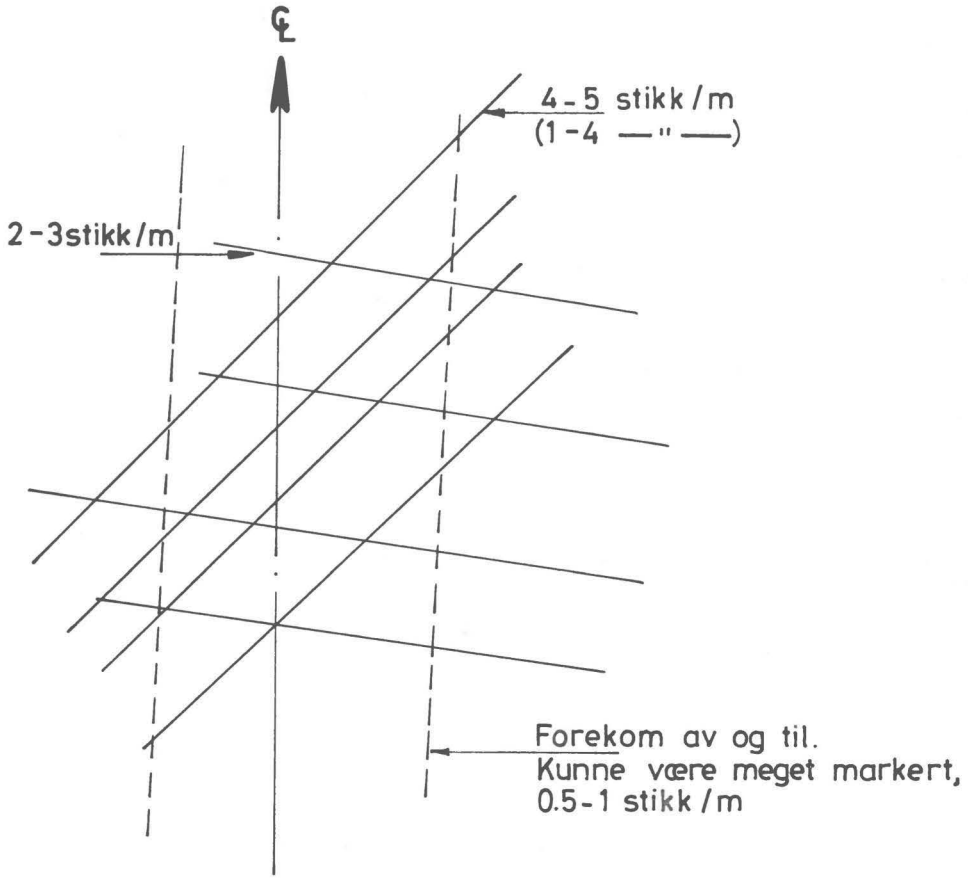

℄
4-5 stikk/m
(1-4 —"—)
2-3stikk/m
Forekom av og til.
Kunne være meget markert,
0.5-1 stikk/m

FIG. 2.

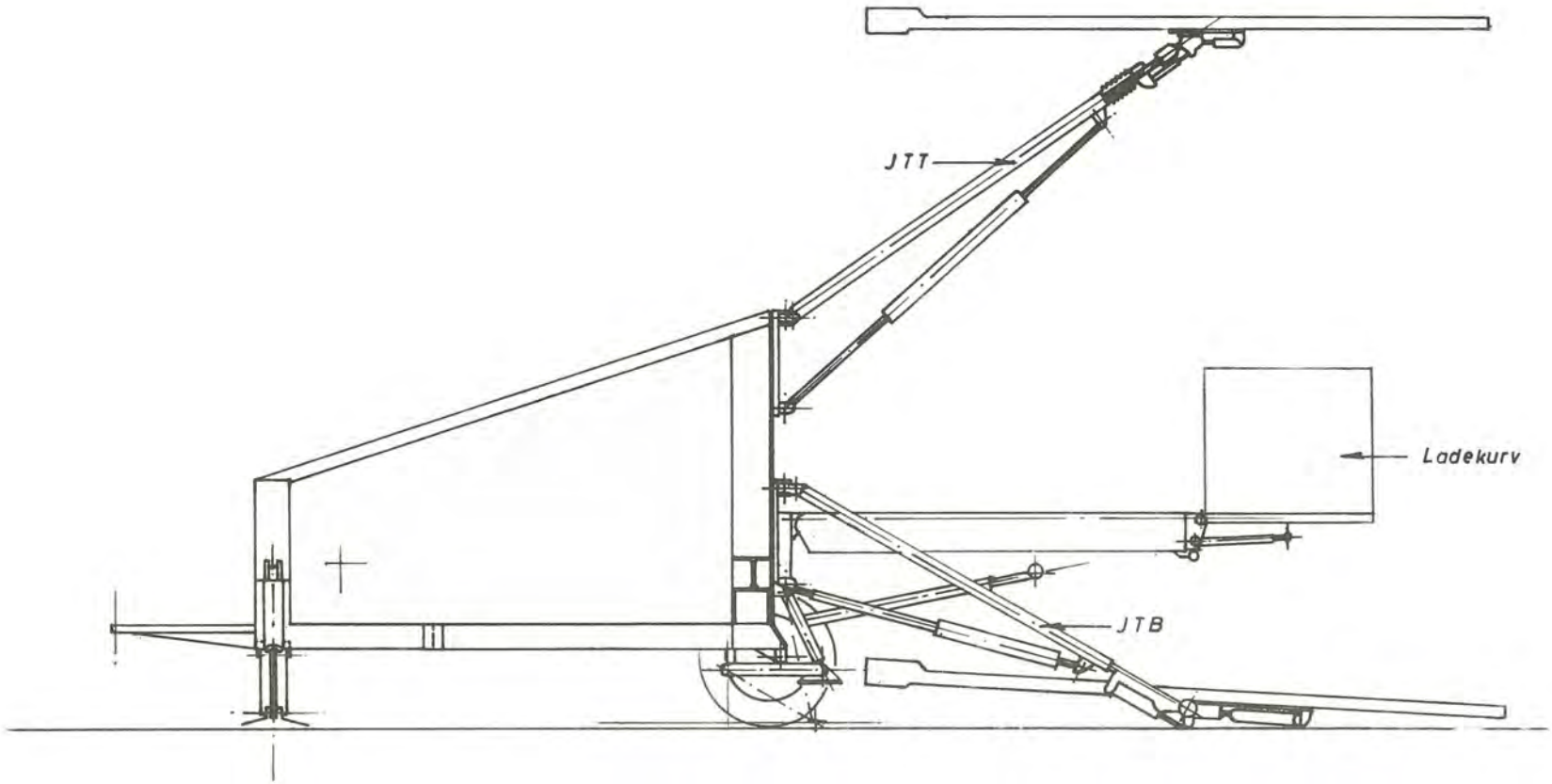


FIG. 3.

Ing. F. SELMER A/s

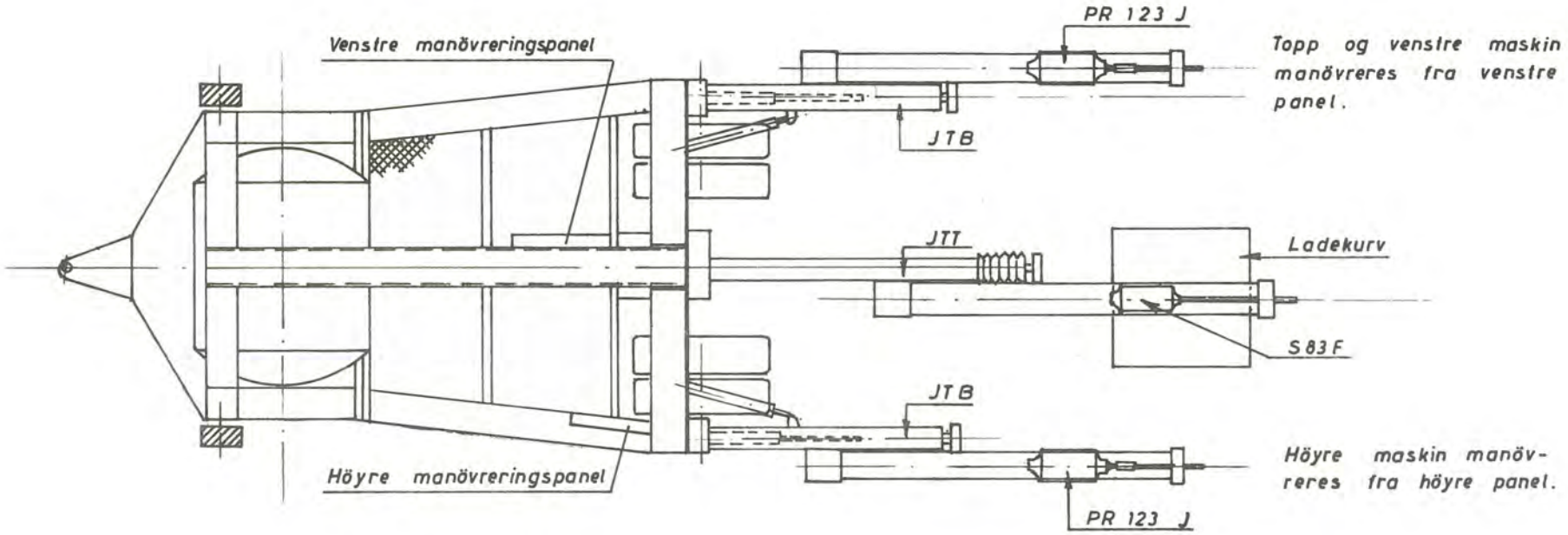
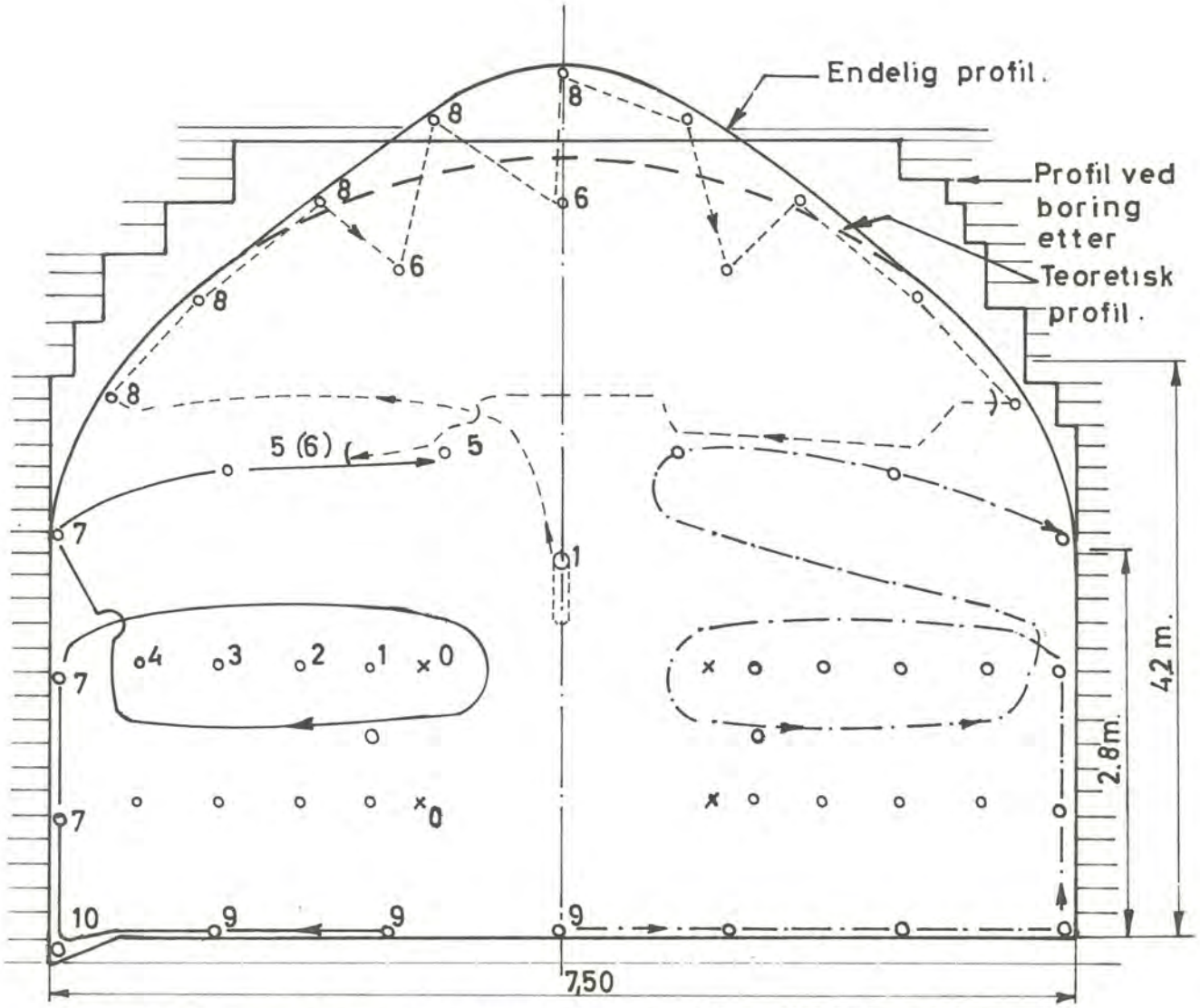


FIG 4.

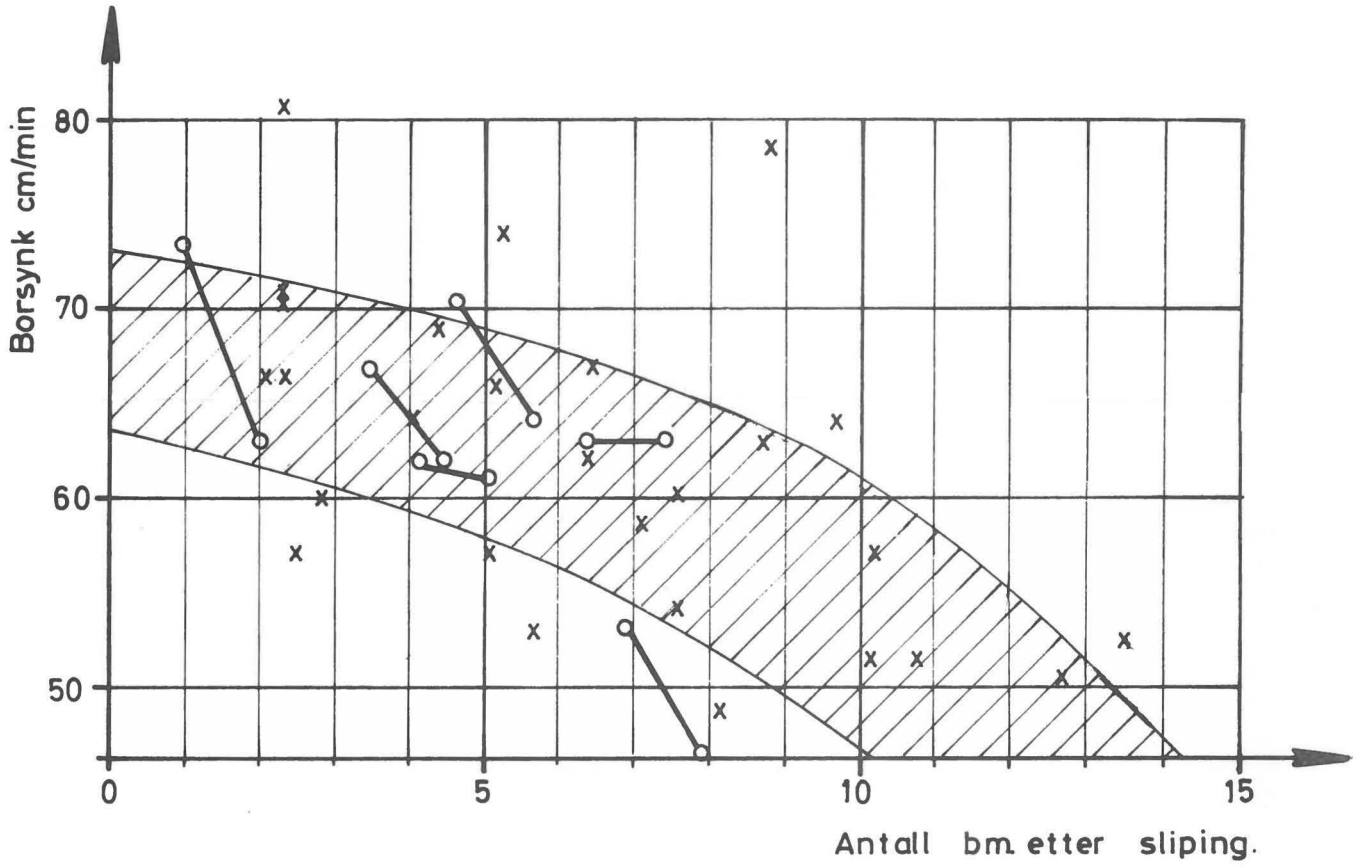
Ing. F. SELMER A/S



Det bores 48–52 hull, x er hjelpekil som ikke alltid benyttes.

Rekkefölge Venstre maskin. ——————
——"—— Topp maskin. - - - - - - -
——"—— Höyre maskin. —·—·—·—

Fig. 5.



Hulldybde ca. 2.2 - 2.7 m.
x : Midlere borsynk over hulldybden.
o—o : Variasjon i borsynk over 1. og 2. bm. ved noen hull.

FIG. 6

Ing. F. SELMER A/S

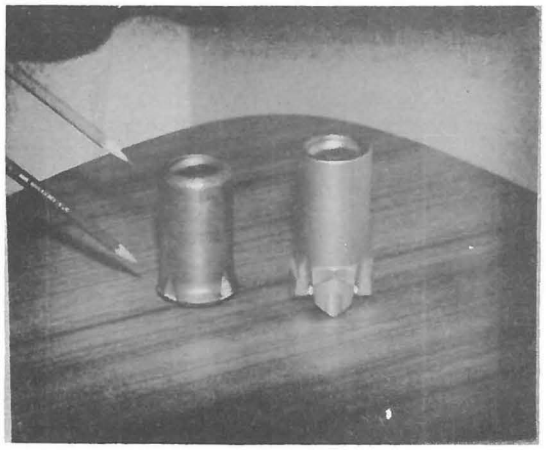


FIG. 7

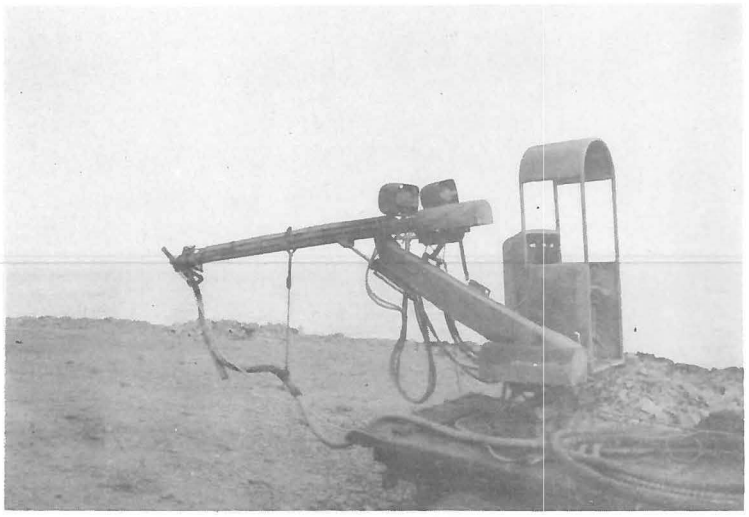


FIG. 8

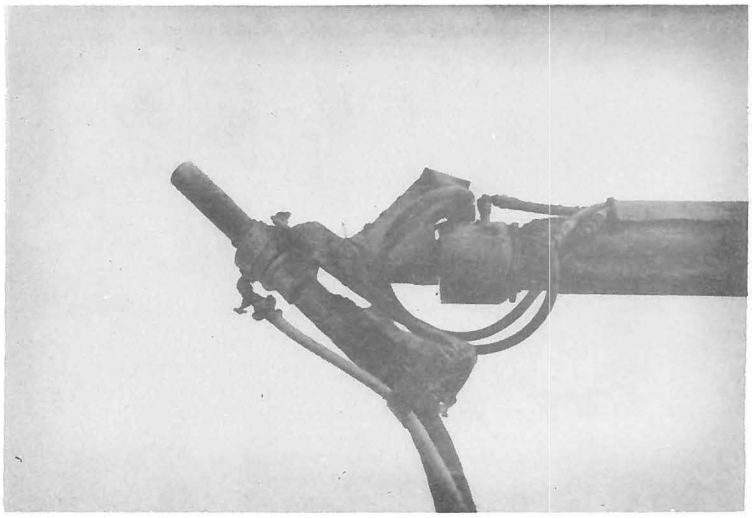
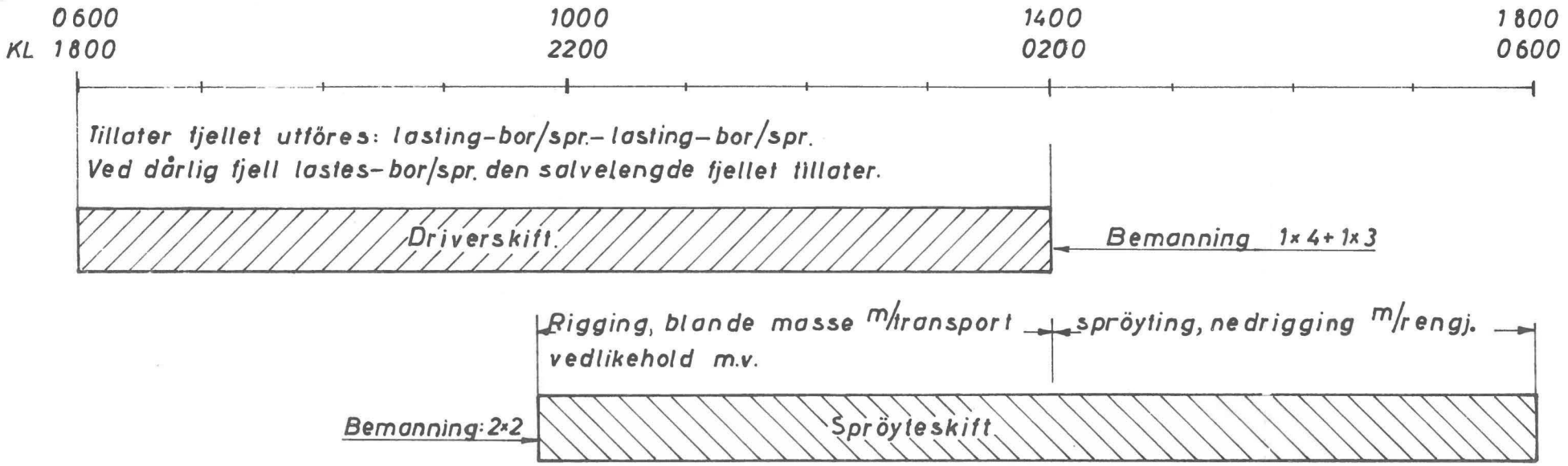


FIG. 9



I knusningssone o.l. hvor man får ekstremt korte salver og mer betong går driverne over til törrmasse – blanding og transport, ev. også assistere ved armering.

Fig. 11.

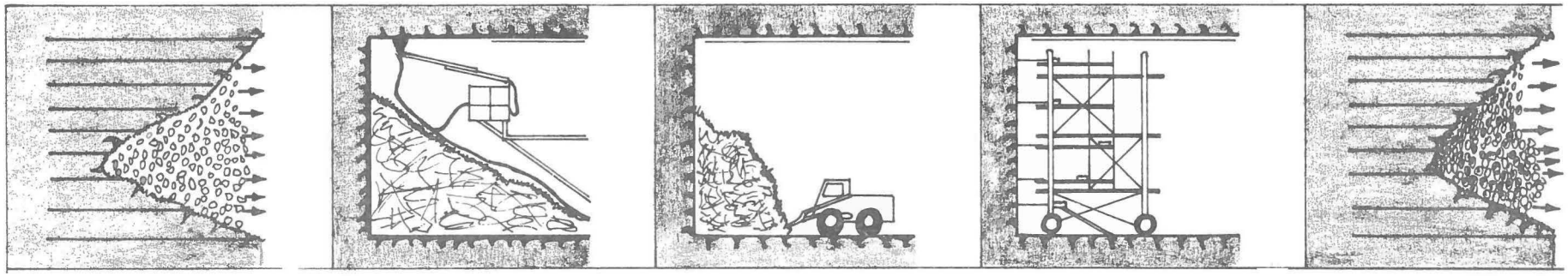


Fig. 10.

Ing. F. SELMER A/S

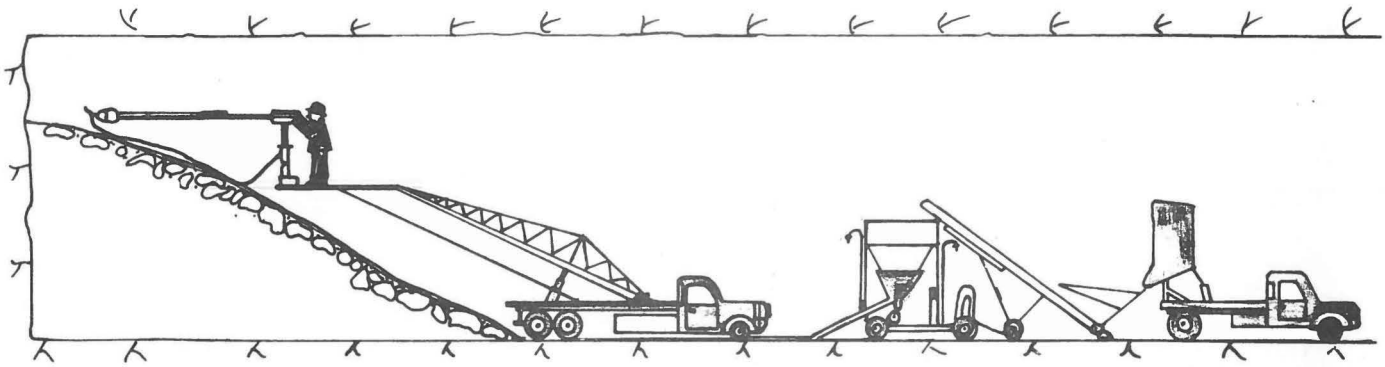


Fig.12.

Ing. F. SELMER N.V.

Fig. 13.

MODERNE BORRIGGER FOR SMÅ PROFILER

av

bergingeniør H. Bronder
Eget firma.

MODERNE BORRIGGER FOR SMÅ PROFILER

Man kan idag si at tungt borutstyr, d.v.s. hydr. manøvrerte bommer med tunge bormaskiner som krever hulldiametere på ca. 2", er akseptert for de store tunnelprofilers vedkommende - fra 40 - 100 m2. Man har her trukket fordel av den større innsats av maskinelt utstyr og kraft i form av trykkluft pr. stuffarbeider, og har kunnet redusere antallet arbeidstimer pr. tunnelmeter adskillig. Noen vesentligee praktiske vanskeligheter med å tilpasse borplanene til 2" hull har man ikke hatt.

Når det gjelder mellomprofilene fra 20 - 40 m2 har tungt borutstyr også her begynt å vinne innpass, og det er tydelig at det nu begynner å bli et utbredt ønske å kunne utnytte det tunge borutstyrs fordeler også i de helt små profiler. Her møter man imidlertid adskillige problemer som man må ha klart for øye både når man konstruerer borrigger og når man skal vurdere deres anvendelighet:

1. Tungt borutstyr må nødvendigvis bli kostbart i anskaffelse. Det må derfor utnyttes best mulig. Ved å gjøre det lett mobilt kan det betjene to eller flere stuffer under vekseldrift. Riggen må også konstrueres slik at den kan dekke varierende tunnelprofiler uten ombygging og derfor raskt kan settes inn på en ny jobb.

2. I trange profiler er det umulig å bore kilkutt. Dette skyldes at kjedematerne må ha en lengde på 5 - 6 meter for å passe for 12 - 14' borstål. Anvendelse av skjøtestål er ikke praktisk. På tunnelbredder på under 7 - 8 meter må man derfor benytte en eller annen form for parallellhulls-kutt.

3. Riggen må lettvint kunne bringes av veien for å gi plass for lasteutstyret. Transportdimensjonene må derfor være sterkt begrenset.

4. Et 2" hull har omtrent dobbelt så stort volum som et 33 mm. Antall av 2" hull kan vanskelig reduseres tilsvarende. Man får derfor større utboret volum - hvilket koster penger. Man oppnår imidlertid også en fordel ved dette. Forutsatt samme sprengstoff-forbruk pr. tunnelmeter vil sprengstoffet bli konsentrert nærmere bunnen av hullene - altså i en mer virkningsfull posisjon.

Man vil sikkert også møte andre problemer, men neppe verre enn at de kan løses ved en fordomsfri innstilling overfor utviklingen.

Strossekutten (Fig. nr. 1)

Før jeg går over til å vise borbukk-konstruksjonene vil jeg gjerne si noen ord om en kutt-type som ser ut til å ha adskillig for seg når det gjelder å øke salvelengdene i småprofiler og som utgjør et meget viktig trekk ved de aktuelle borrigger.

Kutten består av 3 - 5 stk 3" - 3½" - 4" hull som bores med overlapping så man får en rommelig slisse å skyte mot. Sprengningen reduseres derved til strossing og man skulle ha gode muligheter for 100% brytning. Følgende resultat som nylig er oppnådd på Korsika med en av de nedenfornevnte borbukker skulle kunne gi en god indikasjon, selvom jeg ikke tør love at alle forsøk blir like vellykket. Tunnelen er en 7 m2 som drives i en grovkornet granitt. Der bores med 12' borstål som gir et hulldyp på 3,4 meter. Samlet inndrift på 15 salver er 51 meter hvilket gir en brytning på 3,4 meter pr. salve. I tillegg til 3 stk. 4" hull bores 25 stk. 1.7/8" hull. Største hullavstand i kransen er 90 cm. Tak og vegger betegnes som usedvanlig pent skutt.

3-boms rigg for 15 - 40 m2 (Fig. nr. 2)

Bukken hviler under boring på 2 sidejekker og en frontlabb. Sidejekkene kan svinges inn for transport.

Transportdimensjoner: H = 1,60 m
B = 1,60 m

Transporten skjer efter valg på gummihjulstrailer eller skinnetralle. Riggen er forsynt med 2 forlengbare hydr.bommer av vanlig type - en på hver side samt en senterbom som bare kan beveges i vertikal-planet for boring av slissen.

Alle bommene er forsynt med kjedematere for 12 eller 14' borstål og driftere med 4.3/4" stempeldiameter. Sidebommene er forsynt med "Turnover", en hydr. dreieanordning så kjedematere og driftere kan svinges fra overliggende til underliggende stilling for boring av horisontale "liggere". Alle bevegelser er hydraulisk styrt.

All manøvrering skjer fra borerplattformen.

Største horisontale rekkevidde er ca. 9,5 meter og største høyde ca. 5,5 meter.

3-boms rigg for 8 - 20 m2 (Fig. nr. 3 - 3B)

Understellet er stort sett som på foregående type, men samtlige bommer er av pantograftypen. Sidebommene er 360° dreibare om basis. Pantografbommen gir en stø opplagring for kjedematerne og gir mulighet for aut. parallellføring av borene. Drifteren vender bestandig ut mot fjellet så konturen kan bores nøyaktig.

Transportdimensjoner: H = 2,1 - 2,2 m
B = 1,8 - 2,0 m

Begge ovennevnte borbukker kan forsynes med en teleskopisk

ladeplattform som dekker hele stuffen, istedenfor senterbommen.

1-boms rigg for 4 - 13 m2 (Fig. nr. 4)

Understellet er stort sett som nevnt ovenfor, men er bare beregnet for transport på skinnetralle. Borbommen er av pantografтypen og er dreibar om basis. Den er plasert sentrisk og gjør det mulig å bore et nøyaktig sirkelprofil.

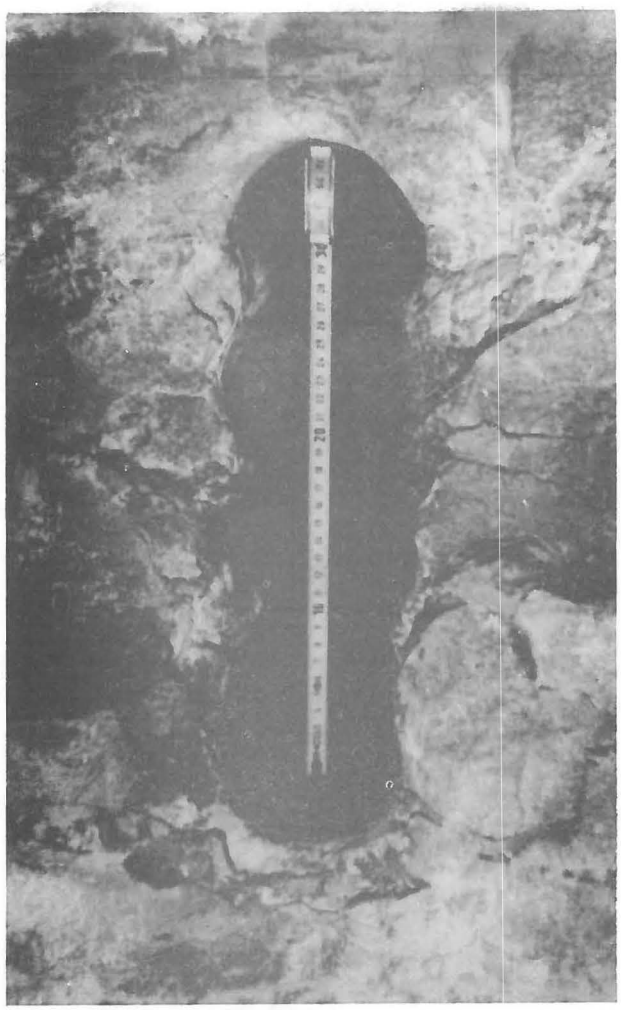
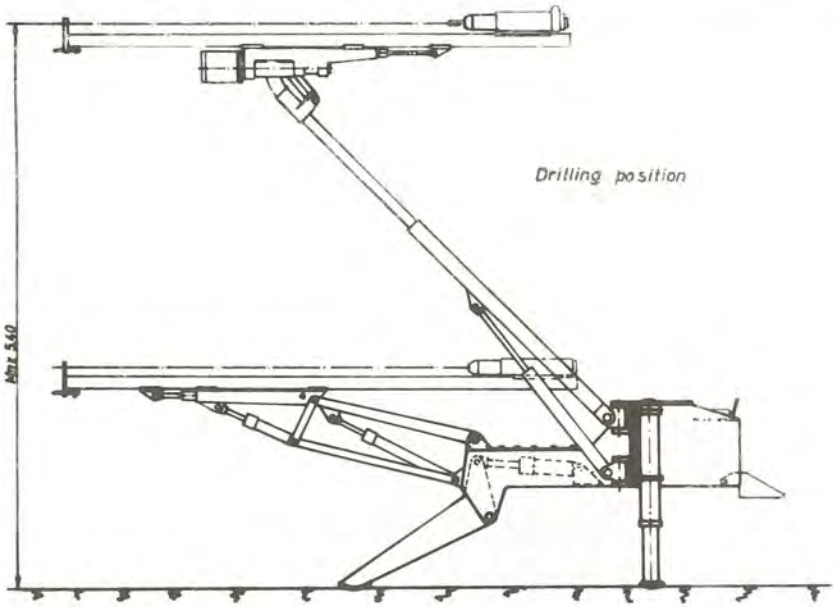
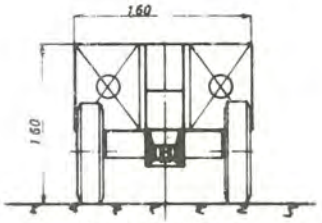
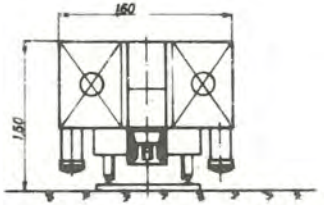


FIG. 1

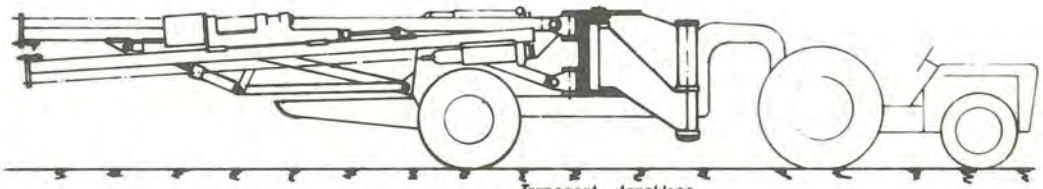


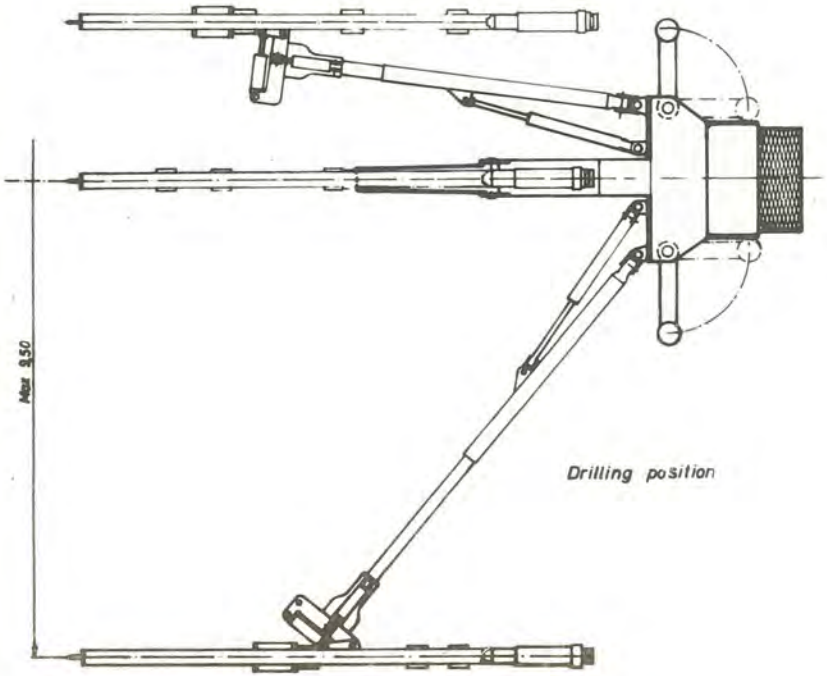


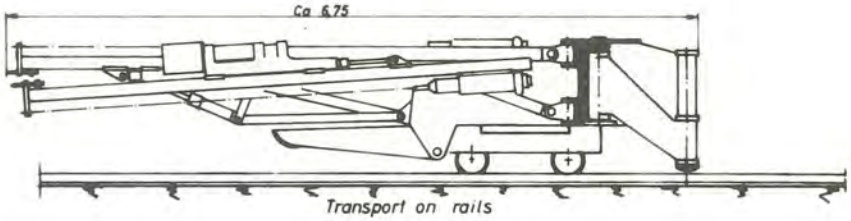
Transport trackless



Transport on rails


Transport trackless





Transport on rails

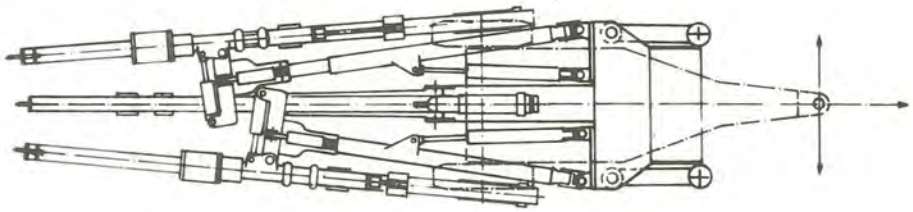
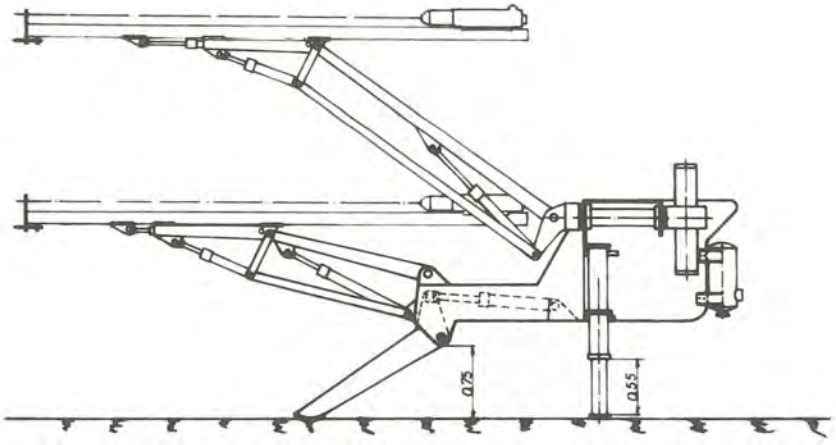


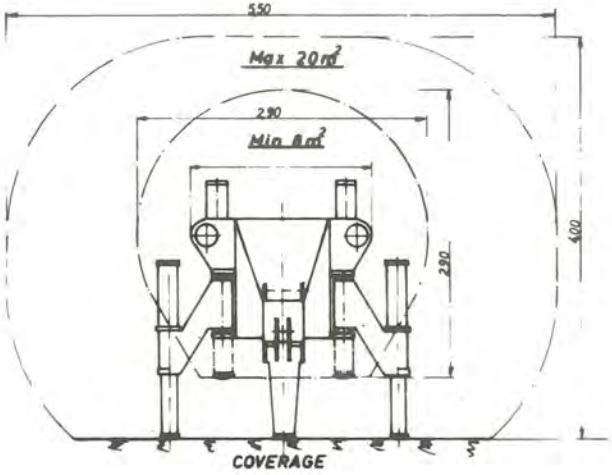
FIG. 2

INGERSOLL-RAND COMPANY

3 BOOMS TUNNELING AND STOPING JUMBO

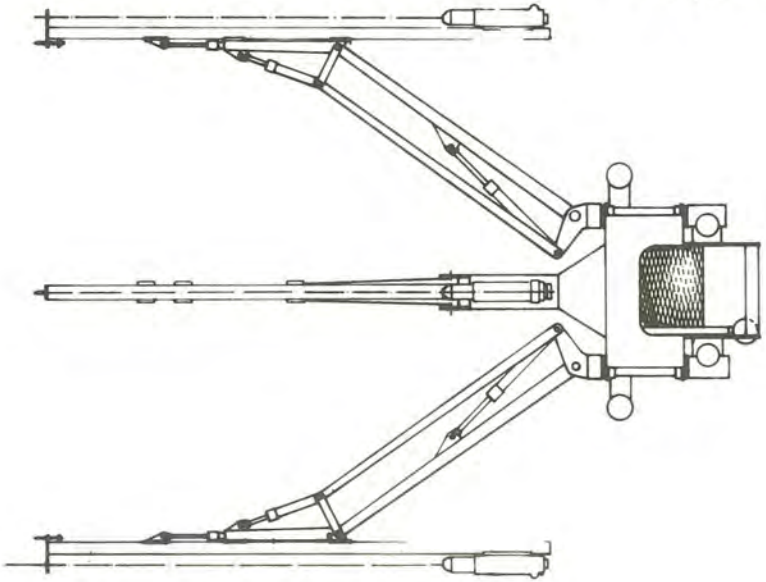
1100

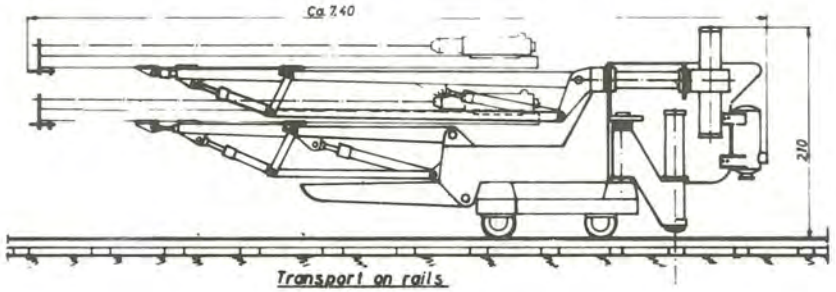




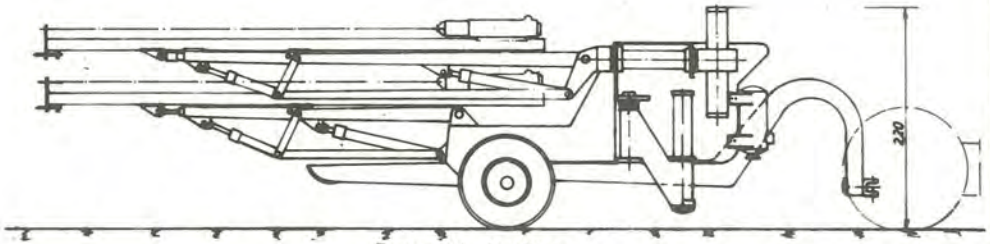
COVERAGE

Drilling position





Transport on rails



Transport trackless

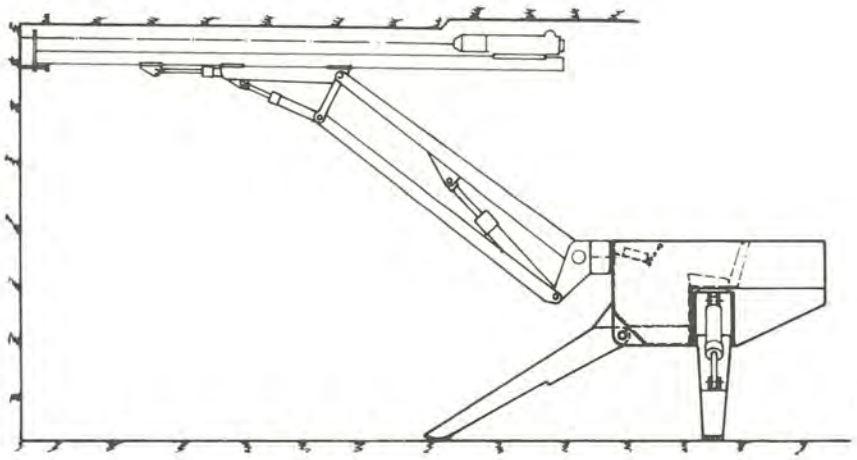
FIG. 3

INGERSOLL-RAND COMPANY

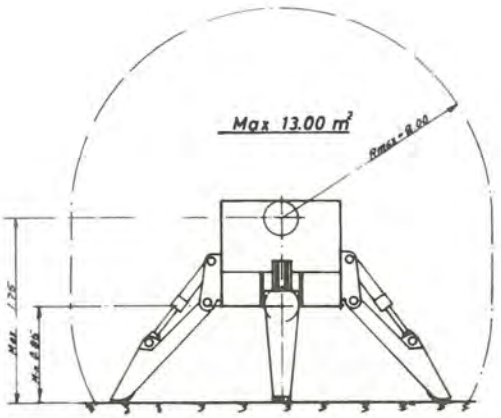
3 BOOMS TUNNELING JUMBO

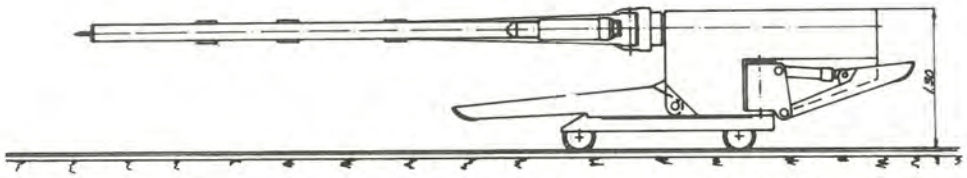
8m² – 20m²

1093 B



Drilling position





Transport

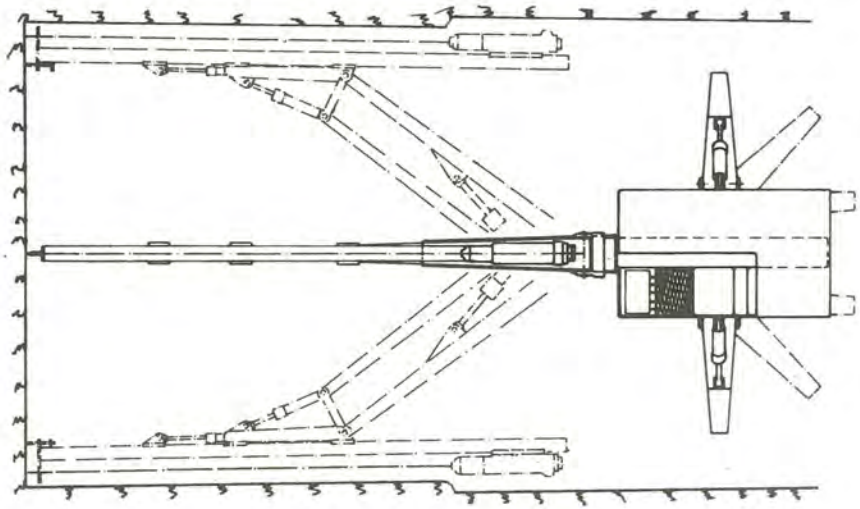


FIG. 4

INGERSOLL- RAND COMPANY

One-boom Jumbo for minimum tunnel and drifts-sections	1:25	1094
HERBERT BRONDER		

ERFARINGER FRA OPPLASTING OG TRANSPORT VED ALNORANLEGGET

av

Sivilingeniør J. Gerhardsen
Høyer-Ellefsen A/S

LASTING OG TRANSPORT AV FJELL VED A/S ALNOR ANLEGGET

Firmaene Astrup-Aubert A/S og A/S Høyer-Ellefsen påtok seg sensommeren i fjor i fellesskap utførelsen av 1. byggeetappe av den nye aluminiumsfabrikken på Karmøy for A/S Alnor. Det jeg i denne forbindelse mener med 1. byggeetappe, er utførelsen av planeringsarbeidene. (Fig. 1). Anlegget ligger på Håvik på Karmøy nær Karmsundet, ca. 15 km syd for Haugesund.

Arbeidet kan grovt beskrevet sies å ha bestått i gravings-, sprengings- og grøftearbeider. Selve størrelsen av disse arbeider har vært:

	Kontrakt:	Utførte masser:
Graving	(40.000 m3)	85.000 m3
Sprenging	(600.000 ")	735.000 "
Fylling	(700.000 ")	675.000 "
Pukking	(100.000 ")	185.000 "
Grøfter	(4.500 ")	11.000 lm
Planeringsareal:	395.000 m2	

Dette planeringsarbeide, som selv under normale forhold ville stillet ganske store krav til planlegging, organisasjon og anleggsledelse, ble på grunn av anlaggets spesielle karakter og den meget korte tid for anleggets gjennomførelse, en meget komplisert oppgave. Ved kontraktsslutningen ble byggetiden fastsatt til tiden fra 1/9-1964 til 1/6-1965, i alt 9 kalendermåneder, med noe tillegg i tiden for gjennomførelsen av de omfattende grøfte- og rørledningsarbeider. Det var ennvidere en kontraktsforutsetning at en mindre del av planeringsarealet skulle kunne frigjøres for forskjellige formål allerede 1/1-1965.

I et senere foredrag i denne konferansen vil dere få høre om våre problemer med utsprengingen av fjellet, og hvorledes den siden av saken ble løst.

Jeg skal i dette foredrag ta for meg de problemer som flyttingen av fjellet medførte, d.v.s. opplasting, transport og utlegging av steinen.

Det vesentlige av steinen skulle benyttes til fylling, og det er uten videre klart at "flyten" i opplast og transport var helt og holdent avhengig av at fyllingsarbeidene kunne pågå kontinuerlig og knirkefritt, og at det til enhver tid fantes store nok og egnede arealer for fyllingsarbeidene.

Steinen skulle legges ut i 1,0 meters tykke lag målt etter komprimering. Den skulle tippes på planum (fig. 2), og under vanning med 1,0 m3 høytrykksvann pr. m3 stein dozes ut i fyllingen. Steinstørrelsen skulle være 2/3 av fyllingshøyden, og steinen skulle komprimeres med 8-tonns vibrasjonsvalser og samtidig overrisles med vann (fig. 3). Kontrakten spesifiserte ikke noe kriterium for komprimering, og etter en tids forsøksdrift ble man stående ved 8 passeringer med valsene.

Ved å se på en skisse av anleggsområdet bemerker vi at fjellet stort sett er fordelt på 4 avgrensede områder, hvorav området i øst med sine ca. 450.000 m3 var det overveiende største. (Fig. 1.) Det er særlig det østre området som skal behandles her, idet det var her stor-produksjonen skulle foregå, og det nye og store utstyr settes inn.

Opplasting- og transportmaskineri ble vurdert ut fra den produksjon vi måtte ha for å klare jobben. Det ble antatt at riggen for anlegget ville kreve 3 - 4 uker, og det ble avsatt 2 - 3 uker for opprydding. Til innkjøring ble det kalkulert med 6 - 8 uker, til nedkjøring og avslutning 3 - 4 uker. Vi kom da frem til følgende teoretiske produksjon. (Fig. 4.)

Den maksimale produksjon vi således måtte opp i, var ca. 5.000 m3 fast fjell pr. døgn, basert på 3-skifts drift. Dette svarer til en timeproduksjon på ca. 250 m3. Ved visse forundersøkelser vi hadde foretatt med hensyn til opplastingsutstyr, hadde vi særlig festet oss ved Koehrings Skooper Model 505 med et skuffevolum på 3 m3. (Fig. 5.)

Vi var kommet frem til at vi ville ha tilstrekkelig overkapasitet i vårt opplastingsbehov ved å sette inn 2 stk. Skooper, 1 stk. CAT 977 og 1 stk. Landsverk L65. Skoopernes lastekapasitet ble anslått til 90 m3 fast fjell/time, CAT 977 og L65 ble antatt å kunne laste henholdsvis 50 m3 fast fjell og 30 m3 fast fjell pr. time. Det var da meningen at Skooperne skulle stasjoneres fast i sprengningsområdet i øst og ha en bulldozer til hjelp for opprensk og sammenskraping. De andre maskinene skulle settes inn i de andre områdene. Ved alle lastesteder ble det regnet med reservemaskiner i form av shovler og gravemaskiner.

Transportlengden var inntil 1000 meter, men stort sett ca. 500 meter. Som transportutstyr for Skopperen ble det bestemt å satse på Kockums LT2A (20 tonns trucker). (Fig. 6.) Vi regnet med å sette inn 6 stk. og holde 2 stk. som reserve trucker. Videre var vi lovet av Kockum 3 stk. prototyper av deres nye modell LT 4A (30 tonns trucker). (Fig. 7.) Disse var lovet stillet til disposisjon i tiden desember 1964 til april 1965, altså akkurat i den tid hvor produksjonen var antatt å skulle være på sitt høyeste. Som transportutstyr ved de andre opplastingsstedene ble det regnet med 15 tonns Euclid trucker.

Verkstedets størrelse og bemanning ble viet stor oppmerksomhet, idet vi var klar over at skulle programmet holde, måtte reparasjonene utføres raskt og effektivt. Det ble lagt opp med et reparasjonsverksted med smøregrav for truckene, og et verksted for det øvrige maskineri, samt et gjeng for daglig tilsyn og et gjeng for smøring. Verkstedet skulle, som an-

legget for øvrig, gå på 3 skift, og da anleggsdriften var på topp, hadde verkstedet en arbeidsstyrke på 34 mann, hvilket var en del i overkant av det vi hadde antatt.

Med henblikk på at truckene skulle kunne kjøre med maksimal fart, ble anleggsveiene frem til fyllingsstedene opparbeidet til en god standard, og et stadig vedlikehold med veiskrape, og påfylling av grus og pukk ble utført for å holde dem i god stand.

Arbeidet ble satt i gang, men dessverre allerede høsten 1964 viste det seg at Skooperne som vi hadde satset på, ikke var pålitelige nok. Deres produksjon var større enn antatt når forholdene lå til rette. Ved flere kontroller vi har foretatt, har vi hatt ytelser på 160 - 170 m3/fast fjell time, og den midlere produksjon på på 100-120 m3/time. Hyppige både korte og langvarige maskinstopp gjorde imidlertid at vi ikke kom opp i den tiltenkte produksjon, idet reservemaskinene ikke på langt nær hadde den samme ytelse som Skooperne når disse gikk. Det ble derfor bestemt å kjøpe inn, som reservemaskin, en CAT 988 (fig. 6). Vi håpet å kunne holdt minst en Skooper i kontinuerlig drift, og vi antok at med 1 Skooper og 1 CAT 988 skulle vi klare produksjonsprogrammet.

Anvendelsen av steinen som fyllingsmasse viste seg helt fra anleggets begynnelse å være en bremse for produksjonen. Kravet til steinstørrelsen gjorde utstrakt sortering og bjønning på tipp uunngåelig. Dette sammen med den stadige flytting av vannkanoner, slanger og vannledninger resulterte i periodevis opphopning av trucker på tipp og nedsatt og urytmisk produksjon hele veien igjennom. Middelproduksjonen for Kockum-truckene var således ca. 4 lass/time og maksimalproduksjonen, målt over ett døgn, ca. 6 lass/time. Kontroll og tidsstudier på plassen har bekreftet at ventetiden særlig på grunn av forannevnte forhold, utgjorde omtrent 100% av samlet arbeidstid i innkjøringsperioden og ca. 50% av samlet arbeidstid etter at produksjonen var kommet på topp.

Den antisiperte produksjon ble oppnådd i midten av januar, og maksimal produksjon ble oppnådd i februar med en topp-ytelse på ca. 7.000 m3/fast fjell/døgn, (gjennomsnittlig produksjon for hele februar var 5.650 m3/døgn). Det viste seg imidlertid umulig å holde denne topp-produksjon særlig på grunn av mangel på egnede fyllingsarealer, og da omtrent halvdelen av steinen, ca. 350.000 m3, var fjernet og plasert, måtte vi begynne nedkjøringen. (Fig. 4.)

Det er lett å være etter-på-klok, og når vi nå ser tilbake på anleggsdriften, er det selvsagt enkelte ting vi ville ha gjort anderledes hvis vi i dag skulle gjøre den samme jobben. Med hensyn til truckene ville vi helt sikkert satset på det samme utstyr. LT 2 A-truckene har vist seg å være såvel driftssikre som billige i drift. Størrelsen på truckene synes også å være en god størrelse, selvom prototypene LT4A vel nok var mer ideelle for lasting med Skooper. De 2 prototyper vi fikk prøve, hadde tilsammen 2871 driftstimer og 742 verkstedtimer, hvorav den vesentligste verkstedstid skyldtes brudd på tippakslingene som det ikke fantes reserve for på anlegget. Et gjennomsnitt for LT2A-truckene viser 4409 driftstimer og 134 verkstedtimer. Og dette må jo sies å være et bra resultat, såvel driftsmessig som økonomisk, idet transportprisen med disse trucker i rene driftsutgifter, eksklusive kjører, har vært ca. 0,45kr/m3 fast fjell.

Som nevnt viste Skooperne seg mindre pålitelige enn vi hadde håpet på, særlig i de første månedene. En god del av stans-timene kan imidlertid karakteriseres som barnesykdommer eller konstruksjonssvakheter som vi senere fikk rettet på. Ser vi på produksjonsresultatene for Skooperne og omkostningene ved opplasting, må allikevel maskinene få betegnelsen tilfredsstillende. Skopperne har gjennomsnittlig hatt 2276 driftstimer og hertil 697 verkstedstimer. De rene driftsutgifter har vært små, og ser vi bort fra den stans, heft og ventetid som oppstod ved alt det øvrige utstyr, har opplastingen med Skooperne vært økonomisk tilfredsstillende, idet opplast-

ingen har i rene driftsutgifter, eksklusive kjører, kostet ca. 0,45 kr/m3 fast fjell.

Det finnes sikkert konvensjonelle gravemaskiner med ytelser og økonomi som er like gode som Skooperne. Det som imidlertid ved anleggsdrift gir Skopperen en stor fordel fremfor andre gravemaskiner med tilsvarende kapasitet, er dens lave vekt, mobilitet og den korte montasjetid den krever. Det var nettopp disse fordeler som var avgjørende for oss ved Alnor-anlegget, idet riggetiden måtte reduseres til et minimum. Med bakgrunn i de erfaringer vi har høstet, mener jeg at Skooperen har meget for seg sammenlignet med opplastingsutstyr av tilsvarende ytelse.

Reservemaskinen CAT 988 viste seg langt mere driftssikker enn Skooperne, og under gunstige forhold s.s. lett røys eller pukk har den hatt en produksjonskapasitet omtrent på høyde på Skooperne. I tung lasting derimot kan den ikke klare seg, den spinner og stanger, hvor Skooperne med sin store brytningskraft laster med noenlunde samme hastighet.

De rene driftsutgifter, bortsett fra gummiforbruk, har vært beskjedne og ligger på ca. 0,35 kr/m3 fast fjell. Gummislitasjen derimot har vært meget stor og ligger på ca. 0,60 kr/m3 fast fjell. Denne store gummislitasje må sannsynligvis kjørerne ta skylden for, og jeg tror sikkert at gummislitasjen kan reduseres ved riktigere bruk av shovelen fra kjørernes side.

---oOo---

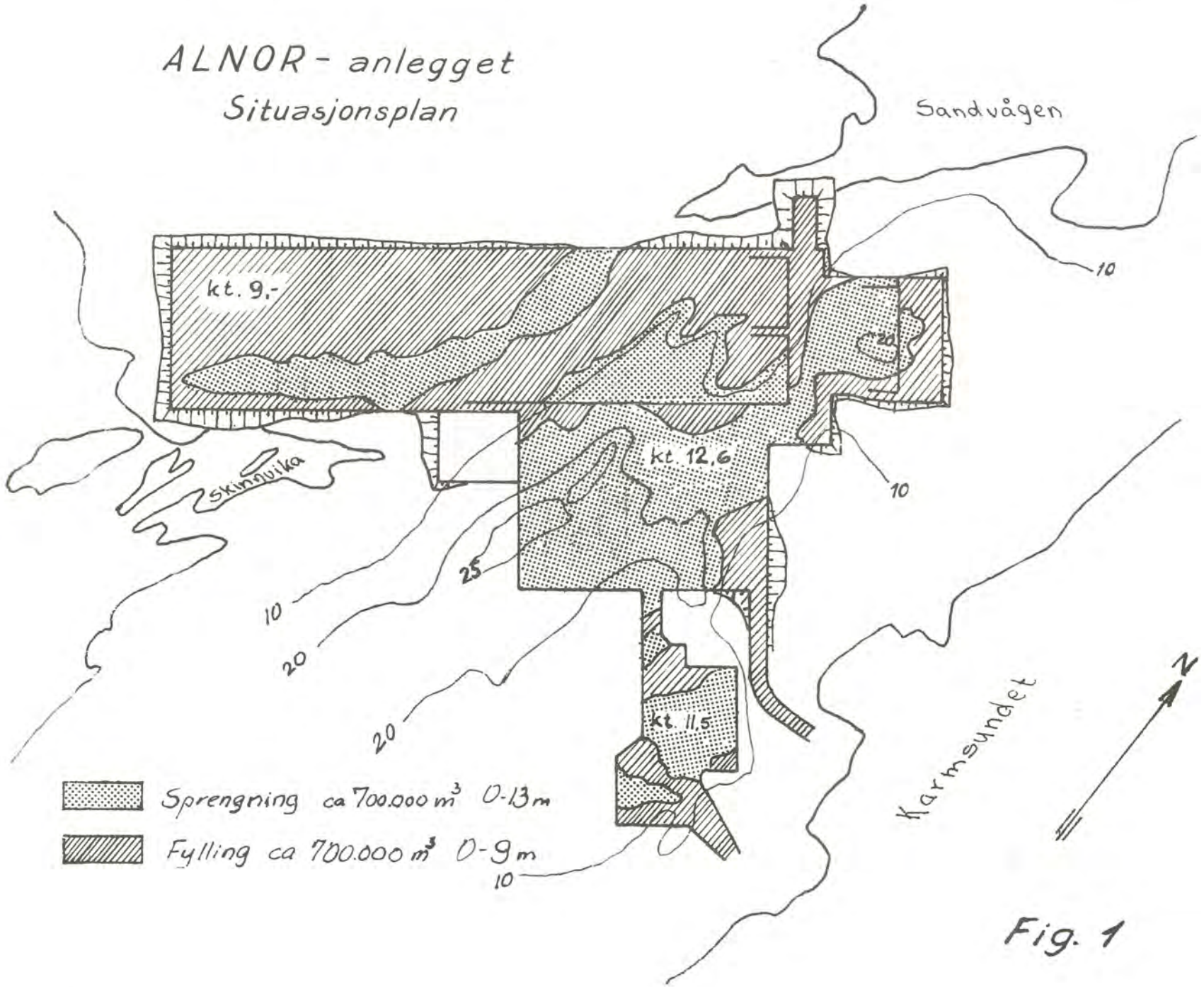

ALNOR - anlegget
Situasjonsplan
Sandvågen
kt. 9,-
kt. 12,6
kt. 11,5
Skinnvika
Karmsundet
N
10
20
25
Sprengning ca 700.000 m³ 0-13 m
Fylling ca 700.000 m³ 0-9 m

Fig. 1

Fig. 2

Komprimering av fyllingsmasser med overrisling

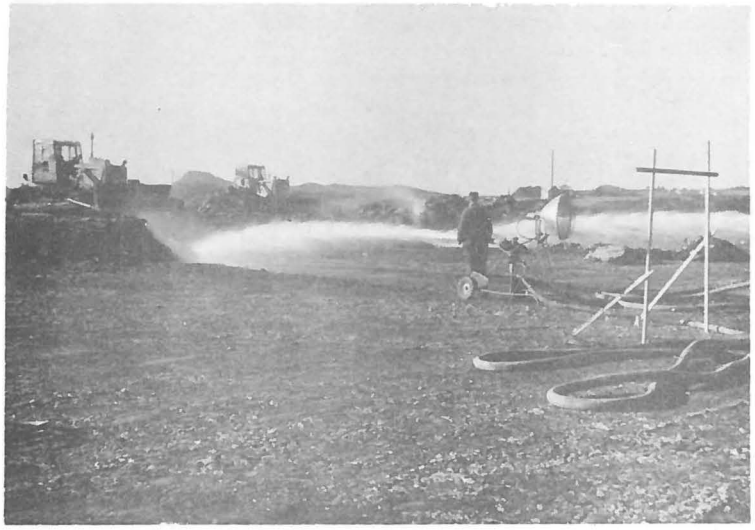
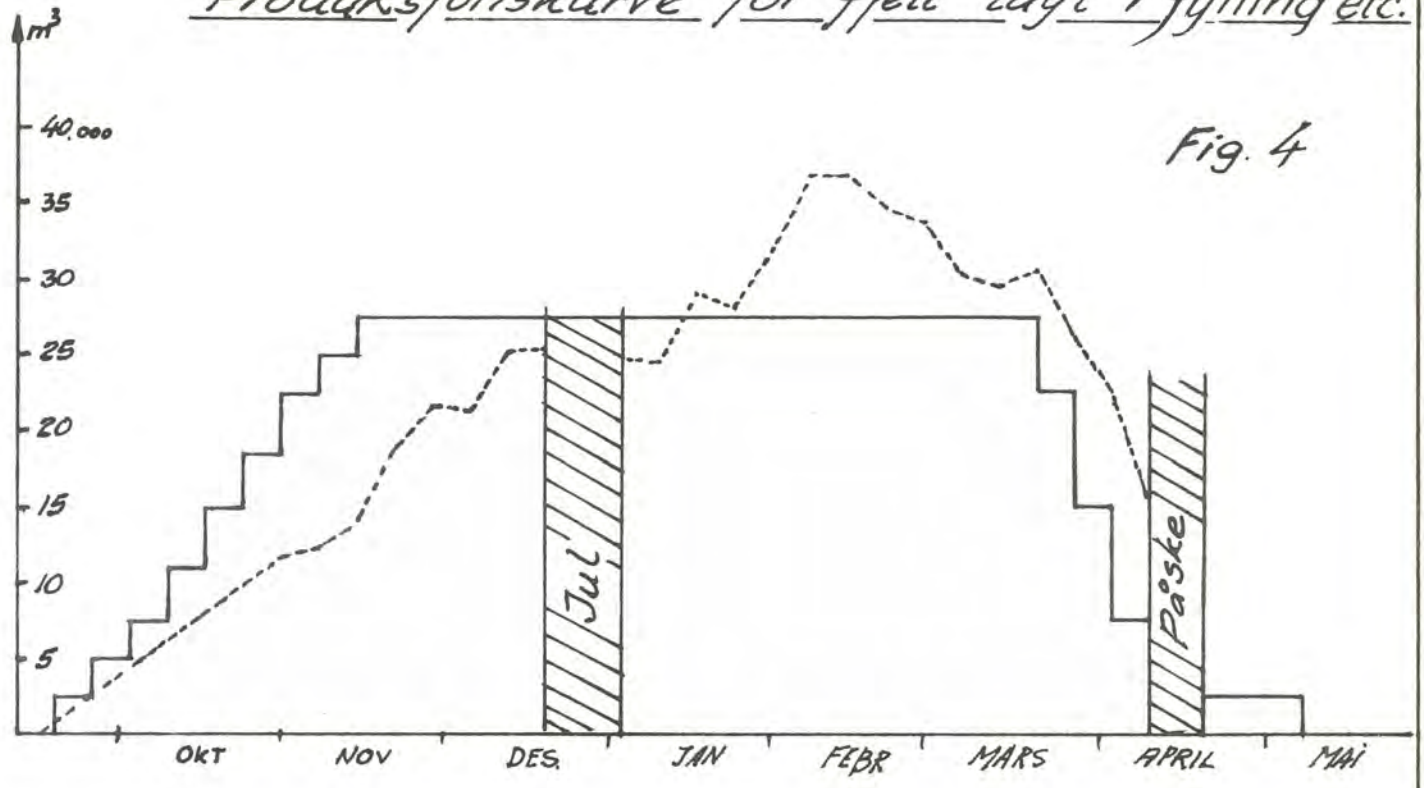


Fig. 3

Utlegging av fyllingsmasser

Produksjonskurve for fjell lagt i fylling etc.

Fig. 4



——— Kurve for antatt produksjon

- - - - - - - " " virkelig "

Alnor-anlegget

Fig. 5

Skooper laster Kockum LT2A

Fig. 6

CAT 988 laster Kockum LT2A

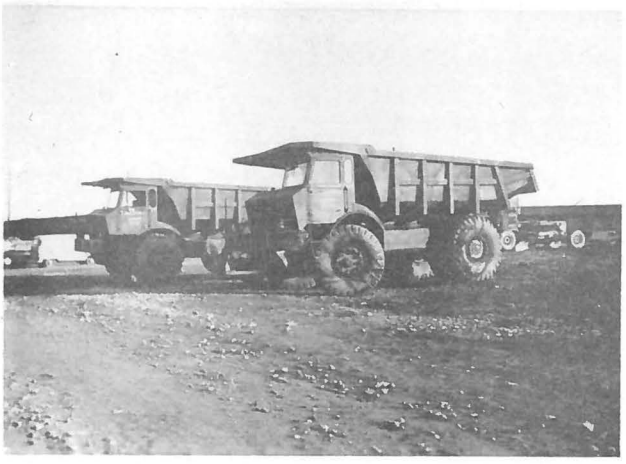


Fig. 7

Prototyptruck Kockum LT4A

BRUK AV RIGGER FOR LIGGERBORING VED DAGSPRENGNING

av

sivilingeniør P. Thommesen
Astrup & Aubert A/S

BRUK AV RIGGER FOR LIGGERBORING VED DAG-SPRENGNING

1) Innledning

I det foregående foredrag er det redegjort for opplasting og transport ved anlegget av Alnor's Aluminiumsfabrikk på Karmøy. I dette foredrag skal utførelsen av selve sprengningsarbeidene behandles, og da med særlig vekt på den del av sprengningsarbeidene som ble drevet med liggerboring.

2) Arbeidets omfang

På fig. nr. 1 er vist en oversiktsplan over anlegget. Ved skrafur fremgår de partier som ble boret med henholdsvis stigematerrigg, IR-rigg og Air Tracks. Stuffhøydene varierer fra 0 til 15 meter. Bergarten er en omvandlet gabbro med utpreget skifrig lagdeling, og heldningen er ca. 70°. Egenvekten er høy, ca. 3,0 kg/dm^3. Bergarten er lett å bore, men relativt tung å skyte. De endelige masser viser følgende fordeling:

Stuffhøyde	0 - 1 meter	=	67.500 m^3
"	1 - 2 "	=	57.100 "
"	2 - 5 "	=	166.300 "
"	7 - 5 "	"	406.600 "
	I a l t		697.500 m^3

Ved anbudsregningen var forutsetningen at steinen skulle legges ut i 1,50 m tykke lag, og kravet til steinstørrelsen at denne ikke skulle overstige 2/3 av lagtykkelsen. Senere ble bestemt at lagtykkelsen skulle settes til 1,0 meter med

derav strengere krav til steinstørrelsen. Til entreprenørens overraskelse formulerte byggherren kravet til steinstørrelsen i faste mål, slik at største utstrekning på steinen ikke skulle overstige 2/3 x 100, d.v.s. 70 cm. Det viste seg at dette krav ikke var praktisk gjennomførbart med de store kapasiteter det her er tale om, og steinstørrelsen ble senere fastsatt til maks. lengde = 120 cm. med tilhørende maks. høyde = 80 cm. Ingen stein måtte overskride dette mål, og følgen blir at man da må sikte på en fragmentering som ligger langt under disse krav, slik at mekanisk utsortering unngås, og sprettingen reduseres til et minimum. Vi må se disse fragmenteringskrav som bakgrunn for de data som senere fremlegges.

Etter at kravet til steinstørrelse var fastlagt ble endelig arbeidsprogram oppsatt. Dette er vist på fig. 2. Den tapte tid, ca. 1 mnd. med prøvesprengning etc., måtte tas igjen, slik at de nødvendige ydelser måtte økes utover anbudets forutsetninger.

3) Valg av utstyr

Vi står nå overfor oppgaven å sprenge ut ca. 5000 m^3 fast fjell pr. døgn med de ovenfor nevnte fragmenteringskrav. Dette er jo en interessant oppgave, og kan selvsagt løses på flere måter. Vi valgte følgende utstyr og metoder:

A. Boring av stuffer med høyde fra 0 til 4 meter.
Her satset vi på det som senere kalles "Stigematerrigg". Av figurene 3 og 4 fremgår konstruksjon av denne riggen. Noe av det vesentligste ved arbeidet besto i å finne en effektiv metode til å bore de 249.000 m^3 med lave stuffer, og vi tør vel si at stigematerriggen innfridde våre forventninger. Riggen er bygget opp av kjente komponenter og med det for øye at én mann effektivt skal betjene minst 2 maskiner. Vi hadde i samtidig drift 2 stigematerrigger montert på

Cat. 955 belteshovel med hver 4 stk. BBC16 bormaskiner, samt 1 stigematerrigg montert på Cat. 977 med 6 stk. BBC 24 maskiner. Alle maskiner mates mot klatremater. Vi benyttet for riggene med 4 stk. maskiner, en 16 m3 transportable kompressorer. Ved flytting tok shovelen kompressoren på slep, slik at hele riggen var meget mobil og lett å flytte. En bakdel ved riggene er at det hydrauliske system på shovlene ikke er tett, slik at et visst "sig" under boringen ikke er til å unngå. På en av riggene hadde folkene bedret dette på en enkel måte ved hjelp av en tynn wire som ble festet til hydraulikkspaken og som kunne betjenes fra broplattformen. Disse rigger ble bemannet på 3 skift med 2 borere pr. skift og 2 mann på dagskift for lading, sprengning og spretting. D.v.s. at hvert akkordlag bestod av 8 mann, og akkordprisen omfattet alle de nevnte operasjoner. Borgang 11 m/maks.lengde 5,60 ble brukt.

B. Boring av stuffer med høyde ca. 3 til 8 meter.
Vi disponerte for arbeidet en IR-rigg med 4 stk. 4.3/4" bormaskiner. Det er samme slags borerigg som går under navnet "Brokkejumbo". På fig. 5 er vist et bilde av riggen. Vårt opplegg gikk opprinnelig ut på agså å benytte denne rigg for stuffer med høyde større enn 8 meter, idet toppen da ble boret med stendere og det hele skutt i samme salve. Det viste seg imidlertid at heldningen på sleppene ikke var bratt nok for denne metode, slik at renskearbeidet på stuff ble for stort. Vi begrenset etter dette IR-riggen til maks. stuffhøyde 8 meter. For boringen ble benyttet 2" kroner og 5/4" stenger og hulldybden = 7 m. Bukken ble betjent av 4 mann pr. skift og akkorden ble gitt pr. bormeter. Folkene på denne rigg hadde bare med boringen, idet lading, skyting og rensk ble utført av eget akkordlag. Flytting av riggen ble

utført med en Aveling-Barford dumper.

C. Boring av stuffer høyere enn 8 meter.
Som nevnt ovenfor ble disse stuffer boret med Air-tracks. Vi disponerte 3 stk. av disse borrigger. Folkene hadde akkordpris pr. bormeter bare for boringen. Læding og skyting ble utført av samme akkordlag som for tilsvarende arbeid med IR-riggen. Vi benyttet for denne boringen både 2½" kroner m/1½" stenger og 2" kroner med 5/4" stenger. I det forholdsvis gunstige fjell på Karmøy gikk det fint å bore med sistnevnte utstyr.

4) Liggere - stendere

Det skal her nevnes endel momenter i forbindelse med valg av liggere kontra stendere. Med de høye kapasiteter på Karmøy måtte all boring foregå på 3 skift. For å benytte liggere må da stuffene være så lange at mens lasting på halve stuffen pågår, må boringen foregå på den andre halvdel. Etter at stuffene var kommet på drift, kunne disse betingelser oppfylles.

Videre ligger forholdene på Karmøy gunstig til hva gjelder slepperetninger for liggerdrift. Vi måtte alltid bore loddrett på sleppene for å få god fragmentering. Som nevnt før, var sleppene ikke steile nok for stuffer over 8 meter.

Ved utslagsretning på stendersalvene oppdaget vi snart at denne retning måtte være parallell sleppene for å gi tilstrekkelig fragmentering. Det vises til fig. nr. 6.

Liggerne gir en jevnere bunn, og det er lettere for gravemaskinene å laste seg gjennom bunnskiktet.

Liggere gir en bedre utnyttelse av borhullene, idet under-

boring av salvene unngås. Spesielt på Karmøy var inndriften alltid godt forbi bunn av liggerne.

Ved stendere unngås helt eller delvis stuffrensken, mens man på den annen side ofte får ødelagt oppborede hull nærmest salvekanten i de tilfelle man borer flere raster enn man skyter pr. salve.

Ved bruk av Air-track må man foreta en flytning pr. hull. Med stigematerriggen kunne man i middel bore ca. 10 hull pr. flytting, og med IR-bukken ca. 25 hull.

Det er i det hele mange argumenter både for og imot, og det endelige valg må man treffe ut fra de spesifikke forhold på det aktuelle anleggssted.

5) Store hull - små hull

Som det fremgikk av fig. 1, er en stor del av fjellet på Karmøy tatt ut med boring med borgang 11. Det var helt åpenbart at med samme sprengstoff-forbruk pr. m3, fikk vi den beste fragmentering med småhullsboringen.

Med de erfaringer vi har høstet på Karmøy, ville vi idag muligens satset på stigematerriggene m/liggerboring og små hull for all boring ved dette arbeid. De høyeste stuffer vill vi da tatt i 2 trinn.

6) Borplaner - salveskjemaer

A. Stigematerriggene. Disse rigger ble bare benyttet for liggerboring. Hullavstandene var 1,oo m., og avstand mellom rastene i middel også 1,oo m. Borlengder maksimalt 5,60 m. Tenning med millisekund og vanlig nummerfordeling. Salvestørrelsen varierte med stuffens lengde og høyde, men kunne gå opp i over 1000 m3. Det ble benyttet 15% Geomitt og 85% Dymanitt.

B. IR-rigg. Bare benyttet for liggerboring. Salvene ble boret med hullavstander på 1,50 m. og avstand mellom rastene på 1,25 m. Bordybde = 7,oo m. Vi benyttet også her vanlig tenningsfordeling med millisekundtennere. Det ble skutt en serie prøvesalver for å søke frem til den endelige borplan, sprengstoffforbruk og tenningsfordeling. Vi prøvet med kortere intervall enn for vanlige tennere, likeledes med bare 2 intervall for hele salver o.s.v. Noen tydelig forbedring utover den vanlige tenningsrekkefølge kunne vanskelig påvises. Salvestørrelsene gikk opp i ca. 12.000 m3.

C. Air-tracks. Som før nevnt ble brukt både 2" og $2\frac{1}{2}$" hull til stenderboringen.

For 2" hull var hullavstand = 1,50m, og forsetningen = 1,40 m.
Tilsvarende for $2\frac{1}{2}$" hull 2,oo m x 1,50 m.

Millisekund med vanlig tenningsrekkefølge ble benyttet. Forbruk av dynamitt utgjorde 58% og andre sprengstoffer 42%, disse tall er felles for pkt. B og C.

7) Produksjonstall

Det henvises til figur nr. 2 hvor kurve for både program og faktisk uttatte masser er vist. Videre henvises til figur 7, hwor produksjon pr. uke er satt opp for tidsrommet 1/11-64 til 31/8-65. Som det fremgår er største ukeproduksjon bortimot 40.000 faste m3. Fra 1. desember og frem til Påske gikk produksjonen for fullt. Den midlere ukeproduksjon for dette tidsrom er 29.600 m3. Disse tall gjelder utkjørte masser. Boringen lå godt foran disse tall, idet en vesentlig del av stenderboringen ble "lagret" og først skutt i slutten av anleggsperioden. De midlere kapasiteter for riggene er som følger:

Stigematerrigger på Cat. 955 m/4 maskiner varierer fra ca. 250 m3 til 800 m3 pr. døgn, avhengig av stuffhøyden.

Samme rigg på Cat. 977 m/6 maskiner nådde opp i 1100 m3 pr. døgn i middel over 4 uker. Totalt boret med stigematere er 249.000 m3. For IR-riggen var ydelsen i middel over en 4-ukers periode 1300 bormeter, som utgjør ca. 2500 m3 fjell pr. døgn. Totalt boret med IR-rigg er 284.000 m3. Kapasitetene på stenderboring var for 2" hull ca. 120 bormeter pr. skift, og for $2\frac{1}{2}$" hull ca. 100 meter. Totalt boret med Air-Tracks er 164.000 m3.

Det var ved oppstartingen av anlegget adskillig motstand mot den relativt store bruk av liggere. Vi innrømmer gjerne at stuffrensken ble mer omfattende enn vi forutså, men på den annen side viser jo de oppnådde kapasiteter at de valgte borsystemer ikke har vært så rent gale.

8) Driftsresultater

De endelige etterkalkulasjoner for anlegget er ennå ikke avsluttet, men her skal gis endel tall ut fra det som hittil foreligger. Vi ser først på timeforbruket for alt som har med boring, lading, skyting, stuffrensk og spretting i stuff, men eksklusive bakmannskaper som verkstedsfolk etc. Totalt timeforbruk inkl. innkjøring er pr.21/8-65 = 66455 timer.

Fordelt på de utsprengte masser = 697.500 m3

blir det pr. m3 = $\frac{66455}{697500}$ = 0,096 timer

Det totale forbruk av sprengstoff er 439.000 kg. Pr. m3 gir dette 0,63 kg. Forbruket på de lave stuffer ligger noe høyere pr. m3 enn på de høye. Det samme gjelder naturlig nok også forbruket av tennere.

Til spretting og bjønning av stor stein er medgått ca.

ca. 10.000 kg. sprengstoff som gir ca. 0.015 kg. pr. m3 fast fjell. - Forbruk av borstål, kroner og stenger er ikke avregnet ferdig. Det skal her bare nevnes at den intense drift med kort anleggstid vanskeliggjør full kontroll med denne forbrukskategori. Sluttresultatene vil derfor neppe gi oss noen positiv overraskelse.

9) Avslutning

Det er flere momenter ved sprengningsarbeidene på Karmøy som kan ha interesse, men jeg håper at det viktigste er kommet med her. Et par ting kan tilføyes:

All boring unntatt med IR-riggen ble utført som tørrboring. Frostvanskelighetene om vinteren var relativt små og ble avhjulpet ved enkle foranstaltninger.

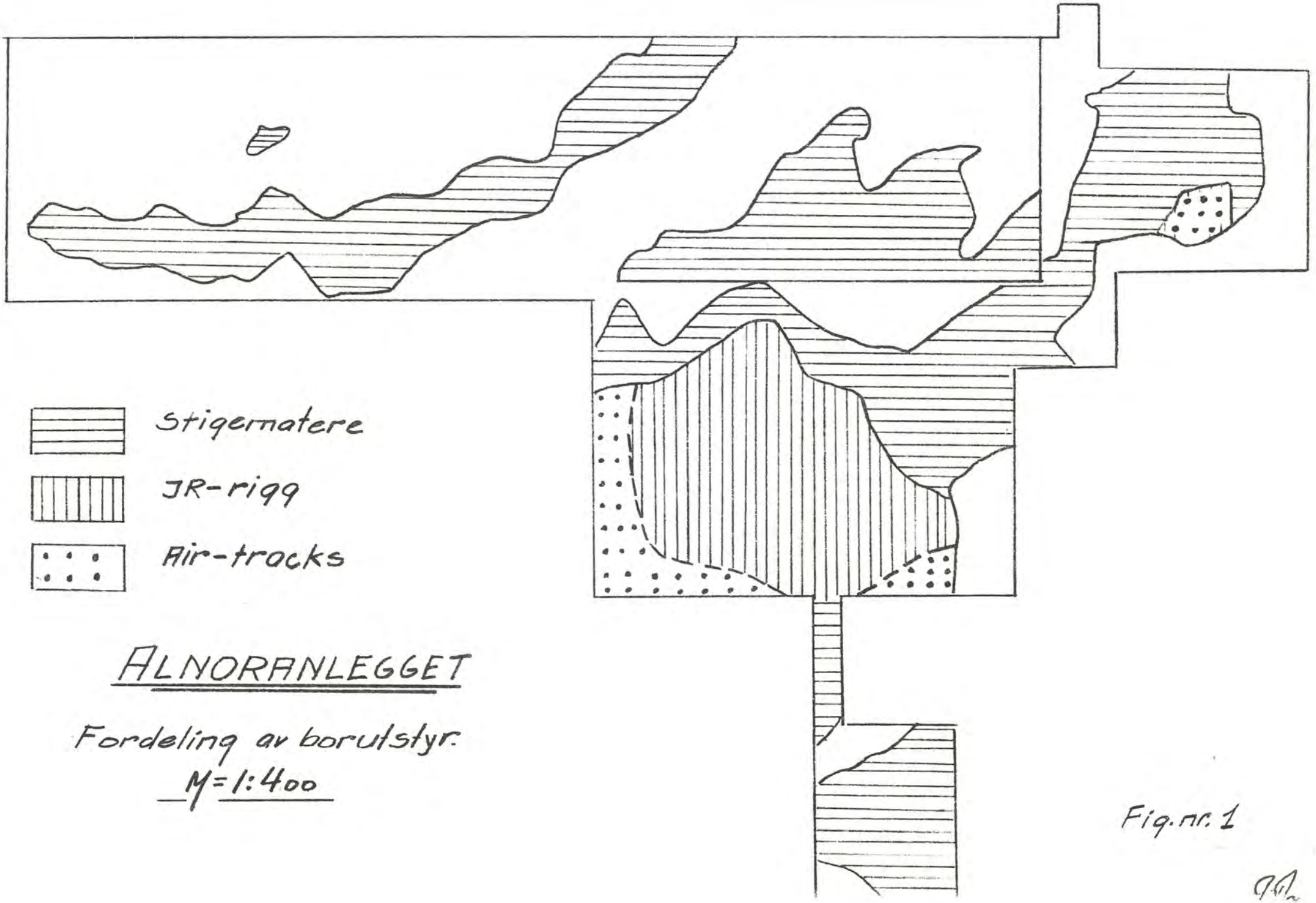
Våre forhåpninger om bruk av mer An-olje ble ikke innfridd. Dette skyldes vann i borhullene, og den altfor knappe tid for forsøksdrift med dette sprengstoff.

IR-bukkene samt endel av stenderboringen ble forsynt med trykkluft fra stasjonær elektrisk drevet kompressorstasjon.

I tillegg til problemene med steinstørrelsen som er nevnt foran, må også omtales vanskelighetene med på kortest mulig tid å trene opp ca. 70 fjellfolk til bruk av maskiner og utstyr.

For lading av liggerne ved stuffer over 3 - 4 meter ble benyttet ladekurv montert på vanlig lastebil.

Sprengningsarbeidene på Karmøy er utført med A/S. ALNOR som byggherre, i dette tilfelle med bygningsavdelingen i NORSK HYDRO som vår oppdragsgiver.
Entreprenører er HØYER-ASTRUP, hvis moderfirmaer er A/S. Høyer-Ellefsen og Astrup & Aubert A/S.



ALNORANLEGGET

Fordeling av borutstyr.

M = 1:400

Fig. nr. 1

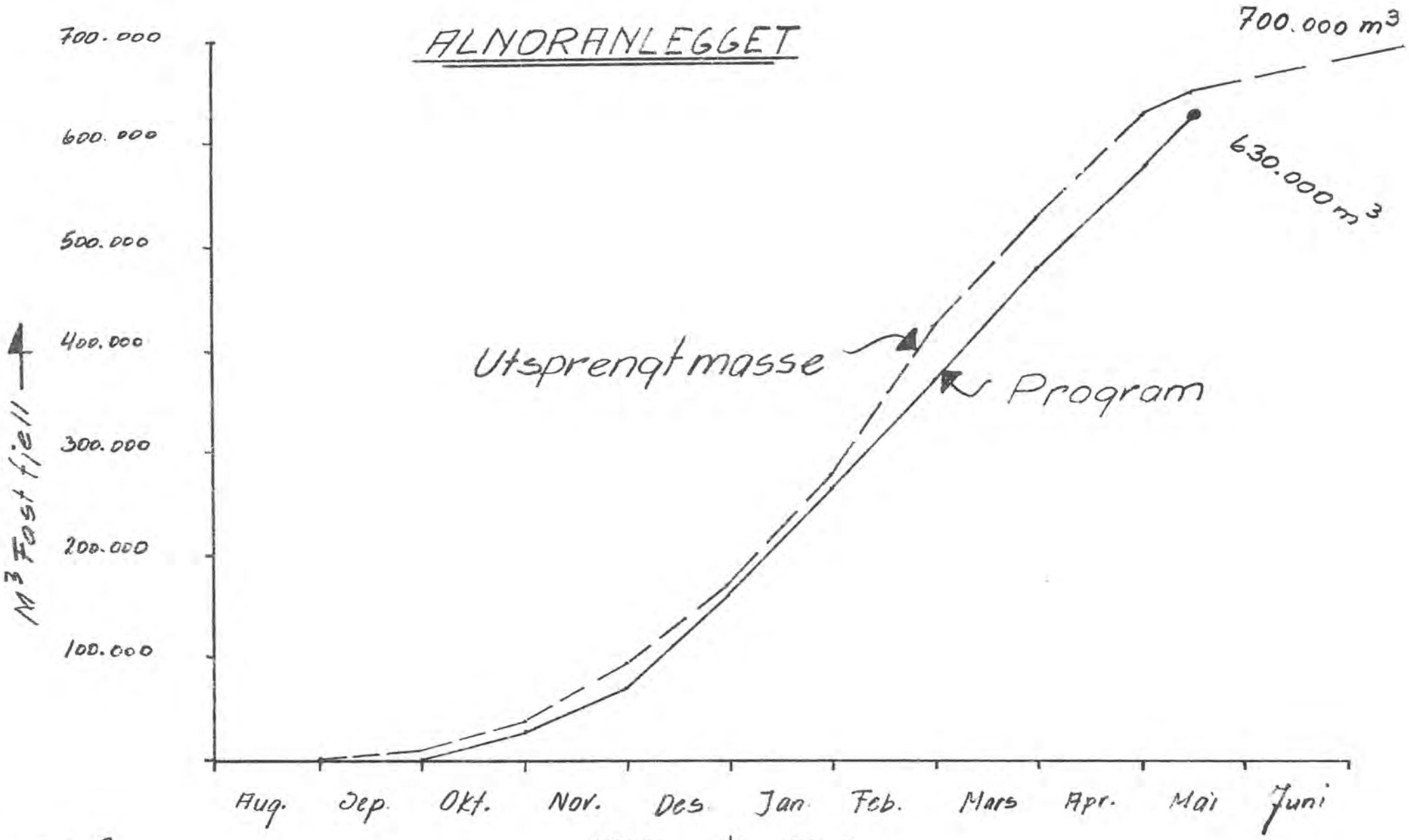
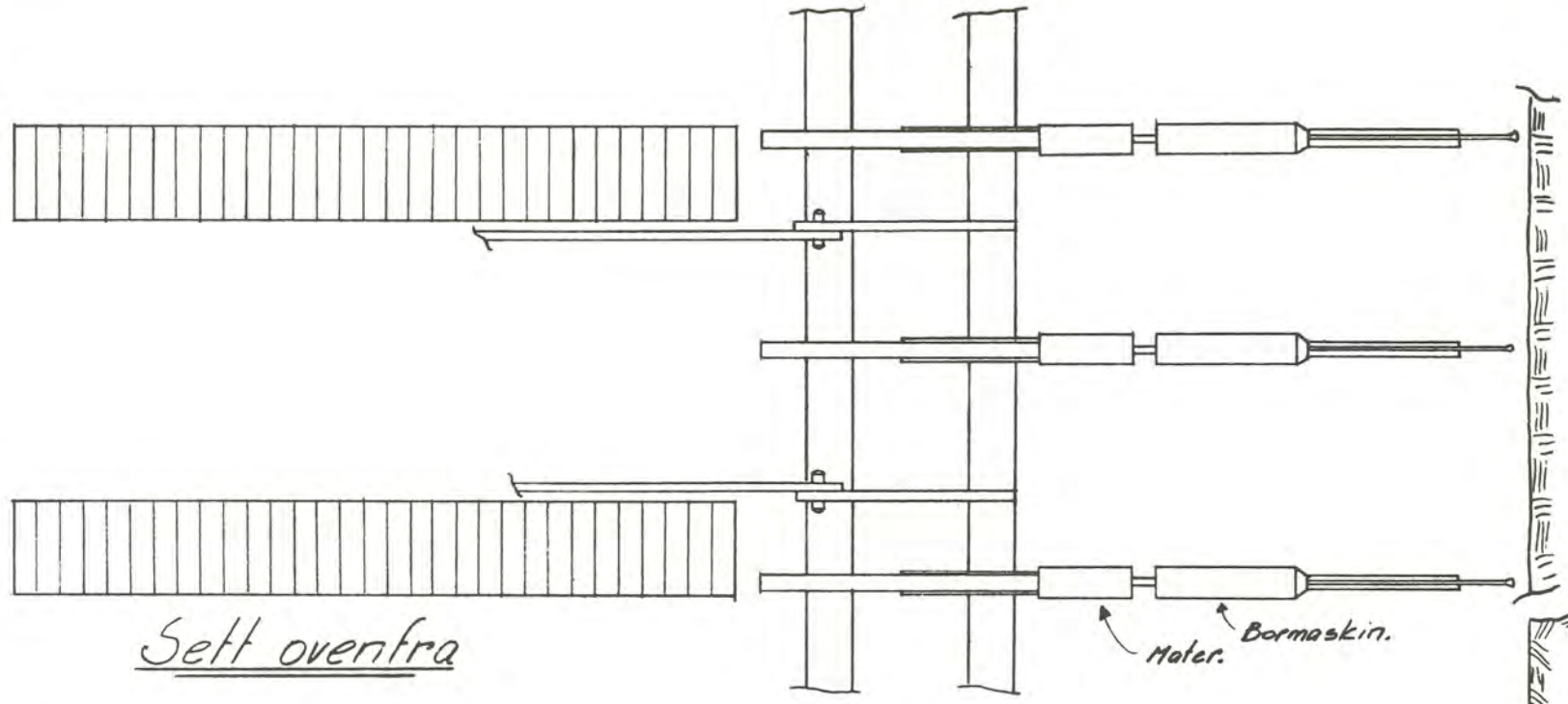
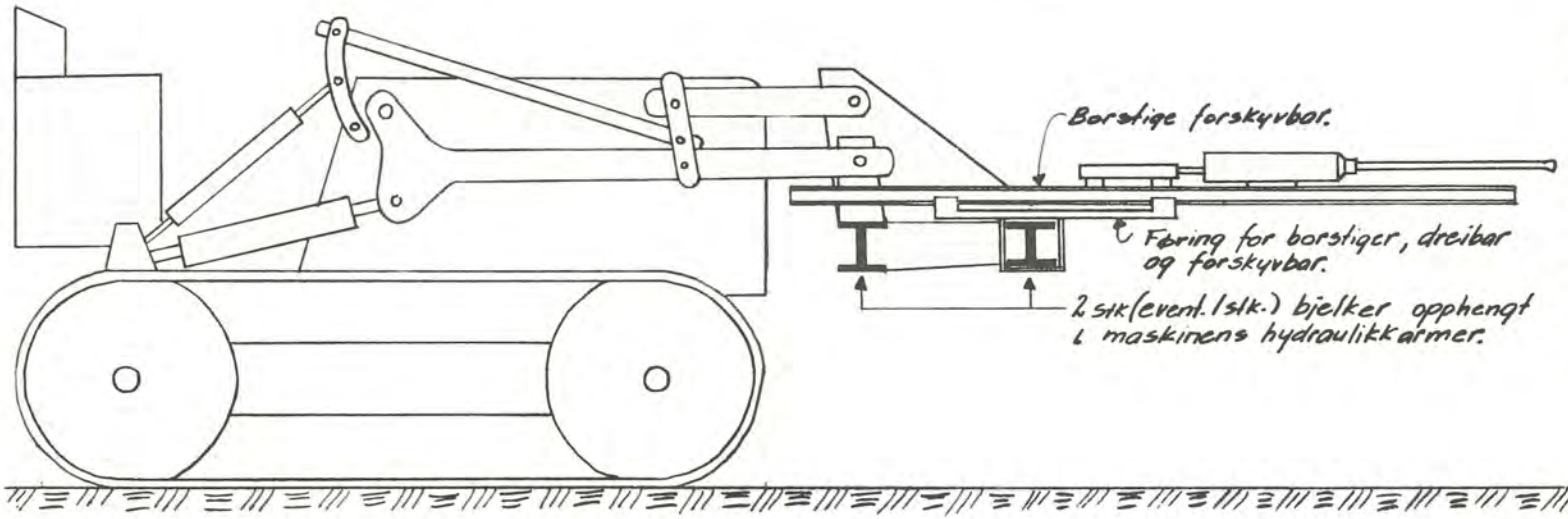


Fig. nr. 2.

1/10-64

O.Th.





Sett fra siden

Fig. 3

Astrup & Aubert A/S

Prinsipp for stigematerboring m/beltegående traktor.

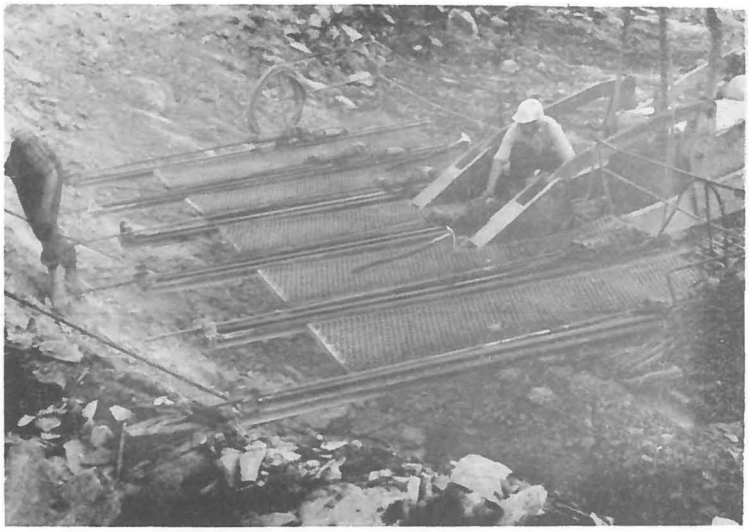


FIG. 4

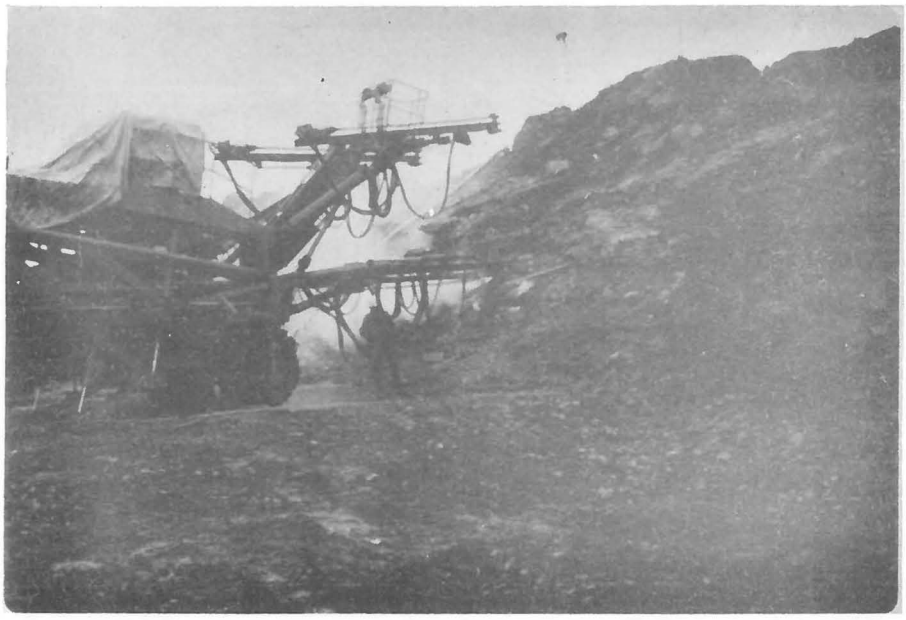


FIG. 5

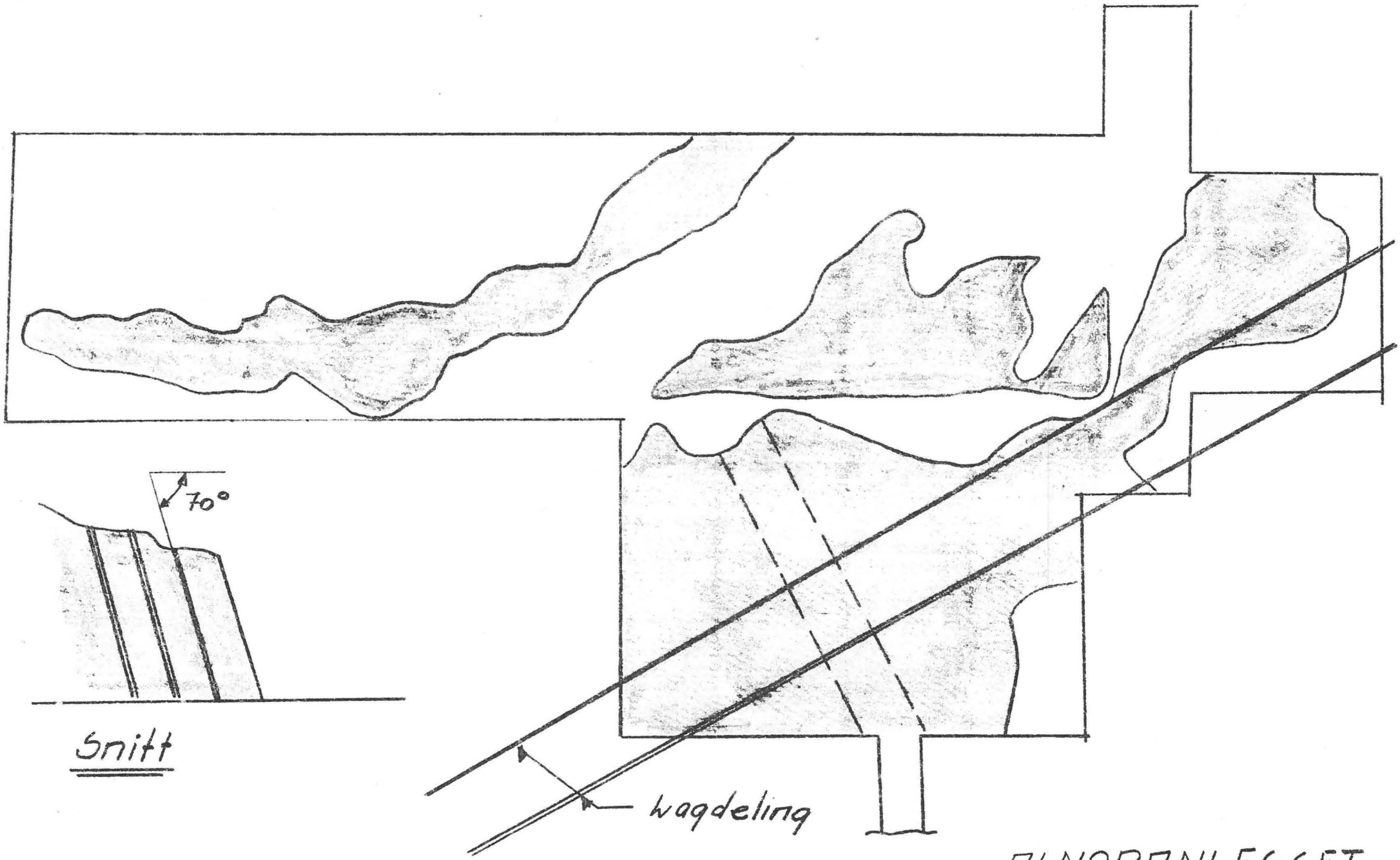


Fig. nr. 6

ALNORANLEGGET

ALNORANLEGGET.

Ukeproduksjon målt utkjørt fra bruddene.

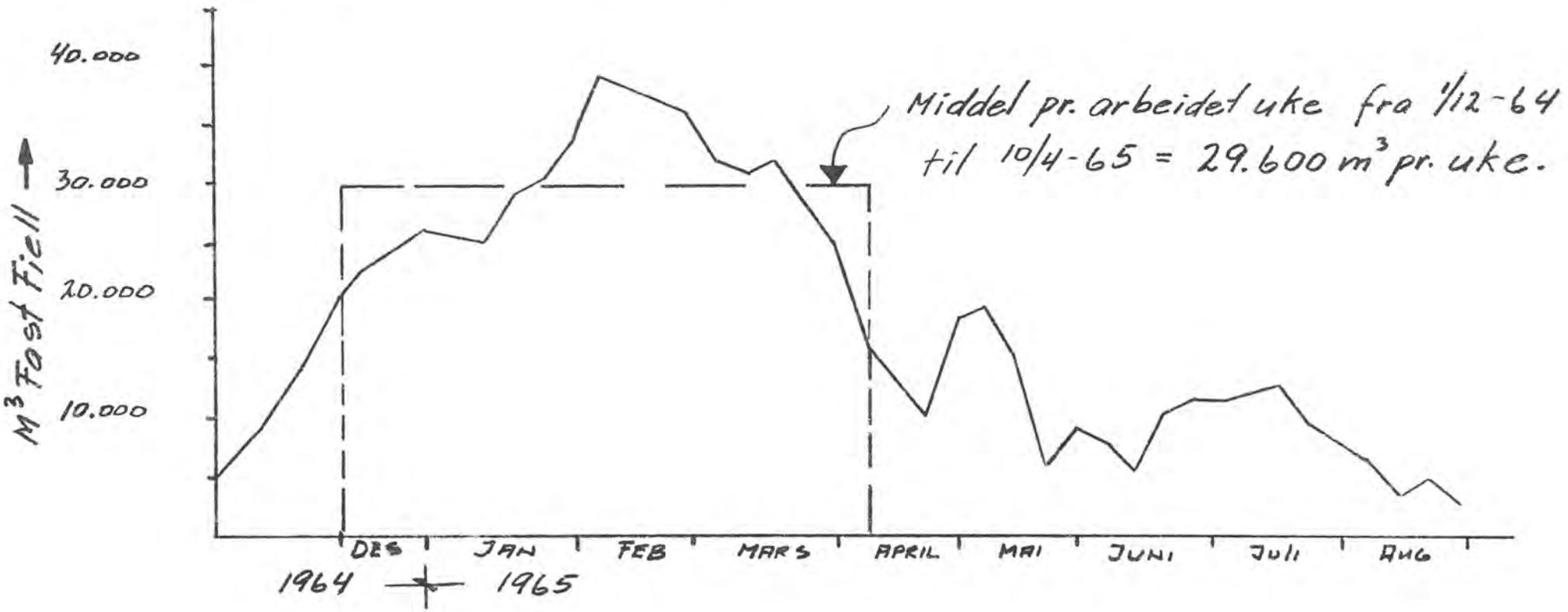


Fig. nr. 7

OPPLASTING OG TRANSPORT I DAGBRUDDET

av

Driftsleder Aa. Østerstrøm
A/S Dalen Portland-Cementfabrik

—

OPPLASTING OG TRANSPORT I DAGBRUDDET

For å gi så fyldestgivende opplysninger som mulig i dette emne er det umulig å begrense seg til kun selve opplastingen og transporten. Jeg vil derfor i det følgende innlede med litt om boring og sprengning og avslutte med planlegging. Etter foredraget vil det bli vist en kort film som ble tatt opp i bruddet i høst.

Dataene og opplysningene er hentet fra Dalen Portland Cementfabrik's dagbrudd på Bjørntvet rett utenfor Porsgrunns gamle bygrense.

Årsproduksjonen i bruddet er på 1.100.000 tonn kalkstein, d.v.s. ca. 420.000 faste kubikkmeter. Den største delen av produksjonen foregår i dag på cote 115 og kjøres ned til knuseren på cote 80. Pallen på cote 100 og cote 80 er også klargjort for drift og etterhvert vil mer og mer av produksjonen komme her fra.

Kalksteinen skal leveres i to kvaliteter, over 74 % $CaCo_3$ og under 72 % $CaCo_3$.

Etter at steinen er skutt og lastet opp på trucker blir den transportert ca. 900 m til knuseren. Under knuseren er det en liten silo på ca. 500 tonn. Fra denne går steinen via transportbånd til taubanesiloene. Av disse er det 3 stykker som hver tar 2000 tonn. Taubanen frakter så den grovknuste steinen 7 km. ut til Dalen ved Brevik. Her er lossestasjonen hvor steinen enten blir plasert i 2 stk. 2000 tonns siloer eller blir levert i steinlager I, kapasitet 150.000 tonn. Ved siden av ligger steinlager II, også 150.000 tonn, som får stein fra underjordsdriften. Under begge disse

steinlagerene er tilsammen 60 tappeluker og via transportbånd blir det trukket fra begge lagerene samtidig. Den blandede og ønskede steinkvalitet blir så knust ned i to trinn og malt på to-kammer møller, eller kjørt på det nye Aero - Fall anlegget med etterfølgende Ree- grinding.

Det maskinelle utstyret på Bjørntvet består av:
4 stk. Stenuick Record Ass 100 senkbormaskiner montert på 3 stk. Gardner Denver Air Tracks og 1 stk. norskbygd Stentrack.
10 stk. sprettmaskiner, Atlas RH 571
3 stk. stasjonære, Atlas AR 3, kompressorer. Samlet kapasitet 45 m^3/min.
2 stk. gravemaskin, Ruston Bucurys, RB 100, 3,5 cubic yards
1 stk. gravemaskin, Ruston Bucurys, RB 110, 4,5 " "
1 stk. bulldozer, International T D 15
3 stk. Euclid, 22 short tonn
1 stk. Nuffield traktor med tilhenger påmontert ladeapparat for ANOL
1 stk. Nuffield traktor for veiarbeid og servicekjøring
1 stk. Opel lastevogn for verkstedet
1 stk. Skoda Pick-up som inspeksjonsbil for stiger

Hele bemanningen i bruddet inkludert verksted, lager og arbeidsledelse er 39 mann. Boringen og sprengning foregår på dagtid, mens transporten arbeider på 2 skift. Knuseren er en Allis Chalmers Gyratory crusher 42" x 68".

Bormønsteret i pallboringen er 4 x 4 m hvilket gir ca. 40 tonn pr. bormeter. 1 mann betjener 2 bormaskiner og boringen foregår hovedsakelig på et skift. Det vil si at 2 mann borer opp 1.100.000 tonn pr. år.

Det bores ca. 8° fra vertikalt. Grunnen til at vi ikke har gått lenger er vanskelighetene med innstilling av hullene, da overflaten er ujevn og gjennomskåret av dype sprekker. De 8° er derfor avsatt for å gardere seg mot boring bakover. Når toppen er "scalpet" av vil vi starte forsøk med andre boringsvinkler.

Pipeladningen er selvblandet ammoniumnitrat - olje. Som bunnladning blir brukt 12 kg. 60% dynamitt. Dette har etter utallige forsøk gitt den beste sålen. Salven initieres elektrisk, med 2 tennere i hvert hull, en i bunnen og en i midten. Salvestørrelsen varierer fra 10.000 til 20.000 tonn. Vi kan ikke ha dem større da det er tett villabebyggelse ca. 400 m fra dagbruddet. Stedets sykehus ligger også i nærheten.

Sprengstofforbruket er 170 gr/tonn. Neste ledd i produksjonen er spretting. P.g.a. at vi har for det meste toppfjell blir antall sprett forholdsvis stort, ca. 1 sprett pr. 10 tonn, eller 100.000 sprett pr. år. Arbeidsstyrken i spretting er 8 mann. Sprettene laddes med 32% dynamitt og tennes med vanlig tjære lunte. I nedbørsperioder brukes igniter cord til tenning av luntene. Dette system har vi holdt fast ved som det raskeste og mest økonomiske etter inngående forsøk og tidsstudier.

Etter at salven er skutt og sprettet over en gang, er den klar til opplasting. Vi laster vanligvis med bare 1 gravemaskin av gangen, men det kan hende av kvalitetshensyn at vi må bruke to og da får vi ikke full utnyttelse av maskinene.

I transporten brukes 2 trucker med den 3. trucken i reserve eller til sjekk og overhaling. Enkelte skift, når det viser seg at vi ligger etter ukeprogrammet, blir også den tredje trucken satt inn i kjøring.

Kapasiteten for gravemaskinene viser et årsgjennomsnitt på 218 tonn pr. brutto maskintime. Brutto maskintime inkluderer gangtid, venting på truck etc. Kapasiteten på truckene er 104 tonn pr. brutto maskintime.

Ut av dette kan sies at kapasitetstallene for gravemaskiner og trucker er reelle tall som med en gang gir døgn eller årskapasitet.

Transportgjengen som inkluderer gravemaskin, bulldozer til innskraping og trucktransport har en effekt på 53 tonn/ manntime. Her er inkludert gangtid og småstans, men ikke vedlikehold.

Truckene våre blir overlastet med 10 - 20%, men på grunn av den lave hastigheten vi holder, ca. 20 km/time, har vi ikke kunnet oppdage noen skadevirkning av dette.

Et gjennomsnitt skift for 1 gravemaskin og 1 truck arter seg som vist i bilag 1. Her vil man se at den rent produktive tiden for gravemaskinen er 50.4 %, og for trucken 56.1 %.

På gravemaskinene har vi montert Tellus vibrasjonsmåleapparater. Dette for å registrere det virkelige timetallet maskinen arbeider. Timetallet blir i første rekke brukt i vedlikeholdet, men kan naturligvis også brukes til å regne ut nettotimeeffekten på maskinen.

På knuseren er også montert et Tellas vibrasjonsapparat.Det viser enkelt og greitt om arbeidstiden overholdes, om man ved en eventuell produksjonsøkning må skaffe mer flyt i transporten og hva knuserens virkelige kapasitet er.

Bulldozeren er ikke tidsstudert alene, men her har vi en lav utnyttelsesgrad - særlig på ettermiddagsskiftet. På grunn av de tidligere omtalte kvalitetskravene må vi ha to gravemaskinkjørere pr. skift og som utfyllende arbeide må de da også betjene dozeren.

På hovedveiene vil det nå forsøksvis bli lagt asfalt. Dette vil koste ca. kr. 10,- pr. m^2. opprettet vei. Etter diskusjon med Fjellhammer Bruk ble vi enige om at oljegrus til ca. kr.6,- pr. m^2 ville bli for dårlig og at den eneste muligheten for å få noe til å holde er å forsøke med asfalt.

Ordentlig lagte betongveier vet vi er slitesterke, men de

blir kostbare og faller fullstendig ut for vårt vedkommende, da vi har en forholdsvis rask avbygging av pallene.

Motordreven veihøvel finnes ikke på anlegget, og vi har klart oss med bulldozer og en Odin veihøvel. Den sistnevnte koster ca. kr.3000,- og er ypperlig til planering av løs grus og pukk. På grunn av at vi ikke har et helt førsteklasses materiell til veibanen, kjører vi på en forholdsvis grov knust stein, 0 - 35 mm. Denne massen henter vi fra pukkverket som ligger i forbindelse med taubanesiloene. Dettes primære oppgave er å forsyne det lokale marked med tilslagsmateriale til betong, asfalt m.m.

Om våren blir veiene preparert med klorkalsium for å begrense støvplagen og holde på veibanen.

På glatte veier om vinteren har vi helt sluttet å strø med sand, men bruker vanlig salt som koster ca. 18 øre pr.kilo. Salt er brukt på veiene hos oss i ca. 6 vintre og det kan ikke påvises større rustskader enn før.

Dekkslitasjen på truckene er liten og de har en gjennomsnittlig levetid på 3000 timer.

Truckene og gravemaskinene er utstyrt med sentralsmøreanlegg. Disse anleggene har fungert utmerket i snart 3 år. Enkelte punkter er koblet ut av det opprinnelige anlegget da vi fikk noe oversmøring, men vi har ikke hatt tilfelle av tørre lagre.

Hele maskinparken lakkeres minst en gang hvert år. Ellers brukes rutinemessig vedlikehold og reparasjon.

Driften og vedlikeholdet i bruddet blir nøyaktig planlagt hver fredag for den etterfølgende uke. Tilstede på disse planleggingsmøter er arbeidslederne i drift og vedlikehold.

Produksjonsmengden er gitt og hver maskin blir nå plugget

inn på sted og skift hvor den skal arbeide. (Bilag 2). Ideen til den praktiske utformingen har vi hentet fra Laisval i Sverige.

Bruddet er rutet opp i et koordinatsystem og koordinatene er avmerket bortover platen. Under koordinatene eller arbeidsplassene er kolonner for arbeidsoperasjonene som boring av salve, sprettboring, salveskyting og opplasting. Hver operasjon har sin farge og blir markert med "bananstikker". Under planlegginger kommer vedlikeholdsavdelingen inn med sine ønsker og krav om hvilke maskiner og til hvilke tider de må ha tak i dem i løpet av uken.

Når alt er klarlagt for uken, blir det krysset av på et skjema, tilsvarende plastplaten. Kopier av skjemaet blir distribuert til alle interesserte. Avdelingsstiger får 2 kopier. På det ene anmerker han hvor og hvorfor eventuelt planen ikke har blitt fulgt. For bruddets vedkommende er det svært sjeldent det blir noen forandring. I tillegg til denne ukeplanleggingen har vi en ordregiving for et døgn av gangen. I spisesalen er det hengt opp et kart over bruddet. På dette markerer stigeren ved hjelp av flagg hvor de forskjellige maskiner skal arbeide i det kommende døgn. Denne døgnplanlegging bygger naturligvis på ukesplanleggingen. Døgnplanleggingen blir brukt for at alle mann i avdelingen skal være orientert om situasjonen. Alle ansatte i bruddavdelingen har en felles bonus eller akkord som bygger på tonn pr. arbeidet time. Ved siden av ordregivningen er derfor oppsatt en tavle som viser effekten siste døgn og hittil i perioden. En slik tvangstyring av maskinparken er absolutt nødvendig for å få best utnyttelse av maskiner og folk.

Kostnadene til opplasting og transport er jeg naturligvis avskåret fra å gi, men i bilag 3 vil man kunne se hvor mange prosent opplasting og transport utgjør av totalkostnadene. Dessuten den prosentvise fordeling av kostnadene innen gruppen Opplasting og transport.

Dette jeg nå har behandlet gjelder som sagt et brudd med en årsproduksjon på 1.100.000 tonn pr. år. Jeg vil til slutt kort redegjøre for hvordan et forholdsvid lite brudd har løst sine opplasting- og transportproblemer.

Det gjelder Litangen Kvartsbrudd i Kragerø. Årsproduksjonen 60 - 70.000 tonn. Salvene bores med 3" senkbormaskin og er i størrelsesorden 5-8.000 tonn.

Opplasting og transport er med en hjullaster, Hough, H-70. Avstanden fra pall til knuser er 150 m. En mann klarer hele denne operasjonen på et skift. Hele bemanningen i bruddet er inklusive knuseri og kai 5-7 mann varierende etter årstiden.

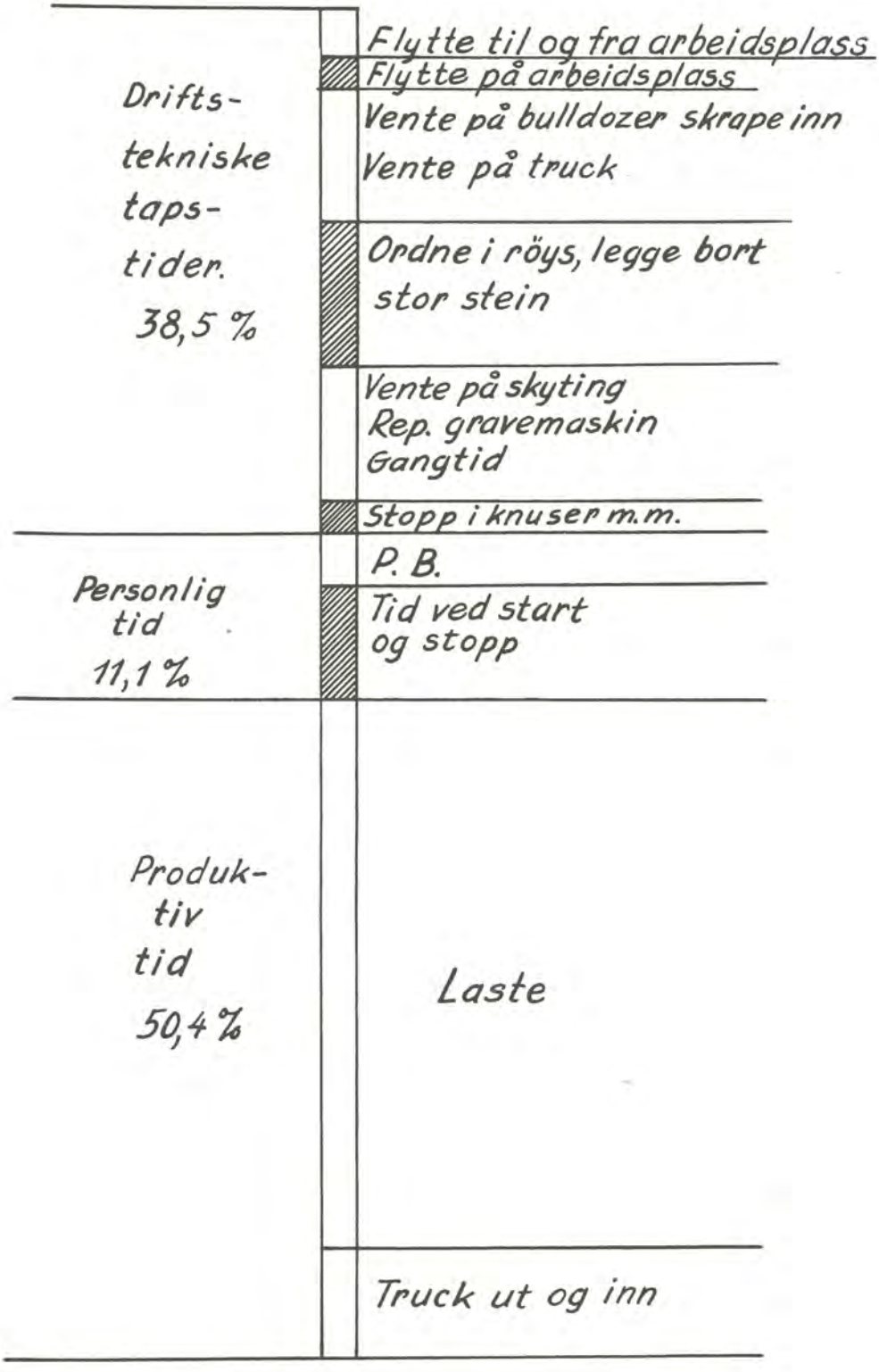
Når det gjelder opplasting i store brudd har det vist seg at en hjullaster har brukbar effekt så lenge røysen ikke er for høy og den ligger på gammel såle, men i hovedmassene er det enda bare gravemaskiner som kan laste økonomisk.

Pallhøyden har og er jo gjenstand for sterk diskusjon. Vi mener at 15 meter er den ideelle høyde for gravemaskiner fra 80 til 150 tonn. Med mindre maskiner og belte - eller hjulshovler må høyden ikke være større enn 8 til 10 m.

---oOo---

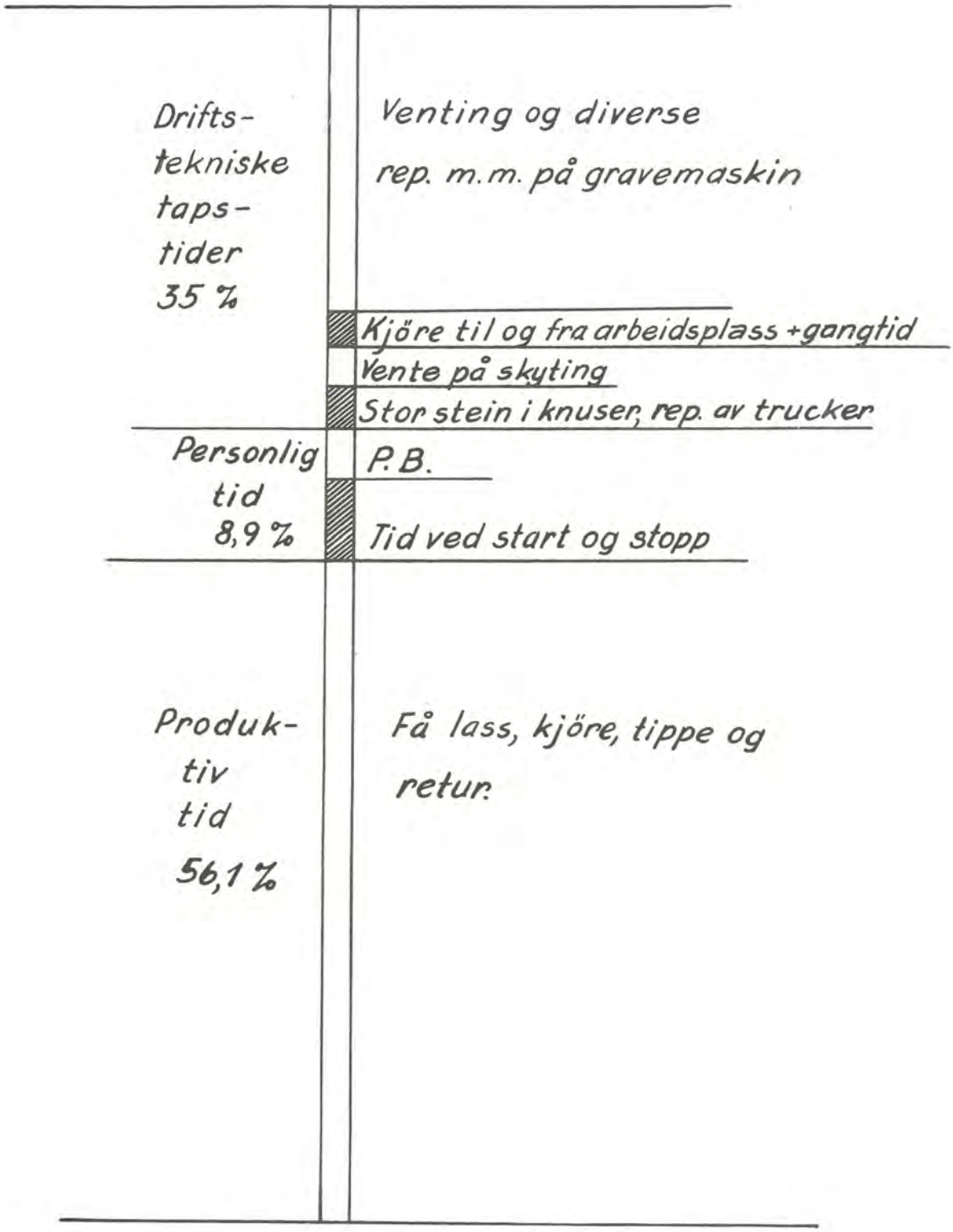
Bilag 1. A

Samleplan for opplasting med RB 100 og RB 110



Bilag 1.B.

Samleplan for transport med trucker.



A/S DALEN PORTLAND-CEMENTFABRIK

Produksjonsplanlegging i bruddet

Uke: ....

Arbeidsplass																																																									
		D	B	S	L	D	B	S	L	D	B	S	L	D	B	S	L	D	B	S	L	D	B	S	L	D	B	S	L	D	B	S	L	D	B	S	L	D	B	S	L	D	B	S	L	D	B	S	L	D	B	S	L	D	B	S	L
S	n																																																						
	f																																																						
	d																																																						
	e																																																						
M	n																																																						
	f																																																						
	d																																																						
	e																																																						
Ti	n																																																						
	f																																																						
	d																																																						
	e																																																						
O	n																																																						
	f																																																						
	d																																																						
	e																																																						
To	n																																																						
	f																																																						
	d																																																						
	e																																																						
F	n																																																						
	f																																																						
	d																																																						
	e																																																						
L	n																																																						
	f																																																						
	d																																																						
	e																																																						

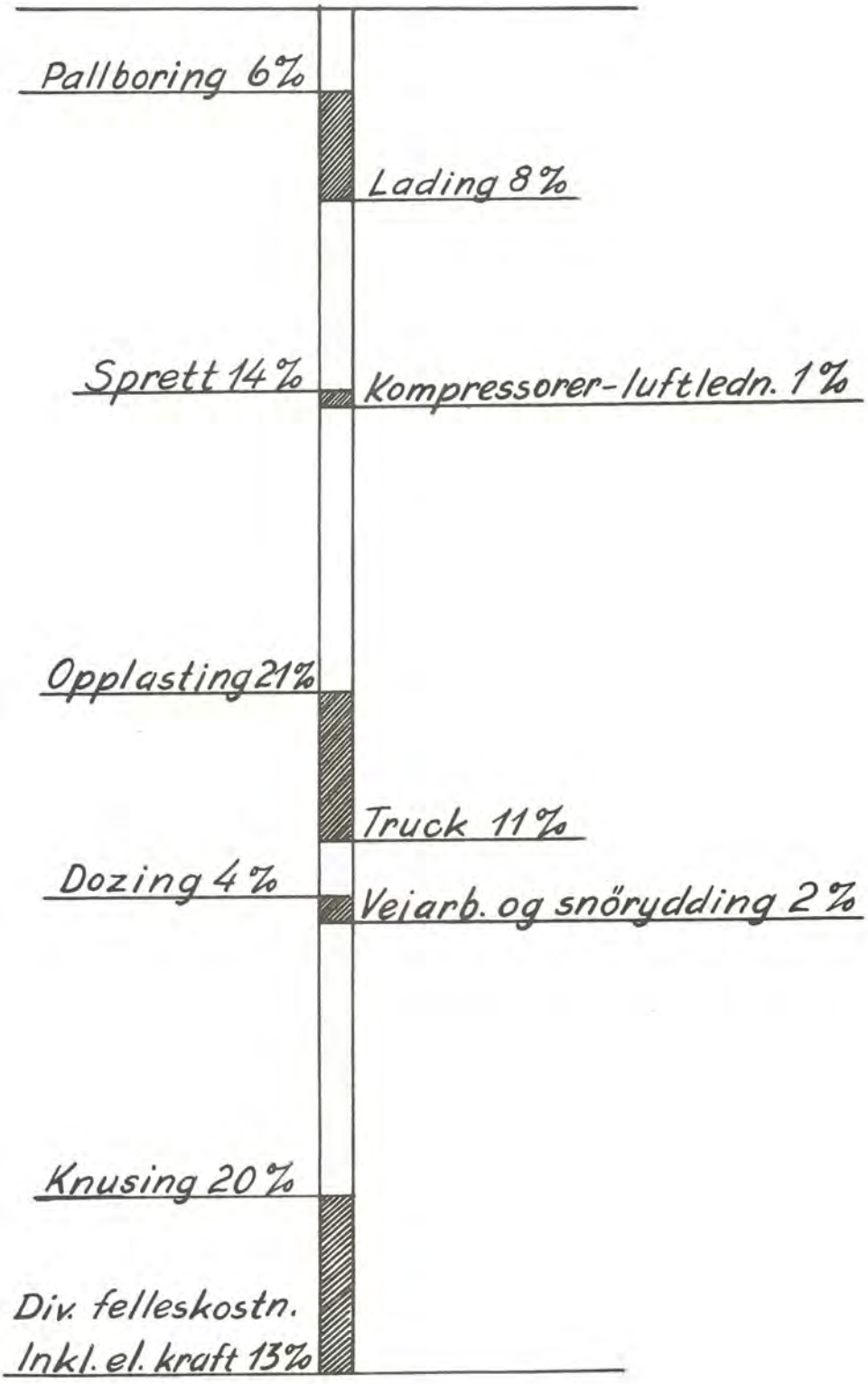
Bilag 2

Arbeidssymboler: D = storhullsboring
B = blokkspretting
S = lading — skyting
L = lasting

Distribusjon:
Overing. 1 eks.
Driftsl. 1 eks.
Avd. stig. 4 eks.
Gr. måler 1 eks.
Mek. verk. 1 eks.

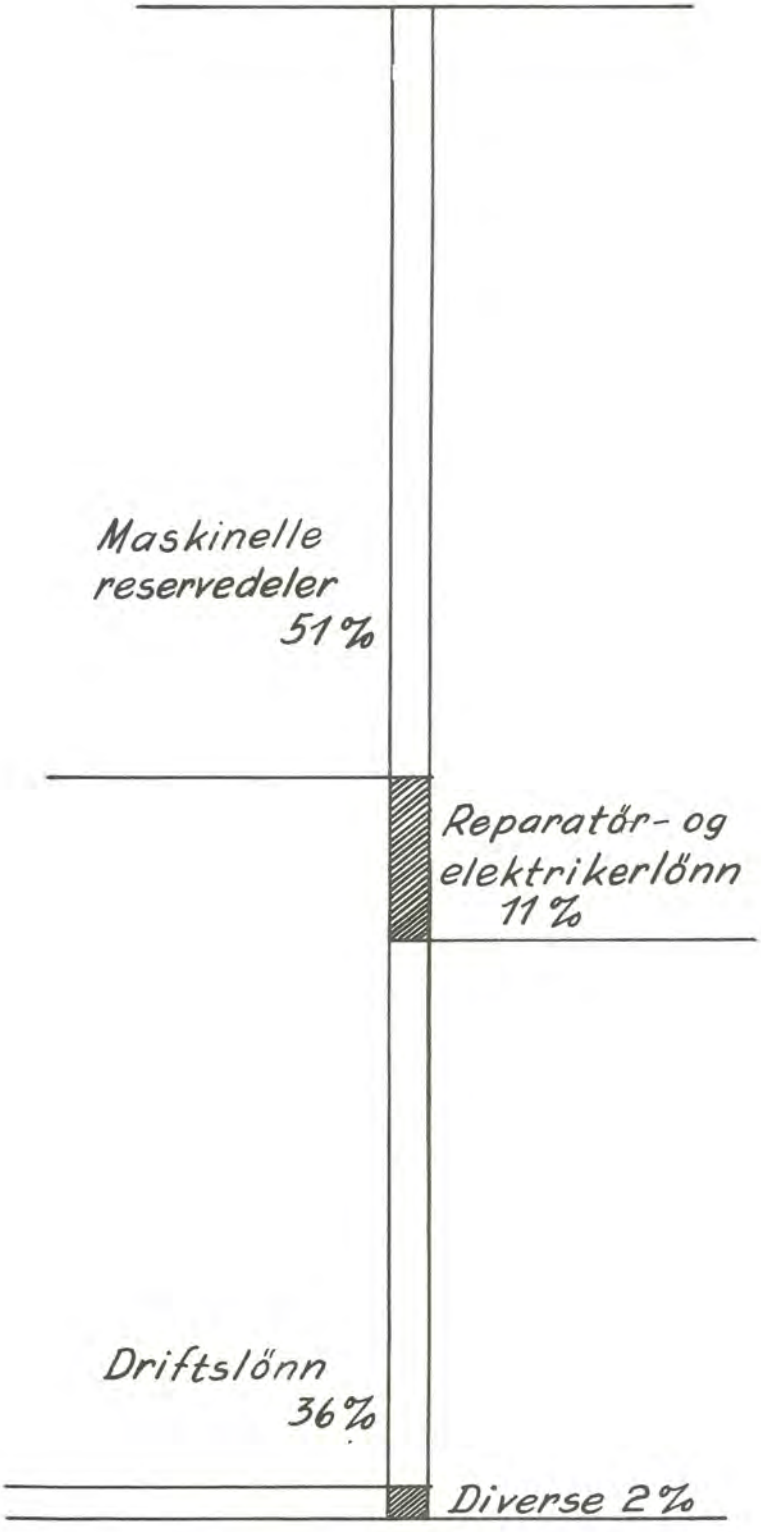
Bilag 3A

Prosentvis fordeling av kostnader ved dagbruddsdrift.



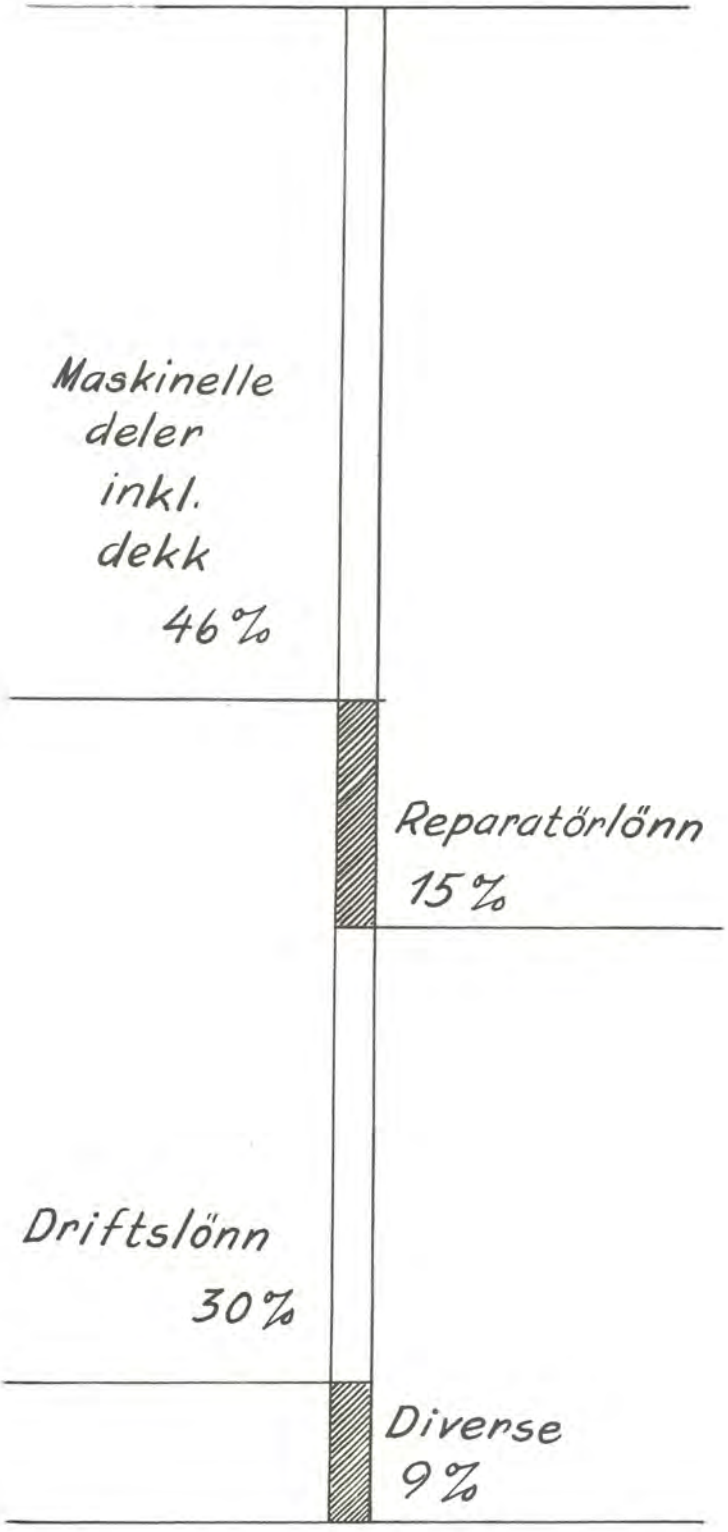
Bilag 3 B

Prosentvis fordeling av kostnadene med elektrisk dreven gravemaskin.



Bilag 3 C

Prosentvis fordeling av kostnadene for transport med 22 tonns trucker.



ERFARINGER FRA DRIFTEN AV DAGBRUDDET, TELNES

av

bergingeniør T. Bredeli
Titania A/S

ERFARINGER FRA DRIFTEN AV DAGBRUDDET, TELLNES

Generelt

Titania A/S bryter en ilmenittmalm i dagbrudd på Tellnes. Malmforekomsten er bl.a. undersøkt med diamantboring og det er påvist en mengde som er større enn 250 mill. tonn. De nyttbare mineralene er ilmenitt (titanjernsten) og magnetitt (jernmalm). Malmen blir behandlet i vårt oppredningsverk hvor det fremstilles et ilmenittkonsentrat med 45% TiO_2 og et magnetittkonsentrat med 62% Fe. Det må påsettes verket ca. 3,2 tonn malm (sp.v. 3.2) for å fremstille 1 tonn konsentrater.

I dagbruddet på Tellnes er det i det vesentlige hittil drevet med tilredningsarbeide, d.v.s. arbeidet har vært konsentrert om bryting av førsteskiven. Terrenget er, som bilde 1 viser, svært kupert, imidlertid vil driften innen en treårsperiode være så langt fremskredet at man overalt i det aktuelle brytingsområde vil ha etablert horisontale paller.

Et kart over Tellnesfeltet (bilde 2) viser at malmen delvis ligger under vann (Tellnesvannet). Dette vannet skal dreneres etappevis og i første omgang skal den nordvestre del tappes for å gi rom for malmbrytingen i dette område.

Et typisk snitt igjennom malmforekomsten (bilde 3) viser at den nærmest er ideelt formet for dagbruddsdrift med absolutt minimalt behov for fjerning av gråbergsmasser.

Vår brytningsplan går ut på å bryte malmen i 15 m høye paller. Hittil ligger våre erfaringer i det vesentlige på driften av

førsteskiven hvor pallhøyden har variert fra 5-6 m til 20-22 m. Denne dagmalmen er svært oppsprukket og er tildels forvitret ned til 10 m, dessuten er terrenget, som før nevnt, ualminnelig kupert noe som til sine tider har krevet bygging av tømmerbroer for å få våre I.R. Crawl borrigger på plass.

Med nåværende kjøreplan er produksjonen fra dagbruddet 1 mill. tonn årlig, hvilket tilsvarer en gjennomsnittlig døgnproduksjon på 4300 tonn på 2 skiftsdrift.

Maskininstallasjoner

Lastingen foregår med 2 stk. lastemaskiner, en RB 110 og en RB 54. RB 110 har hos oss en gjennomsnittskapasitet på 2200 tonn pr. skift ved normal uforstyrret lasting mens RB 54 under tilsvarende forhold klarer ca. 1100 tonn pr. skift. Vekten av RB 110 og RB 54 er henholdsvis 150 tonn og 75 tonn.

RB 110 er langt bedre i litt grovskutt røys enn RB 54 og den er helt overlegen når det gjelder riving i såle og stuff. Bortsett fra at RB 110 krever litt større plass kan det ikke pekes på en eneste arbeidsoppgave hvor RB 110 er mindre egnet enn RB 54. Driftskostnadene taler også til fordel for RB 110 idet totalutgiftene pr. tonn lastet hittil iår (eks. avskr.) har vært kr. 0,29 for RB 110 og kr. 0,45 for RB 54.

Transporten foregår med 4 stk 20 tonns trucker; Faun K 21/41 med Deutz luftkjølt dieselmotor på 230 Hk. Transportveien har alt overveiende vært horisontal, med en gjennomsnittlig kjørelengde på ca. 500 m. Til vedlikeholdet av veiene brukes knust malm som har gått gjennom en Symons Standard konknuser med 1" spalt. Dette materialet har vist seg utmerket for formålet. Til veiskrapingen benyttes en Cat. nr. 12 veihøvel.

Truckene har hittil en gangtid på ca. 7000 timetellertimer hver uten at det har vist seg nødvendig med større overhal-

inger hverken på motor, kasse eller understell.

Gummislitasjen er liten, - hittil har vi ingen full oversikt over kostnadene idet kun tre dekke er tatt ut på grunn av kutt og under halvparten er regummiert. Til nå viser gummiutgiftene et tall som er mindre enn 6 øre pr. tonn. Dette skyldes nok for en stor del det arbeide som legges i veivedlikeholdet. Totalutgiftene pr. tonn fordret hittil iår (eks. avskr.) har vært kr.0.33. Foruten veihøvel Cat. nr. 12 er det til nå benyttet en bulldozer Cat. D6 og en Cat. nr. 966 Traxcavator som hjelpemaskiner i bruddet. Disse maskinene har vist en tilfredsstillende økonomi, men bulldozeren og traxcavatoren har vist seg for lette for de aktuelle arbeidsoppgaver slik at de nå vil bli erstattet med tyngre utstyr.

Forut for all primærboring og -sprengning må all jord fjernes fra malmen idet humussyren skaper vanskeligheter i oppredningsprosessen. Til dette benyttes vognmonterte vannkanoner med pumpeinstallasjoner som gir et dysetrykk på ca. 20 kg. og en vannmengde på 1200 l/min. Disse apparater har vært oss til stor nytte og de har en utrolig kapasitet. Det kan nevnes at det i sommersesongen 1964 ble renspylt ca. 40000 m^2 med 2 aggregater i kupert terreng og hvor jorddybden på sine steder var opptil 8 m. Kostnadene var kr. 1.65 pr. m^2.

Primærboringen blir utført med 4 stk. vognbormaskiner av type IR Crawl m/driftere D45 og D475. Det benyttes mobile kompressorer på 17 m^3 friluft pr. min. 2 av kompressorene er elektrisk drevet og 3 andre dieseldrevet. De elektrisk drevne kompressorer er mindre mobile på grunn av krafttilførselen, men de viser tydelig mindre vedlikehold og driftsutgifter. Kostnadene pr. brutto maskintime for el.drevne kompressorer er kun 1/3 av kostnadene for de tilsvarende dieseldrevne kompressorene.

Det bores kun $3\frac{1}{2}$" hull ved primærboringen. Borsynkningen varierer meget, både horisontalt og vertikalt i et snitt gjennom

malmen. Et gjennomsnittstall ligger på ca. 18 cm/min. for et 15 meters hull. Det oppnåes sjelden større skifteffekt enn 40 bormeter pr. aggregat. Det benyttes Timken borkroner på hvilke det oppnåes en levetid på ca. 410 m og Gardner Denver 12' borstenger serie 1600 og 1700 som står ca. 340 m, - hylsene står ca. 180 m.

Totalutgiftene pr. bormeter (eks. avskr.) var i 1964 kr.9.84 heri inkl. trykkluftkostnadene. Dette mener vi er et brukbart tall og det skulle gi et bilde av hva dette boringsutstyret kvalitetsmessig er.

Sprengning

Målsettingen for sprengningen er entydig: Så finknust malm som overhode mulig. Med vekslende hell har vi prøvet oss frem med forskjellige borhullsmønstere, sprengstofftyper og tenningsmetoder. Vi har gradvis forandret borhullsmønsteret fra ca. 30 tonn malm pr. bormeter til idag ca. 15 tonn malm pr. bormeter. Vi har ialt avfyrt over 100 tonn sprengstoff av forskjellige slurrytyper uten godt resultat. Vi har initiert salvene med elektriske fenghetter, kombinasjoner av elektriske fenghetter og med detonerende lunte alene. Alle disse forsøkene har gitt oss endel erfaringer og vi har foreløbig kunnet konkludere med følgende hovedpunkter:

1. at det idag i Norge ikke markedsføres en slurry som er brukbar i borhull med mindre diameter enn 4",

2. at det inntil for kort tid siden ikke ble markedsført en detonerende lunte og lunteforsinkere her til lands med god nok kvalitet,

3. at sprengningsarbeidet i høy grad er avhengig av nitid nøyaktighet med hensyn til hullsetting, lading og initiering,

4. at vi av sikkerhetshensyn helst vil unngå å bruke dynamitt og andre ikke-sikkerhetssprengstoffer.

En rekke andre detaljer har vi også erfart, småting som etter hvert er blitt rutine og som stadig har bidratt til et bedre sprengningsresultat.

Det kan nevnes at Tellnes ligger i et av de distriktene i landet hvor det hyppigst forekommer tordenvær. Man har eksempler på at det under driften av Titania A/S' grube "Storgangen" er blitt stående salver ferdig ladet i over 14 dager uten at man har kunnet sette elektriske feng i hullene, og da på grunn av daglige tordenvær i den samme perioden.

På grunn av disse forhold har vi hele tiden, sålangt mulig, gått inn for kun å bruke detonerende lunte til initieringen. Fordi det ikke bare brukes slurry av den kvalitet som markedsføres her tillands, og at vi nødig vil bruke et ikkesikkerhetssprengstoff, har vi innført Geomit pakket i plastikkfolie 500 mm x 67 mm Ø som eneste sprengstoff for primærsprengningen. På grunn av vann i så å si alle hull har vi ikke våget å benytte an+olje.

Prosedyren som vi generelt følger ved opplegget av salvene er at vi i første omgang, under hensyntagen til større kjente slepper og andre naturlige begrensninger i terrenget, fastlegger omrisset av salven. Den blir sålangt råd er prøvd holdt under en tonnasje på ca. 80000 tonn, hvilket er den maksimale størrelse vi kan lade ferdig på lys dag, dvs. 20 tonn sprengstoff.

Etterat omrisset av salven er fastlagt blir hullplaseringene målt inn av vår landmåler og hvert hull blir merket med en treplugg påspikret en merkelapp med hullnr. og hullengde. Et kart over salven blir utarbeidet og det brukes både under boringen og ladingen.

Mønsteret vi etterhvert er kommet frem til går frem av bilde 4. Dette består av et hull i hvert hjørne av et kvadrat med sidekant 3.50 m samt et hull i sentrum av kvadratet. Hullene

mot begrensningen av salven har en innbyrdes avstand av 1.75 m. Disse lades svakere og den korte avstanden er gjort for å minske kantriving og bakbrekk.

Alle hull blir boret med et "spenn" på 10°, dvs. hullene heller 10° mot salvefronten.

Under lading festes den detonerende lunten til bunnpatronen og hullet lades til ca. 1 m står igjen. Det blir fordemmet med borkaks eller tilkjørt finkmust malm.

Sammenkoblingen av luntene skjer ved hjelp av doble halvstikk etter et skjema som går frem av bilde 5. Hulluntene blir forbundet til tverrstrengene som så igjen blir forbundet med tennstrengen. Som en sikkerhet har vi 3 tennstrenger idet vi mener det er her på grunn av lunteforsinkerne, at vi har det svakeste ledd i systemet. Vi benytter lunteforsinkere med en forsinkertid på 10 millisek.

Tennstrengene blir ført frem til planet foran salvene eller til et annet hensiktsmessig sted. Her blir de 3 strengene sammenkoblet og påsatt en tjærelunte med feng nr. 8. Hele lunteopplegget for 400 hull tar ca. $1\frac{1}{2}$ time for 8 mann.

Vi oppnår på denne måten en vanlig V-åpning av salven midt på fronten og hvor hullene i de fjernestliggende hjørner blir initiert sist.

Det kan nevnes at nyere tyske forsøk har fastlagt at man sjelden får noen utbryting i salvefronten før det er gått ca. 70 millisek. Det betyr at det ved denne metoden ikke er blitt noen vesentlig bevegelse i massene før siste hull er initiert og man skulle således tro at det skjer en innbyrdes knusing i salven som er av det gode. Bildene 6-7-8 og 9 viser henholdsvis salvefront før skyting, nærbilde av skutt salve, fjernbilde av skutt salve som tydelig viser hvordan salven har reist seg i forhold til pallen, og til sist bakre

kant av salven som viser fremkastet. Det er i det siste år overhodet ikke registrert forsagere.

Med det borhullsmønster som ovenfor er skissert går det med 240 gr. sprengstoff pr. tonn og ca. 0.1 m lunte, og totalkostnadene pr. tonn for primærsprengningen (borhull, ladearbeide og sprengstoff) beløper seg til kr.1.08 på de vel 600.000 tonn som vi hittil har sprengt iår.

Sekundærsprengningen representerer hos oss ca. 12% av de totale grubeutgifter og det kan nevnes at 1 sprett gjennomsnittlig i 1965 har kostet kr. 9.45 (heri inkl. lønn, sprengstoff, lunte og andel av hjelpemaskiner). Alle sprett blir initiert med detonerende lunte. Dette er kanskje en litt dyr metode, men sikkerhetsmessig er den langt å foretrekke for tjærelunte-tenning. Det har så å si ikke blitt funnet forsagere og vi har eksempler på salver med over 600 sprettestein uten en eneste feil.

Vi har ennå ikke, på langt nær, oppnådd det ideelle resultat med hensyn til fragmenteringen i salvene. Vårt mål inntil videre er å komme under 10 sprettestein pr. 1000 tonn lastet, sprettesteinen er da større enn 0.75 m x 0.75 m x 0.75 m. Vi har hatt enkelte salver med et så godt resultat, men som et gjennomsnitt ligger vi på over 20 pr. 1000 tonn lastet.

Hva god fragmentering betyr i mindre påkjenninger på grubemaskiner og knusere det kan man godt tenke seg og vi arbeider iherdig med problemene i den hensikt å kunne senke kostnadsnivået for grubedriften iallfall med 20%, (bilde 10) og at vi således, forhåpentlig i nær fremtid, skulle nærmere oss et kostnadstall pr. tonn like over kr. 2.00.

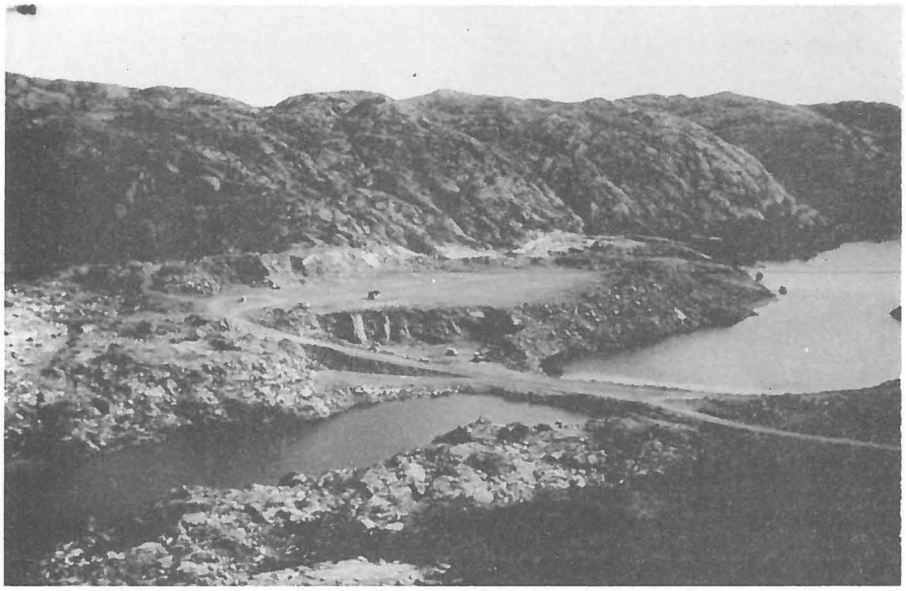


FIG. 1

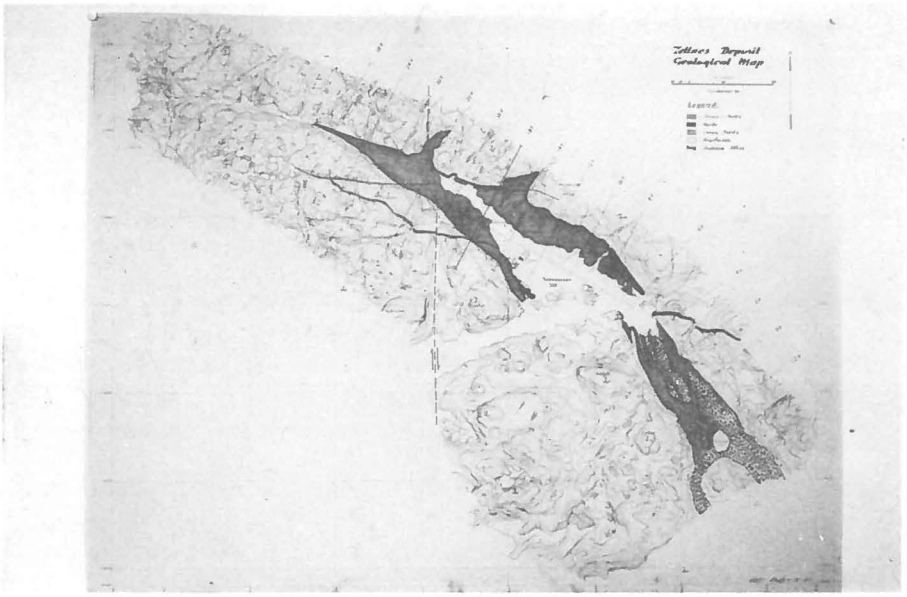


FIG . 2

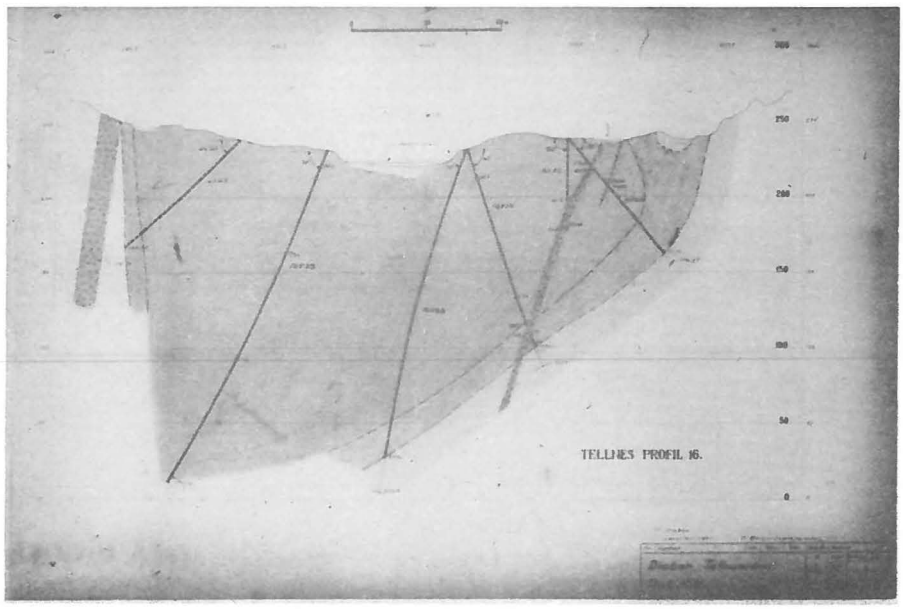

TELLNES PROFIL 16.

FIG. 3

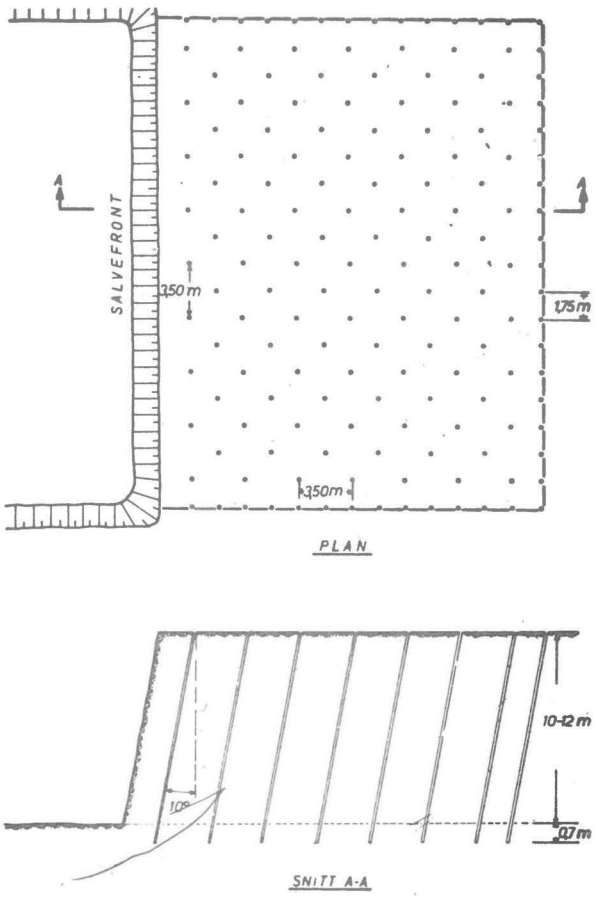

SALVEFRONT
3,50 m
1,75 m
3,50 m
PLAN
10-12 m
10°
0,7 m
SNITT A-A

FIG. 4

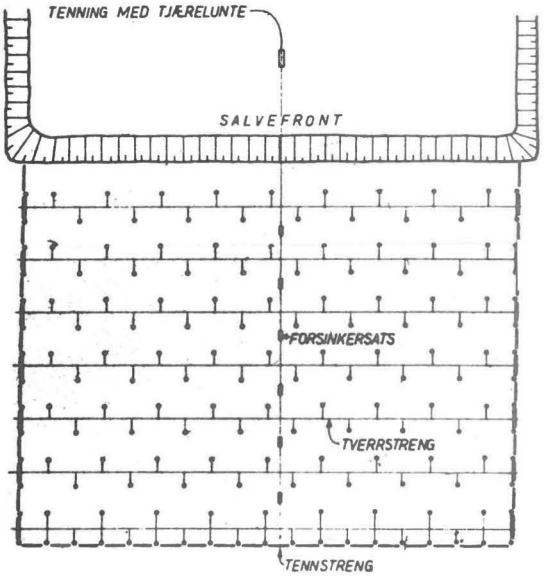

TENNING MED TJÆRELUNTE
SALVEFRONT
FORSINKERSATS
TVERRSTRENG
TENNSTRENG

FIG. 5

FIG. 6

FIG. 7

FIG. 8

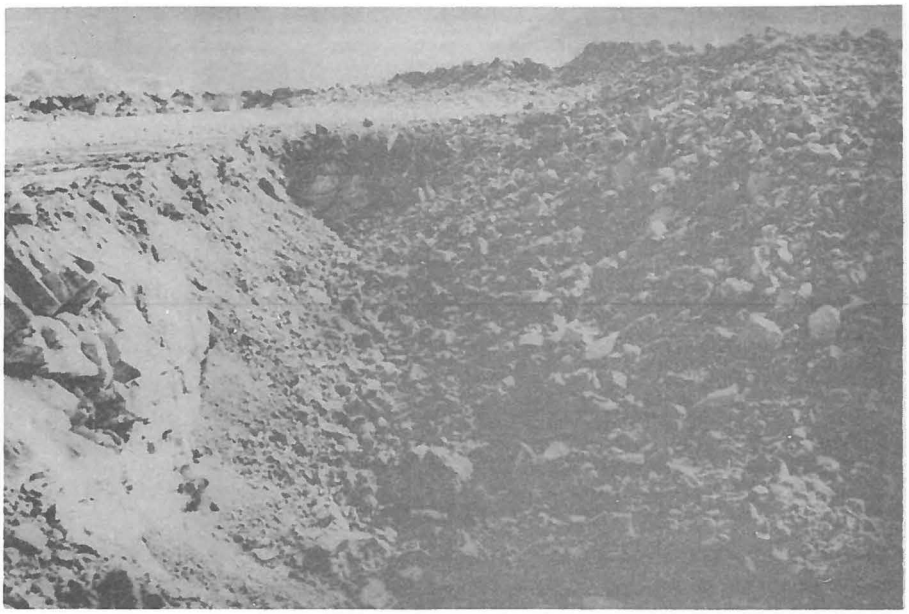


FIG. 9

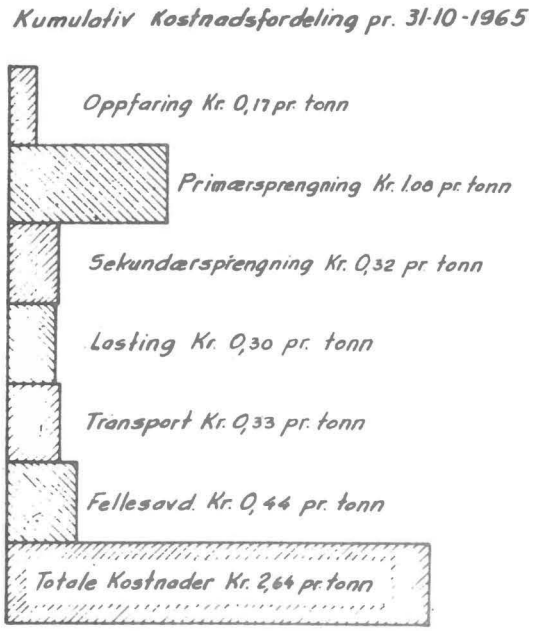

Kumulativ Kostnadsfordeling pr. 31-10-1965
Oppfaring Kr. 0,17 pr. tonn
Primærsprengning Kr. 1.08 pr. tonn
Sekundærsprengning Kr. 0,32 pr. tonn
Losting Kr. 0,30 pr. tonn
Transport Kr. 0,33 pr. tonn
Fellesavd. Kr. 0,44 pr. tonn
Totale Kostnader Kr. 2,64 pr. tonn

FIG. 10

EMPIRISKE FORMLER FOR BEREGNING AV SPESIFIKT SPRENGSTOFFORBRUK OG BORMESTER PR. M^3 VED TUNNELDRIFT

av

Sivilingeniør T. Jorstad
Ing. Thor Furuholmen A/S

EMPIRISKE FORMLER FOR BEREGNING AV SPESIFIKT SPRENGSTOFFORBRUK OG BORMETER PR. m^3 VED TUNNELDRIFT.

Denne fremstilling tar sikte på å introdusere en del enkle empiriske formler til bruk for anleggsingeniører. Det gjelder formler for bormeter og sprengstoff-forbruk ved tunneldrift.

Fremstillingen er basert på borserie 11 og 32 % gummi-dynamitt - eventuelt noe geomitt/lynitt i krans og stross, samt elektriske $\frac{1}{2}$sek. tennere. (Ved bruk av millisek. tennere vil det være mulig å holde forbruket av sprengstoff noe lavere enn de resultater formlene tilsier).

Følgende forkortelser og betegnelser er benyttet:

A: Teoretisk tunneltverrsnitt i m^2.

l.m: Løpende meter tunnel.

$f.m^3$: Fast kubikkmeter, teoretisk tunneltverrsnitt.

$G_{l.m}$: Antall bormeter pr. l.m. tunnel.

g: Bormeter pr. $f.m^3$.

$Q_{l.m}$: Sprengstoff-forbruk i kg. pr. l.m. tunnel.

q: Sprengstoff-forbruk i $kg/f.m^3$

Betegnelsene følger i alt vesentlig dr. ing. Fraenkels "Handbok i Bergsprangningsteknik" - bortsett fra $f.m^3$ - da jeg mener at denne betegnelse konsekvent bør benyttes for alt som angår tunneldrift.

Formlene:

$$g = \frac{15.o \text{ borm./f.m}^3}{\sqrt{A}} \qquad G_{1.m} = 15.o \sqrt{A} \text{ borm./1.m.}$$

$$q = \frac{8.o \text{ kg/f.m}^3}{\sqrt{A}} \qquad Q_{1.m} = 8.o \sqrt{A} \text{ kg/1.m}$$

For sprengstofforbruket er variasjonsområdet ca. $\overset{+}{\div}$ 10%, og for antall bormeter $\overset{+}{\div}$ 15%, men for en vanlig gneis eller granitt vil formlene kunne brukes med stor nøyaktighet uten $\overset{+}{\div}$. Fig. 1 og 2.

Formlene er utarbeidet på grunnlag av studier og innsamlet statistisk materiell fra ca. 50 tunneler drevet i Norge, med tverrsnitt fra minimum og opptil 130 m^2. I tillegg er benyttet tilgjengelige data fra "Handbok i Bergsprängningsteknik", referater fra tidligere konferanser i fjellsprengningsteknikk 1963 og 64, sprengstoffleverandørenes publikasjoner og diverse artikler i teknisk fagpresse.

Formlene tar spesielt sikte på veg- og vanntunneler ut fra de geologiske forhold vi har i Norge med sprengningsteknisk sett tunge og middels tunge fjellsorter. Den enkelte anleggsingeniør vil ofte ha et behov for på en hurtig måte å kunne danne seg et bilde av det aktuelle forbruk, og formlene som direkte lar seg regne ut på regnestav uten at kravet til nøyaktighet svekkes, har vært denne fremstillings mål. Der er unngått parametere som først må bestemmes ved forsøk. Mange av de tidligere utarbeidede kurver er basert på ukjente parametere, men rent bortsett fra at fjellets inhomogenitet vanskeliggjør bestemmelse av disse, må sprengningsforøk til bestemmelse av parameterne enten foretas i dagfjell eller

inne i tidligere utsprengte tunneler og/eller haller hvor man må regne med at fjellet har vært utsatt for store påkjenninger på et tidligere stadium. Det vil lett medføre verdier på parameterne som indikerer lavere forbruk enn det praksis vil vise.

Ved beregning av sannsynlig sprengstoff-forbuk er det dessuten ganske mange forhold som må tas i betraktning utover de rent sprengningstekniske. Sprengstoffet er en meget stor kostnadspost og utgjør ca. 10 % av en vanlig kontraktspris. Det er forståelig at lavt forbruk tilstrebes, men på den annen side kommer ønsket om en stor inndriftsprosent i der

$$i = \frac{\text{gjennomsnittlig brytning}}{\text{teoretisk boredybde}} \times 100\ \%$$

En økonomisk optimalisering av i ($i_ø$) må være målet. Det er den i som gir de laveste kostnader totalt, og $i_ø$ oppnåes ikke ved q min. For å illustrere dette er antydet en hypotetisk kurve (fig. 3) der sprengstoff- og totale kostnader er sett i relasjon til inndriftsprosenten i. For å oppnå en økonomisk inndrift, må man bruke mer sprengstoff pr.f.m^3 enn det som er tilstrekkelig for å få ut fjellet. (q er overproporsjonal i relasjon til i, med i over en viss verdi.) Men dette gir f.eks. lavere g (bormeter pr. f.m^3), da vi med samme bormeterantall får bedre i, mindre tennerforbruk og mindre arbeid pr.f.m^3. En god brytning gir dessuten vanligvis mindre renskearbeid på stuff og bedre arbeidsforhold ved skråming på ny salve.

For de mindre tverrsnitt kan det se ut til at formlene gir for høye verdier, men andre faktorer enn de sprengnings-tekniske spiller også her inn. En økonomisk drift tilsier hurtig lasting, og med de lastemaskiner som brukes på mindre tverrsnitt, er finskutt stein en forutsetning. Heft p.g.a. én stor stein pr. salve, eventuelt spretting, vil medføre langt større kostnader enn en økning av spreng-

stofforbruket med 5 til 10%, bortsett fra at sprengstofføkningen også vil gi noe større inndrift. Den billigste måte til å få finskutt stein, er etter min mening å lade noe utover det som kreves sett fra den sprengningstekniske side.

På basis av de data som har vært tilgjengelige, tror jeg at man med et forbruk tilsvarende de foreslåtte formler, vil få en økonomisk drift med $i_ø$ varierende mellom 86 og 93 %. For de mindre tverrsnitt vil det relativt høye sprengstofforbruk innspares i form av hurtigere lasting og mindre slitasje på lastemateriellet.

Det finnes naturligvis geologiske forhold som gjør at de her foreslåtte formler vil komme til kort. En seig glimmerskifer vil utvilsomt kreve både mer boring og sprengstoff enn hva formlene tilsier, mens et kalkfjell vil ha et mindre behov, men på den annen side synes de å dekke en såvidt stor prosent av de tunneler som er drevet at jeg tillater meg å tro at formlene må betraktes som en både enkel og nøyaktig støtte for beregning av bormeter og sprengstoff-forbruk ved tunneldrift.

Fig. 1.

Bormeter pr. f.m³ og lm.

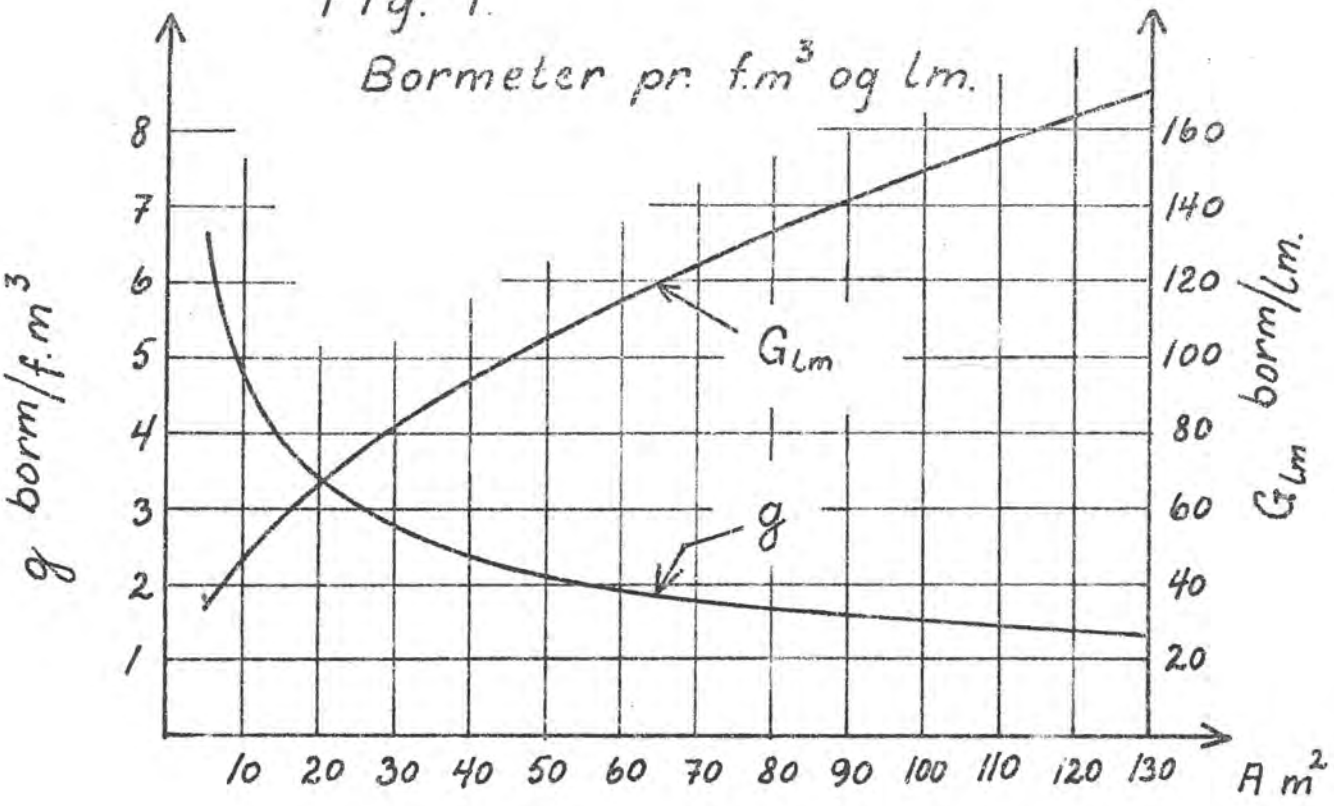
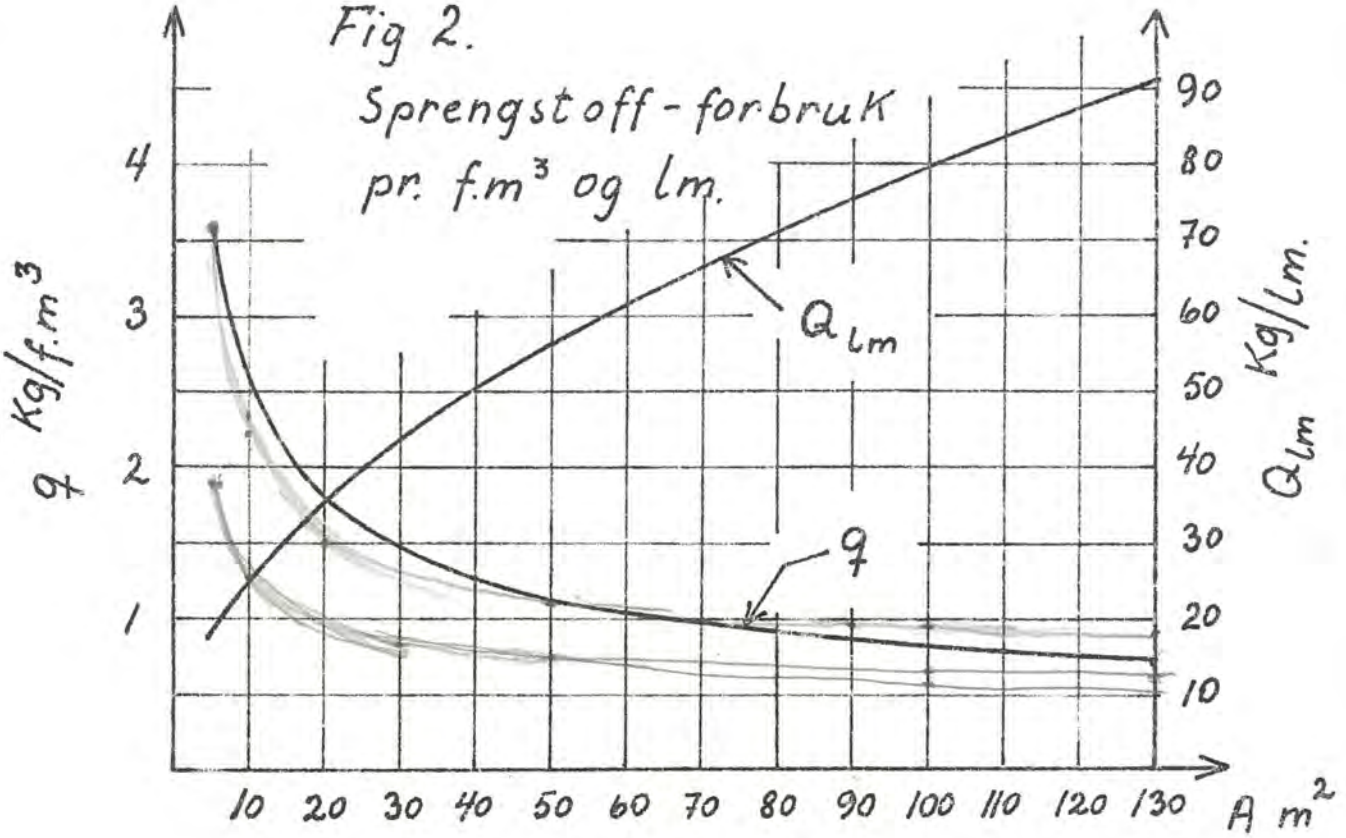


Fig 2.

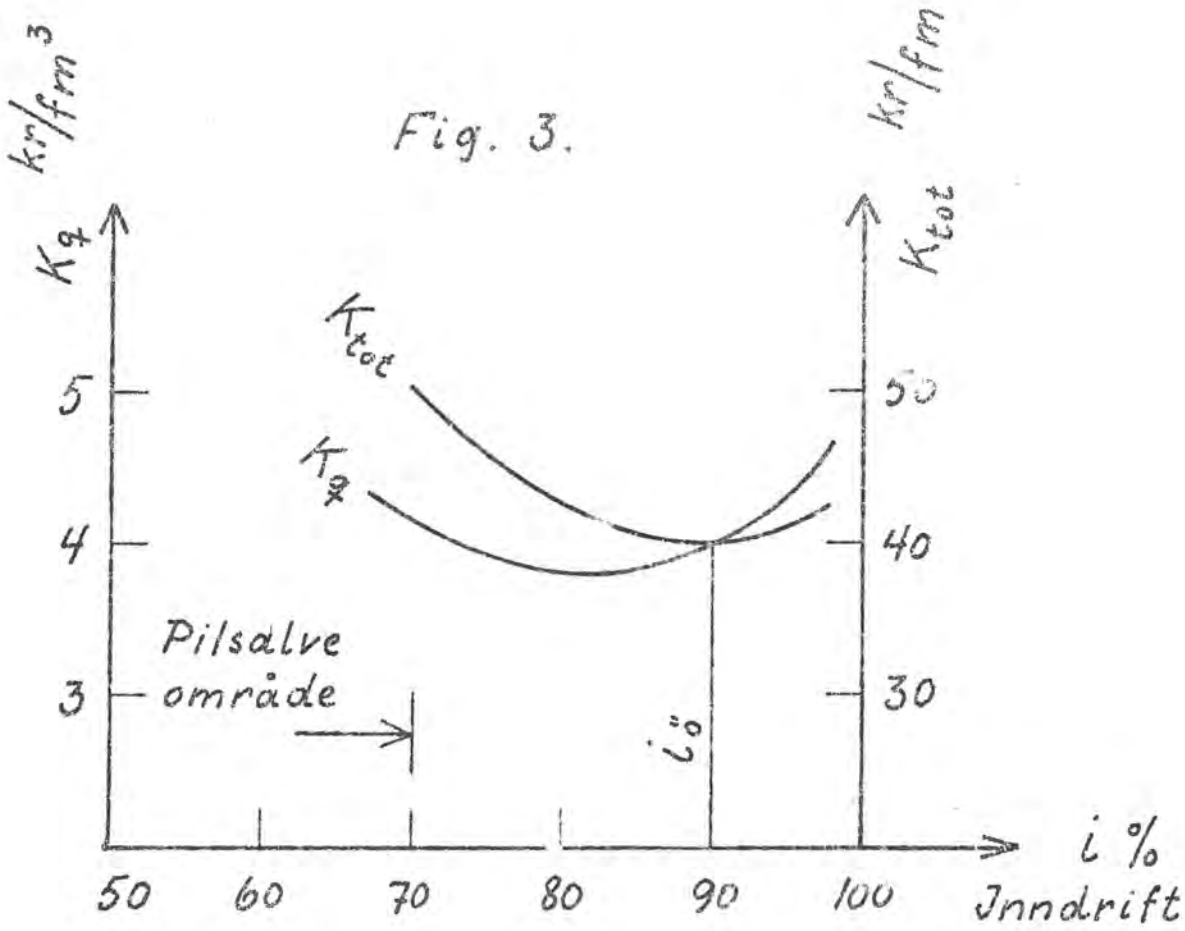
Sprengstoff-forbruk pr. f.m³ og lm.



Ing. Thor Furuholmen A/S

Tron Jorstad

Fig. 3.



Hypotetisk kurve for totale kostnader K_{tot} og sprengstoff-kostnaner K_q i relasjon til inndriftsprosenten i.

Figurens verdier er tilpasset en tunnel med tverrsnitt 40 m.²

For $i_ö = 90\%$ er $K_q = 0{,}1\, K_{tot}$.

Ing. Thor Furuholmen A/S

Tron Jorstad

EN LABORATORIEMETODE FOR VURDERING AV BERGARTERS SPRENGBARHET

av

sivilingeniør J. Christensen
Norges Tekniske Høyskole

EN LABORATORIEMETODE FOR VURDERING AV BERGARTERS SPRENGBARHET

Det er kjent at sprengstofforbruket ved driving av et bestemt tunnelprofil kan vise stor variasjon fra anlegg til anlegg.

Ved tunneldriving er naturligvis kuttens form og utførelse, borenøyaktighet, valg av sprengstoff o.l. driftstekniske faktorer meget avgjørende for resultatet, men erfaringsmessig er det dessverre ikke alltid mulig å oppnå en vesentlig bedring av dårlige driftsresultater ved å endre disse anleggstekniske faktorer. En må derfor anta at en dårlig sprengbarhet i vesentlig grad kan skyldes fjellets egenskaper.

De siste halvannet år har foredragsholderen arbeidet med en licentiatgradsoppgave i ingeniørgeologi under professor Rolf Selmer-Olsen ved Geologisk Institutt, NTH. Oppgaven vedrører bergarters sprengbarhet, og dens sentrale emne er forsøk på å bringe mer klarhet i hvilke egenskaper ved bergartene som har innvirkning på sprengbarheten.

På lengere sikt er et av målene å finne frem til prøvemetoder slik at en på grunnlag av relativt enkle laboratorieforsøk på innsamlede bergartsprøver kan vurdere i grove trekk hvordan fjellet vil oppføre seg ved sprengning. Da undersøkelsen på ingen måte er avsluttet, er det rent foreløpige resultater som kan legges frem her, men vi synes disse likevel er såpass interessante at de kan tenkes å ha almen interesse.

Som første ledd i undersøkelsen er en rekke tunnelanlegg besøkt. På grunnlag av tunnelrapporter og annet materiale, har en kunnet velge ut tunnelavsnitt hvor driften har gått jevnt med normale inndrifter og normalt sprengstofforbruk, og andre avsnitt hvor fjellet har vært spesielt vanskelig å bryte. Fra disse forskjellige tunnelavsnitt er det så tatt så langt mulig representative prøver av bergartene, for undersøkelse i laboratoriet.

En av de vanskeligheter en støter på ved vurdering av sprengningsresultater er hva en skal ansa som normale inndrifter og normalt sprengstofforbruk ved forskjellige tunneltverrsnitt og forskjellig driftsopplegg. For det første må en bringe klarhet i hvilke salvelengder som må ansees normale ved de forskjellige tunnelprofiler. Dette er igjen avhengig av hvilken kutt-type som brukes. I fig. 1 er gjengitt et diagram hentet fra Langefors og Kihlstrøm: "Rock Blasting" (Stockholm 1963) som viser normal inndrift pr. salve ved forskjellig tunnelbredde og ved forskjellige kutt-typer. På grunnlag av dette samt tilgjengelig materiale fra norske anlegg har en satt opp en oversikt over normale salvelengder ved forskjellig tunnelbredde. Nå har en ved de anlegg som denne undersøkelsen omfatter enten brukt kilkutt, eller parallellhullskutt med 57 mm grovhull. Parallellhullskutten har enten vært vanlig Coromantkutt eller "brennkutt" med 2, 3 eller 4 grovhull. Det er derfor bare disse kutt-typer som er tatt med i figuren (fig. 2).

De opplysninger en vanligvis får fra tunnelrapporter er i første rekke inndrift pr. salve eller inndriftsprosent, og sprengstofforbruk.

For bedømmelse av sprengstofforbruket er det på grunnlag av tilgjengelig statistisk materiale satt opp en kurve over normalt sprengstofforbruk ved forskjellige tunneltverrsnitt (fig. 3). Med normalt sprengstofforbruk menes sprengstofforbruket ved jevn drift med normal salvelengde og normal

inndrift pr. salve (ca. 90 %) i fjell som i anleggsterminologi betegnes vanlig godt fjell. Til sammenlikning har en i figuren ved siden av den valgte normalkurve lagt inn Kontor for Fjellsprengningsteknikk's kurver over spesifikt sprengstofforbruk ved tunneldrift i henholdsvis "tunge", "middels tunge" og "lette" fjellsorter (Heltzen, Fjellspr.konfr. 1964) samt NVE's kurver (Johannessen, Fjellspr.konfr.1963).

Hva som kan anses som normalt sprengstofforbruk ved et bestemt tverrsnitt avhenger noe av kutt-typen, videre av borhullsdiameteren. En har derfor satt en variasjonsbredde på ± 10% fra normalkurven som grensene for det normale område (fig. 4).

Svært ofte vil en på en tunnelstrekning gå gjennom bergartspartier med forskjellig sprengbarhet. Når en går fra et parti med relativt normal sprengbarhet inn i et parti med dårlig sprengbarhet, vil den dårlige sprengbarhet gjerne gi seg til kjenne ved at inndriften pr. salve går ned.

I vanlig godt fjell er det oftest mulig å øke inndriftsprosenten noe ved å øke ladningen pr. salve etter visse regler.

I en bergart med dårlig sprengbarhet vil det erfaringsmessig kreves en langt sterkere økning i ladningsmengden pr. salve for å oppnå en tilsvarende bedring av inndriftsprosenten. En kan nok ofte holde sprengstofforbruket på et rimelig nivå ved å korte inn på salvelengden i slikt fjell, men egentlig er også dette et uttrykk for dårlig sprengbarhet.

I meget sprø, brystalline bergarter med svak kornsammenbinding - bergarter vi her betegner som "døde" - vil ofte selv en meget sterk økning i ladningsmengden ikke gi vesentlig bedring i inndriften.

Det er med andre ord de tre faktorene salvelengde, inndriftsprosent og sprengstofforbruk en her har lagt til grunn ved

bedømmelse av driftsresultatene og bergartenes sprengningsmessige egenskaper.

De påkjenninger fjellet utsettes for ved en sprengning, er i første rekke sjokkvirkning fra detonasjonsstøtet og strekk-skjær- og bøyningsspenninger ved virkningen av de ekspanderende eksplosjonsgasser. Det er derfor naturlig å søke å finne frem til prøvemetoder som i rimelig grad utsetter bergartsmaterialet for dynamiske mekaniske påkjenninger når en skal vurdere sprengbarheten i laboratoriet.

Tidligere erfaringer har gitt en følelse av at den svenske fallprøvemetoden for måling av bergarters evne til å motstå slagpåkjenning viser en viss korrelasjon med sprengbarheten for bergarter med lavt glimmerinnhold og uten breksjestruktur. Mange kjenner sikkert metoden, den brukes bl.a. av Vegvesenet til bedømmelse av stein til vegdekkemateriale. Jeg skal kort skissere metoden slik vi anvender den.

Bergartsprøven knuses ned på kjeftetygger, og en utsiktet prøve av fraksjonen 11 - 16 mm legges i en stålmorter med et overliggende stempel og utsettes for en viss slagpåkjenning av et fallodd (vekt 14 kg., fallhøyde 25 cm). Prøvemengden er ca. $\frac{1}{2}$ kg. Fallapparatet er vist i fig. 5.

Prøven tas så ut av morteren og siktes igjen. Den prosentmengde av prøven som etter slagpåkjenningen passerer undre sikt i fraksjonen (11 mm) kalles sprøhetstallet s. Sprøhetstallet gir altså et mål for bergartens evne til å motstå slagpåkjenning. En seig og sterk bergart har lavt sprøhetstall, mens en sprø og svakere bergart kjennetegnes ved et høyt sprøhetstall.

Det er vanlig å bruke nedknusningsgraden ved 20 slag som et mål for en bergarts sprøhet.

Spesielt for meget sprø bergarter har det imidlertid vist

seg at sprøhetstallet ved 20 slag ikke gir god differensiering mellom bergartene. En har derfor her valgt å bruke to sprøhetstall for å karakterisere en bergart, nemlig sprøhetstallet ved 5 slag (s_5) og sprøhetstallet ved 20 slag (s_{20}). For enkelte bergartsprøver har en fått en meget sterk pakning av prøvematerialet i morteren under slagpåkjenningen. Den sterke pakningen gjør at sprøhetstallene for disse prøvene blir for lave sett i forhold til de øvrige prøver. En har foreløpig ikke funnet en tilfredsstillende måte å korrigere dette på, og må bare anføre at prøvene som gir sterk pakning under slagpåkjenningen får for lave sprøhetstall til å gi det riktige bilde i forhold til de øvrige prøver.

I diagrammet fig. 6 er vist sprøhetsverdier for en serie bergarter hentet fra forskjellige tunnelanlegg. Som abschisse i diagrammet er valgt sprøhetstallet ved 5 slag s_5, og som ordinat forholdet mellom de to sprøhetstall, s_5/s_{20}. Prøver som har gitt sterk pakning er i diagrammet merket med P.

Det ser ut til at en ved hjelp av de to sprøhetstallene kan skille ut en gruppe bergarter som skaper spesielle vansker ved sprengning, nemlig de som vi betegner "døde". Disse kjennetegnes i laboratorieforsøkene ved særlig høye sprøhetstall, spesielt for s_5. På grunn av den meget store sprøhet vil en i slike bergarter lett få en finknusing (brenning) og utblåsing av fjellet rundt det enkelte borhull uten at en får den ønskede grad av brytning. Det er i første rekke blant granitter, gneisgranitter og marmor en finner slike "døde" bergarter.

Videre kan en ved de to sprøhetstall skille ut en gruppe bergarter som på grunn av sin lave sprøhet kan virke tunge og seige å sprenge. I denne gruppen finner en bl.a. visse gabbroer, grønnsteiner, hyperitter.

Mellom disse to grupper finner en i diagrammet bergarter som har gitt normale sprengningsresultater.

Nå må ikke punkttettheten i diagrammet oppfattes dithen at det gir et bilde av utbredelsen av bergarter med dårlig sprengbarhet. Ved denne undersøkelsen har en i første omgang konsentrert seg om anlegg hvor en har hatt vanskelige bergarter, slik at disse er overrepresentert.

Som en ser er det i diagrammet brukt karakteristikkene "svært dårlig", "dårlig" og "normal" sprengbarhet. En mer detaljert gradering er foreløbig ikke forsvarlig på grunn av det begrensede antall prøver.

For de inntegnede punkter kan en i grove trekk si at "svært dårlig sprengbarhet" ved normal salvelengde svarer til inndriftsprosenter under 80% (60 - 80%) og sprengstoffofbruk som ligger 40 - 70% over normalkurven. Ved redusert salvelengde svarer det til inndriftsprosenter under 80% (75-80%) og sprengstofforbruk som ligger 20 - 25% over normalkurven.

"Dårlig sprengbarhet" tilsvarer inndriftsprosenter på 80 - 85%, og sprengstofforbruk som ligger 10 - 30% over normalkurven. "Normal sprengbarhet" tilsvarer inndriftsprosenter på 90 - 93%, og sprentstofforbruk som ligger innen det normale området.

Det må bemerkes at det ved samtlige prøvesteder har vært en middels til liten oppsprekning av bergartene.

En må kunne si diagrammet viser at sprøhetstallene gir en verdifull hjelp til å skille ut visse bergartsgrupper med dårlig sprengbarhet.

Det finnes imidlertid et par grupper av bergarter hvor en ikke har funnet den samme korrelasjon mellom sprøhetstall og sprengbarhet.

Det gjelder for det første de glimmerrike bergarter. Her har tydeligvis forhold som glimmerinnhold, struktur, driftsretning i forhold til strukturretning m.m. avgjørende betydning for sprengbarheten.

En annen gruppe er breksjebergarter, dvs. bergarter som er blitt knust opp i fragmenter og siden kittet sammen igjen av tilførte mineraler. Disse synes vanligvis å ha helt spesielle strukturelle og elastiske egenskaper som gjør at de ofte kan ha dårlig sprengbarhet selv om sprøhetstallene ligger innen det normale området.

For disse grupper synes ikke sprøhetstallene på samme måte å fortelle om bergartenes sprengbarhet. En arbeider derfor med å finne frem til andre parametere som ved siden av sprøhetstallet kan karakterisere disse bergartenes sprengningsmessige egenskaper.

Som nevnt foran omfatter denne undersøkelsen prøvesteder hvor en har hatt middels til liten oppsprekning av bergartene.

Det er nok sannsynlig at ved sprengning i sterkt oppsprukket fjell vil selve bergartsmaterialets egenskaper komme mere i bakgrunnen, og man kan da ikke vente å finne den samme korrelasjon mellom sprøhetstall for bergartene og fjellets sprengbarhet.

Det er videre mulig at bergtrykket i visse tilfelle kan ha innvirkning på fjellets sprengbarhet, men på dette området har en foreløpig for få holdepunkter til å kunne dra sikre slutninger.

---oOo---

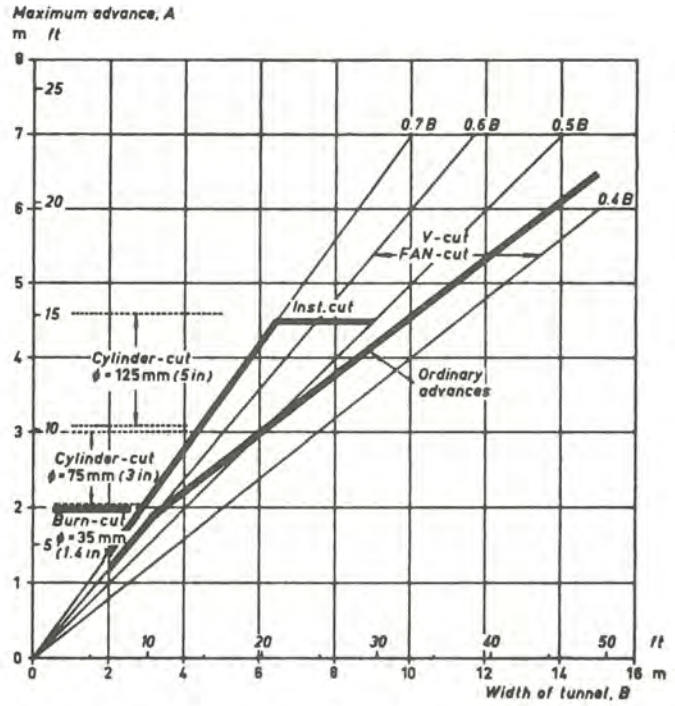
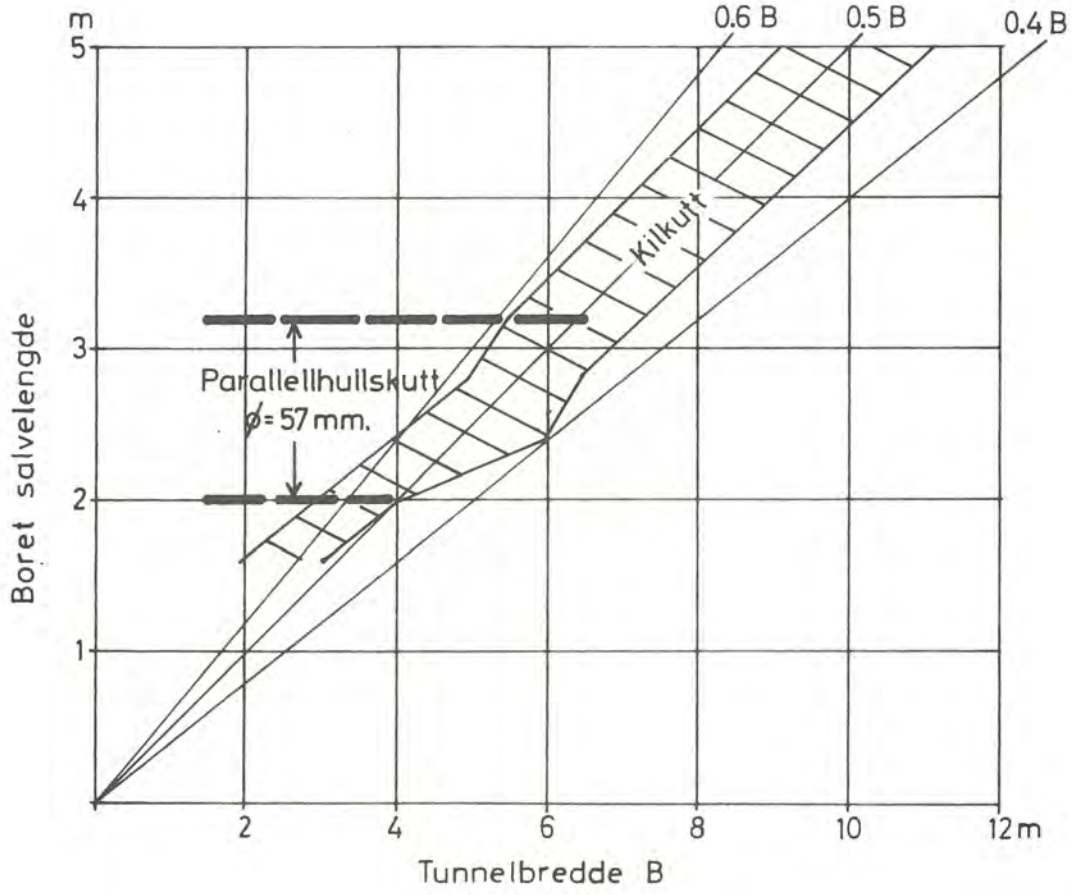


FIG. 7:16. Maximum advance per round as a function of the width of the tunnel for various types of cut. For *V*-cuts and fan cuts the values are between 40 and 60 % of the width (shaded area). The percentage for the "Ordinary advances" falls with increased depth due to increased influence of the deviations in the drilling. "Inst. cut" indicates *WP*-cuts and pyramid cuts.

Etter Langefors og Kihlström: „Rock Blasting"

fig. 1



Normale salvelengder.

fig. 2

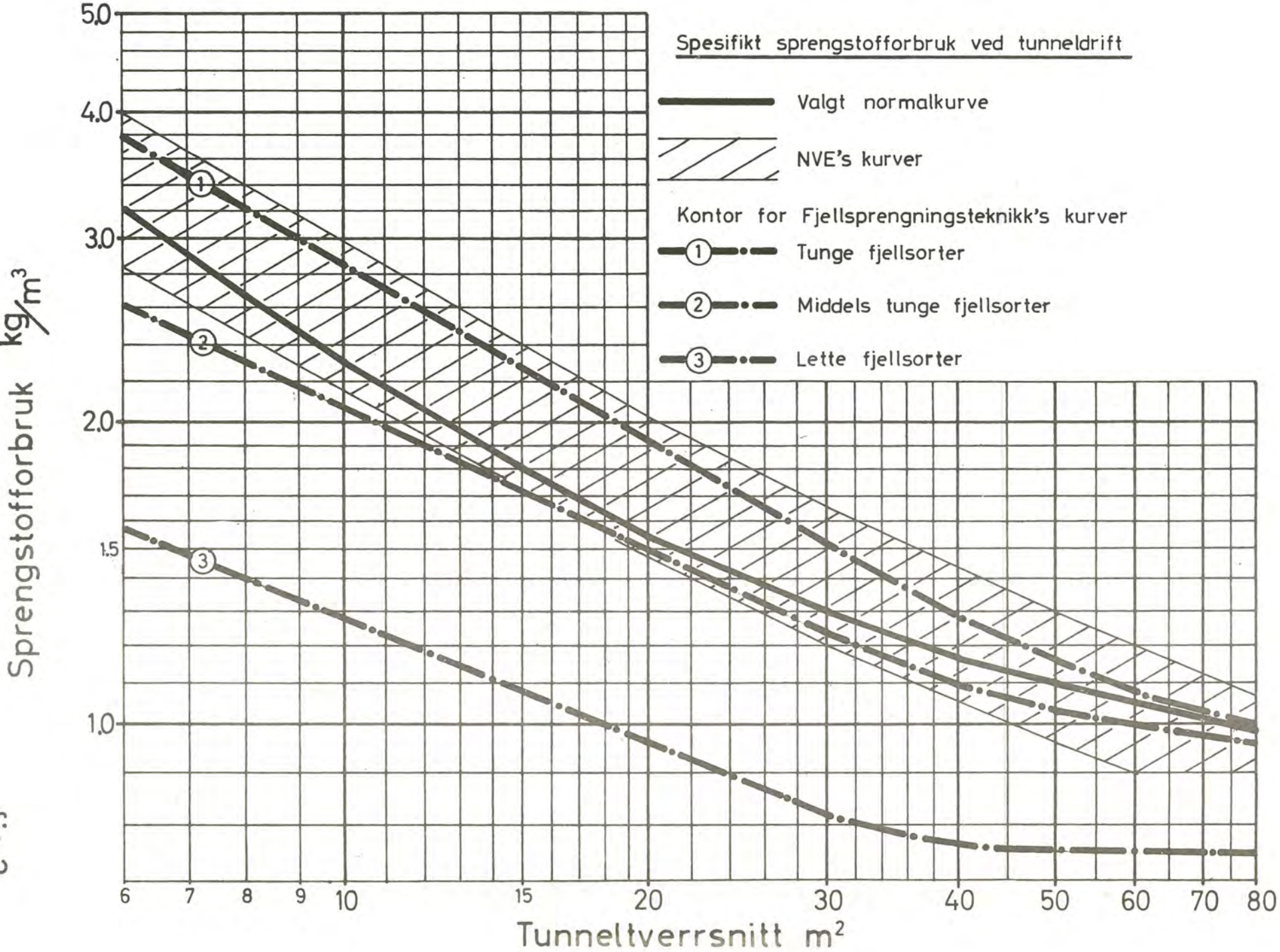

Spesifikt sprengstofforbruk ved tunneldrift
Valgt normalkurve
NVE's kurver
Kontor for Fjellsprengningsteknikk's kurver
1 Tunge fjellsorter
2 Middels tunge fjellsorter
3 Lette fjellsorter
Sprengstofforbruk kg/m³
5.0
4.0
3.0
2.0
1.5
1.0
6 7 8 9 10 15 20 30 40 50 60 70 80
Tunneltverrsnitt m²

fig.3

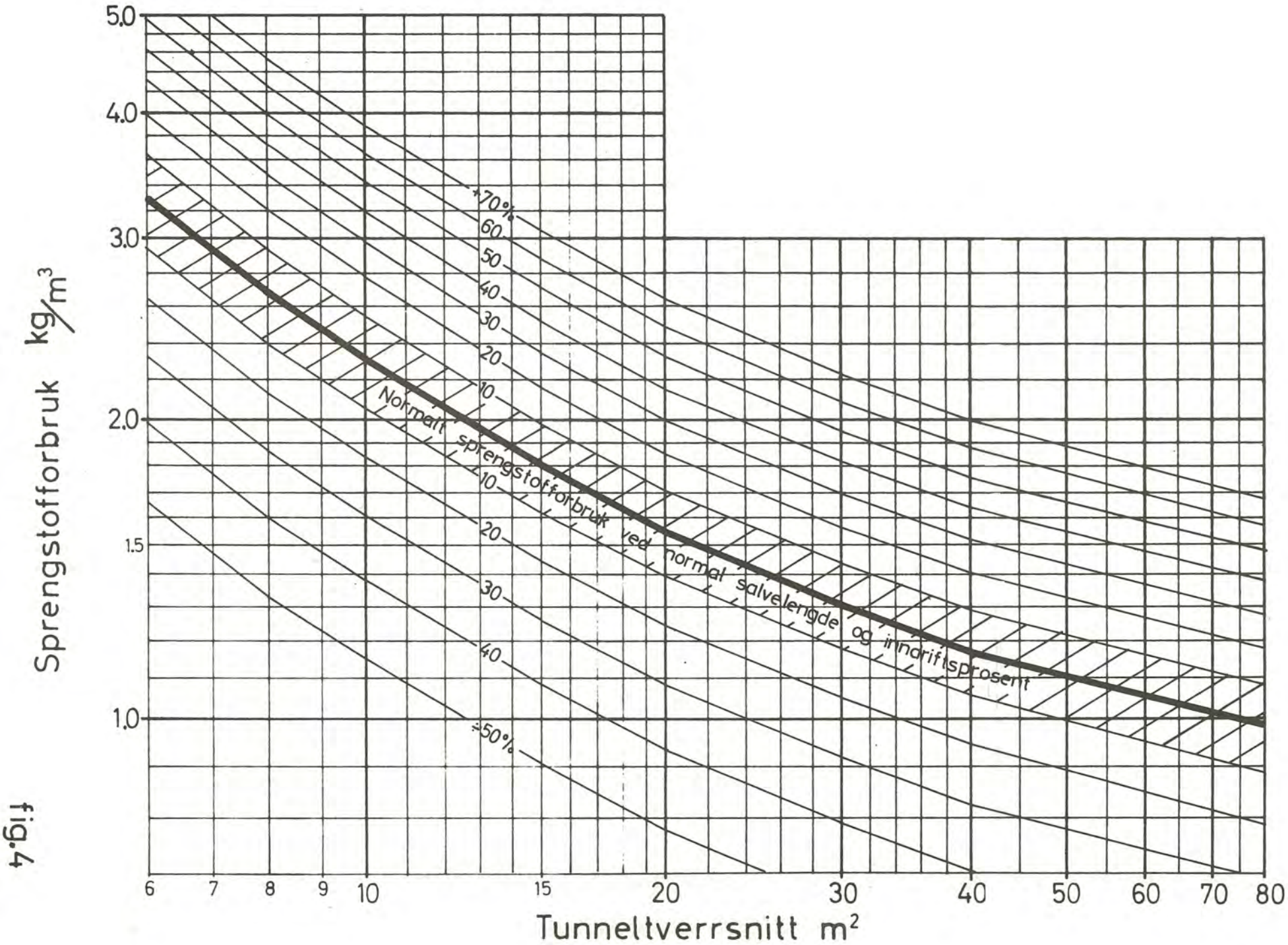
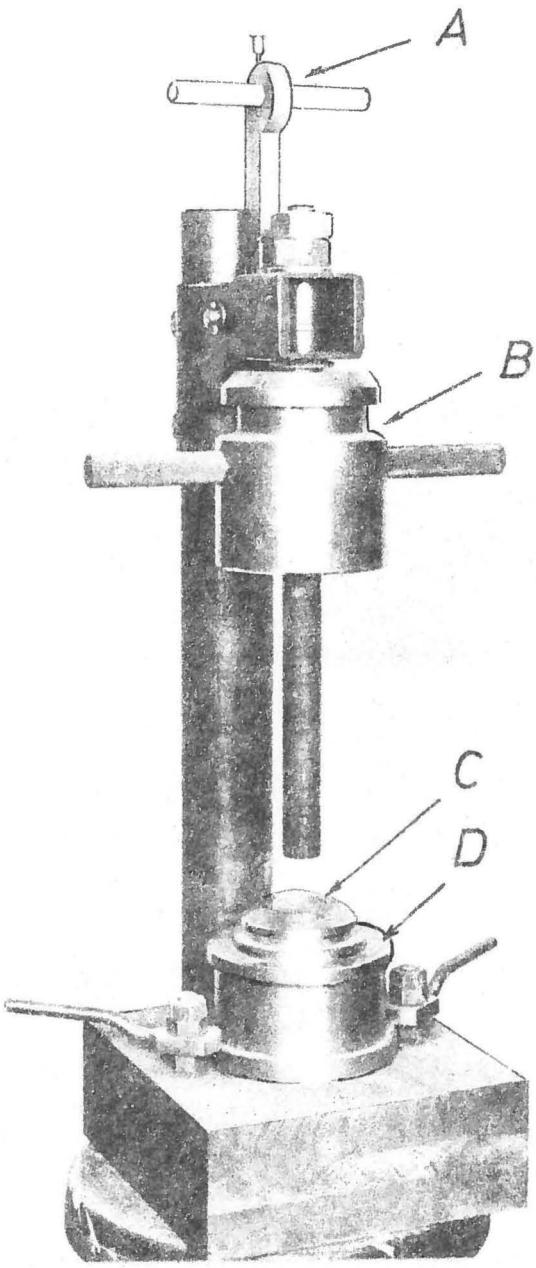

Sprengstofforbruk kg/m³
5.0
4.0
3.0
2.0
1.5
1.0
+70%
60
50
40
30
20
10
Normalt sprengstofforbruk ved normal salvelengde og inndriftsprosent
10
20
30
40
-50%
6
7
8
9
10
15
20
30
40
50
60
70
80
Tunneltverrsnitt m²

fig.4



Fallapparatet for måling av sprøhetstall etter N. von Matern og A. Hjelmér.

A er utløsningsmekanisme for falloddet. B er fallodd (14 kg med fallhøyde 25 cm). C er et stempel over steinprøven i morteren. D er en stålmorter.

fig. 5

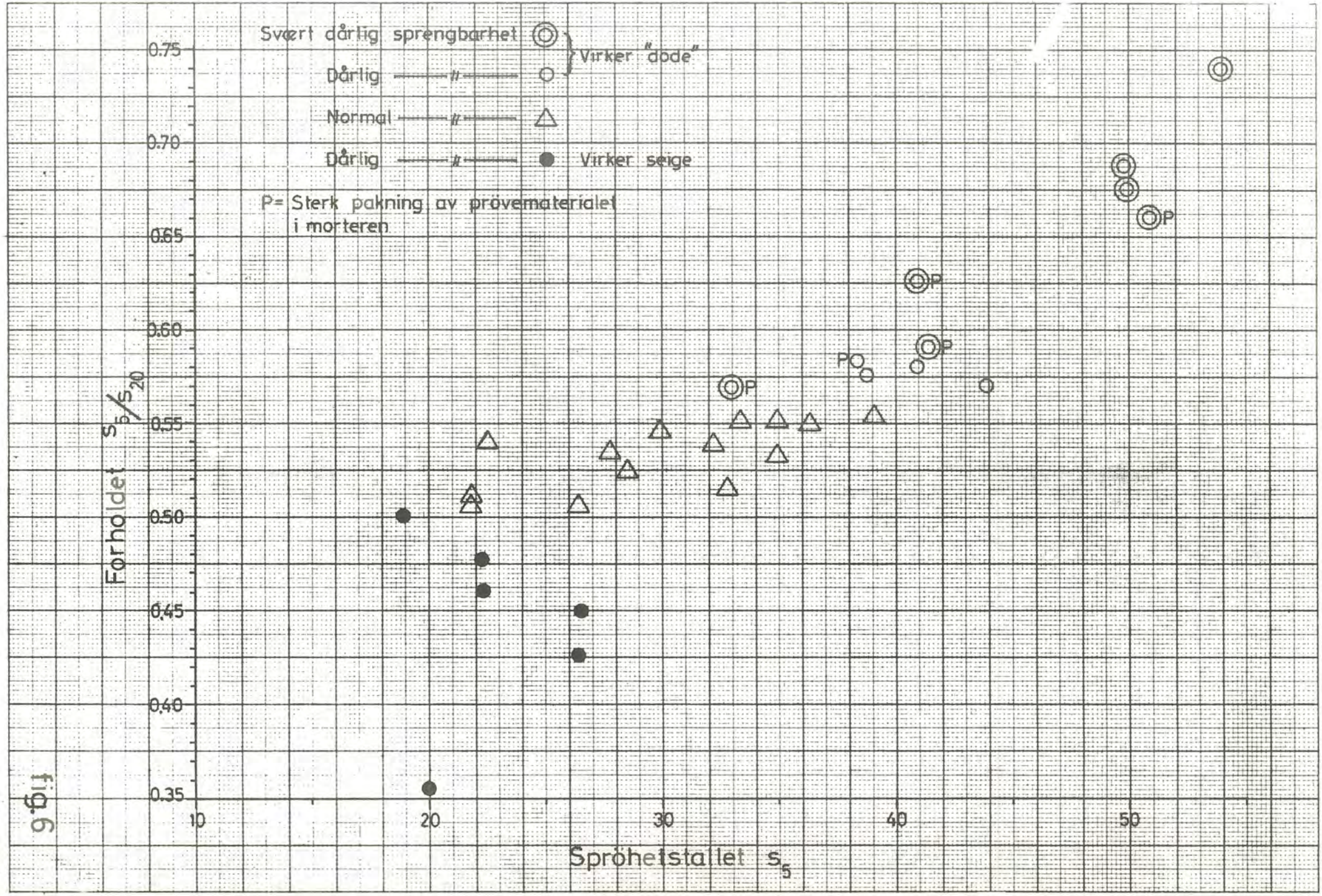

Svært dårlig sprengbarhet
Dårlig
Normal
Dårlig
Virker "døde"
Virker seige
P= Sterk pakning av prøvematerialet i morteren
Forholdet s_5/s_{20}
Sprøhetstallet s_5
0.75
0.70
0.65
0.60
0.55
0.50
0.45
0.40
0.35
10
20
30
40
50

fig 9

TEORETISKE BETRAKTNINGER OVER PRESPLITTMETODEN

av

Høgskolelektor H. Øyann

Norges tekniske høgskole

I forbindelse med utbyggingen av Niagarafallene i årene rundt 1960, skulle det taes ut over 30.000.000 m^3 masse - vesentlig fjell - og flere millioner kvadratfot fjellflate skulle bearbeides til en nøyaktighet på ± 3 tommer og siden utstøpes. Entrepenørene måtte ikke alene sprenge ut og frakte bort overmassene uten vederlag, men de måtte også bekoste den ekstra betong som gikk med. Det ble derfor av avgjørende økonomisk betydning å finne fram til rimelige og effektive metoder for presisjonssprengning. Flere metoder ble prøvd og blant dem den såkalte presplitting som ble utviklet under disse anleggene og så vidt vites ikke hadde vært i anvendelse tidligere - i hvert fall ikke i en slik målestokk.

Presplittingen er kjennetegnet ved at en ved kontrollert bruk av sprengstoff danner en fri flate i fjellet. Denne flaten avgrenser de massene som senere skal sprenges ut. Presplittingen blir foretatt uavhengig av utsprengningen av massen og oftest før en har boret hullene for den egentlige salven.

Presplitting er svært anvendelig når det stilles store krav til jevnheten av den ferdigsprengte flate, men den kan også innebære bedre økonomi ved at utgiftene til rensk kan reduseres og siden den etablerte frie flate gjør at en står friere ved valg av ladningsstørrelser og hullavstander når massen skal sprenges ut. Bølgene fra salven vil dempes av den sprekken som presplittingen skaper og metoden kan derfor anvendes når en må ta hensyn til at omgivelsene skal påføres minst mulig rystelser.

I [1] vil en finne en generell beskrivelse av de arbeider som ble utførte i forbindelse med utbyggingen av Niagarafallene, og en oversikt over de forskjellige sprengningsmetoder som ble prøvd. Det vesentlige av artikkelen behandler imidlertid presplittmetoden og det gies både en teoretisk beskrivelse av virkemåten og en kvantitativ behandling av parametre som hullavstanden, hulldiametre og ladningsstørrelser. Før en går nærmere inn på denne teorien, skal vi se litt på den generelle teorien for forplantning av elastiske bølger.

2. UTBREDELSE AV SPENNINGSPULSER I ET ELASTISK MEDIUM

Bevegelsesligningen for et isotropt, elastisk medium kan skrives på følgende form [2].

$$\rho \frac{\partial^2 \vec{S}}{\partial t^2} = \frac{E}{2(1+\nu)} \nabla^2 \vec{S} + \frac{E}{2(1+\nu)(1-2\nu)} \nabla(\nabla \cdot \vec{S}) \qquad 2.1$$

Her er ρ tettheten av mediet

$\vec{S}$ forskyvningsvektoren (med kartesiske komponenter u,v,w)

t tiden

E elastisitetsmodulen

ν tverrkontraksjonskoeffisienten

∇ vektoroperator som i kartesisk komponenter er gitt ved $\nabla = \vec{i}\frac{\partial}{\partial x} + \vec{j}\frac{\partial}{\partial y} + \vec{k}\frac{\partial}{\partial z}$. $\vec{i}$, $\vec{j}$ og $\vec{k}$ betegner enhetsvektorer i henholdsvis x, y og z-retning.

Vi innfører videre følgende betegnelser

$$\ddot{\vec{S}} \equiv \frac{\partial^2 \vec{S}}{\partial t^2}, \qquad c_d^2 = \frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)} \qquad 2.2$$

og

$$c_s^2 = \frac{E}{2\rho(1+\nu)} \qquad 2.3$$

Ligning (2.1) kan da omskrives til

$$\ddot{\vec{S}} = c_s^2 \nabla^2 \vec{S} + (c_d^2 - c_s^2)\nabla(\nabla \cdot \vec{S}) \qquad 2.4$$

Forskyvningsvektoren kan generelt uttrykkes ved

$$\vec{S} = \vec{S}_d + \vec{S}_s \qquad 2.5$$

hvor

$$\vec{S}_d = \nabla\varphi \qquad 2.6$$

og

$$\vec{S}_s = \nabla \times \vec{H} \qquad 2.7$$

Her betegner φ et skalart potensial og $\vec{H}$ en vektor. Ligning (2.4) lar seg da spalte til følgende to ligninger

$$\ddot{\vec{S}}_d = c_d^2 \nabla^2 \vec{S}_d \qquad 2.8$$

og

$$\ddot{\vec{S}}_s = c_s^2 \nabla^2 \vec{S}_s \qquad 2.9$$

Ligningene (2.8) og (2.9) er ordinære bølgeligninger i tredimensjoner og representerer utbredelse av elastiske bølger med hastighet henholdsvis c_d og c_s. (2.8) er ligningen for dillatasjonsbølger (kompresjonsbølger) hvor partikkelbevegelsen er normalt på bølgefronten og (2.9) representerer skjærbølger hvor partikkelbevegelsen skjer tangentialt til bølgefronten. Disse to bølgetyper er de eneste som kan forplantes i et uendelig utstrakt, homogent medium, men ved diskontinuitetsflater (fri overflate, overgang til annet materiale o.l.) kan en også ha andre bølgetyper. De to bølgetyper forplantes med forskjellig hastighet og derfor uavhengig av hverandre. Forholdet c_d/c_s varierer fra $\sqrt{2}$ for $\nu = 0$ til uendelig for $\nu = 0,5$ ($\nu = 0,5$ betyr at materialet ikke kan komprimeres og en trykkpuls forplantes derfor med uendelig hastighet). Vi vil i det følgende kun behandle dillatasjonsbølger og sløyfer indeksen d.

2a. ENDIMENSJONAL UTBREDELSE AV PLANE DILLATASJONSBØLGER

Legger vi x-aksen i forplantningsretningen av en plan dillatasjonsbølge får vi

$$\vec{S} = u(x,t)\vec{i} \qquad 2a,1$$

Innføres dette i (2.8) får vi

$$\ddot{u} = c^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \qquad 2a.2$$

Den generelle løsning av (2a.2) er

$$u = f(x - ct) + F(x + ct) \qquad 2a.3$$

De to funksjoner på høyre side i (2a.3) er vilkårlige funksjoner som framstiller plane bølger som forplantes med hastighet c i henholdsvis positiv og negativ x-retning uten å endre størrelse eller form.

2b. TREDIMENSJONAL UTBREDELSE AV SFÆRISKE BØLGER

Starter bølgen fra et punkt i materialet, vil bølgefroten bre seg ut som en kuleflate og vi får

$$\vec{S} = u(r,t)\vec{e}_r \qquad 2b.1$$

hvor $\vec{e}_r$ er en enhetsvektor i radiell retning.

Innføres sfæriske koordinater går da (2.8) over til

$$\ddot{u} = c^2\left\{\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{2}{r}\frac{\partial u}{\partial r} - \frac{2u}{r^2}\right\} \qquad 2b.2$$

eller v.hj.a. (2.6)

$$\frac{\partial}{\partial r}\left\{\ddot{\varphi} - c^2\left(\frac{\partial^2 \varphi}{\partial r^2} + \frac{2}{r}\frac{\partial \varphi}{\partial r}\right)\right\} = 0 \qquad 2b.3$$

Den siste ligning kan også skrives som

$$\frac{\partial}{\partial r}\left\{\frac{1}{r}\frac{\partial^2}{\partial t^2}(r\varphi) - \frac{c^2}{r}\frac{\partial^2}{\partial r^2}(r\varphi)\right\} = 0 \qquad 2b.4$$

og har den generelle løsning

$$\varphi = \frac{1}{r} f(r - ct) + \frac{1}{r} F(r + ct) \qquad 2b.5$$

Her er f( ) og F( ) vilkårlige funksjoner som bestemmes ut fra grensebetingelsene og begynnelsesbetingelsene. De representerer konsentriske sfæriske bølger som forplantes med hastighet c henholdsvis ut fra og inn mot origo.

2c. TODIMENSJONAL UTBREDELSE AV SYLINDRISKE BØLGER

Antaes dillatasjonsbølgen å være forårsaket av en jevnt fordelt linjekilde eller et jevnt fordelt trykk på veggen av et sylindrisk hulrom, får vi

$$\vec{S} = u(r,t)\vec{e}_r \qquad 2c.1$$

og i sylinderkoordinater går da (3.8) over til

$$u = c^2\left\{\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r}\frac{\partial u}{\partial r} - \frac{u}{r^2}\right\} \qquad 2c.2$$

Uttrykker vi forskyvningen ved potensialet (2.6) går ligningen over til

$$\frac{\partial}{\partial r}\left\{\ddot{\varphi} - c^2\left(\frac{\partial^2 \varphi}{\partial r^2} + \frac{1}{r}\frac{\partial \varphi}{\partial r}\right)\right\} = 0 \qquad 2c.3$$

Som vi har sett ovenfor er løsningen av en meget enkel karakter for både plane og sfæriske bølger. For sylinderbølger er imidlertid løsningen langt mer komplisert.

En kan gå fram på flere måter når en vil skaffe seg løsninger av (2c.2) eller (2c.3). Vi skal først antyde metoden ved anvendelse av Laplacetransformasjon. La $\bar{\varphi}$ betegne den Laplacetransformerte av φ definert ved

$$\bar{\varphi} = \bar{\varphi}(r,p) = \int_0^\infty \varphi(r,t)e^{-pt}dt \qquad 2c.4$$

Når en antar at $\varphi = \frac{\partial \varphi}{\partial t} = 0$ ved tiden $t = 0$ går da (2c.3) over til

$$\frac{d^2\bar{\varphi}}{dr^2} + \frac{1}{r}\frac{d\bar{\varphi}}{dr} - \left(\frac{1}{r^2} + \frac{p^2}{c^2}\right)\bar{\varphi} = 0 \qquad 2c.5$$

Den generelle løsning av (2c.5) kan skrives

$$\bar{\varphi} = C_1(p)I_o\left(\frac{pr}{c}\right) + C_2(p)K_o\left(\frac{pr}{c}\right) \qquad 2c.6$$

Her er I_o modifisert Besselfunksjon av første slag og orden null
K_o " " " andre " " " "

Funksjonene $C_1(p)$ og $C_2(p)$ bestemmes ut fra grense- og begynnelsesbetingelsene. Forlanger en endelig løsning for $r = 0$ må siste ledd i (2c.6) falle bort og forlanges endelig løsning for $r \to \infty$ må første ledd falle bort. Når $C_1(p)$ og $C_2(p)$ er bestemt finner en løsningen av det komplekse inversjonsintegralet

$$\varphi = \frac{1}{2\pi i}\int_{b-i\infty}^{b+i\infty} \bar{\varphi}(r,p)e^{pt}dp \qquad 2c.7$$

Beregningen av dette integralet vil vanligvis, om den lar seg gjennomføre, være meget tidkrevende. Løsning av (2c.2) kan finnes på helt analog måte. En kan nevne at når vi behandler bølger som brer

seg utover som sylinderflater så må virkningen gå mot null når vi går uendelig langt bort fra kilden. (2c.6) må da gå over til

$$\bar{\varphi} = C_2(p)K_o(\frac{pr}{c}) \qquad 2c.8$$

For spesielle valg av $C_2(p)$ finnes det da enkle løsninger av (2c.7). Settes f.eks.

$$C_2(p) = C_o = \text{konstant} \qquad 2c.9$$

får en

$$\varphi = \frac{C_o}{\sqrt{t^2 - (\frac{r}{c})^2}} \qquad 2c.10$$

og for

$$C_2(p) = \frac{1}{p} C_o \qquad 2c.11$$

får en

$$\varphi = C_o Ar \cos \frac{ct}{r} \qquad 2c.12$$

Løsninger av den siste type er av noen forfattere valgt som representative for de bølger som oppstår p.g.a. jordskjelv eller detonerende sprengladninger [3], [4] . Løsningene (2c.10) og (2c.12) har imidlertid det til felles at alle avledede størrelser får uendelig verdi i bølgefronten d.v.s. for r = ct. Vi vil derfor forsøke å finne løsninger ved en annen metode, nemlig punktkildeintegraler.

3. LØSNING FOR SYLINDERBØLGER VED PUNKTKILDEINTEGRALER

En linjeilde kan tenkes sammensatt av et system av jevnt fordelte punktkilder. Vi lar punktkildene være jevnt fordelt langs den uendelig z-aksen. Forskyvningspotensialet for et punkt i x-y planet i avstand r fra z-aksen vil da være gitt ved [5]

$$\varphi = \int_{-\infty}^{\infty} \frac{1}{\sqrt{r^2 + z^2}} f(t - \frac{\sqrt{r^2 + z^2}}{c}) \, dz \qquad 3.1$$

Se fig. 1 og sammenlign med (2b.5).

Vi har her bare tatt med den delen av potensialet som representerer bølger som brer seg ut fra aksen. Tenker vi på at løsningen skal representere de bølger som oppstår p.g.a. en detonerende sprengladning i et sylindrisk borhull, må den gi et trykk på borhullveggen (r = a) som starter fra null for t = 0 og varierer etter en eller annen funksjon av tiden for så å avta til null for t = τ der τ er varigheten av borhullstrykket. Vi setter

$$t' = t - \frac{\sqrt{r^2 + z^2}}{c} \qquad 3.2$$

Vi får da et forløp som skissert ved å sette

$$f(t') = 0 \qquad \text{for} \quad t' \leq 0$$

$$f(t') = t'^{n}(t' - \tau)^{m} \qquad \text{for} \quad 0 \leq t' \leq \tau \qquad 3.3$$

og $$f(t') = 0 \qquad \text{for} \quad t' > \tau$$

Det kan vises at for at normalspenningene skal få endelig verdi for t' = 0 og t' = τ må eksponentene n og m være større eller lik 2 og skal også partikkelakselerasjonene ha endelig verdi, må n og m være større eller lik 3. For n = m får vi en symmetrisk kildefunksjon og for n $\neq$ m blir den asymmetrisk. Fig. 3-10 viser resultater av beregninger basert på kildefunksjonen

$$f(t') = Ct'^{3}(t' - \tau)^{3} \qquad 3.4$$

Vi skal så se litt på hvordan en fra potensialfunksjonen avleder de størrelser som er av interesse så som forskyvninger, tøyninger (strain) og spenninger.

Vi holder oss til sylinderkoordinater (r,θ,z) og vil da generelt ha

$$\varphi = \varphi(r,\theta,z,t) \qquad 3.5$$

Av denne potensialfunksjonen avledes forskyvningsvektoren

$$\vec{S} = \nabla\varphi = \frac{\partial\varphi}{\partial r}\vec{e}_r + \frac{1}{r}\frac{\partial\varphi}{\partial\theta}\vec{e}_\theta + \frac{\partial\varphi}{\partial z}\vec{e}_z \qquad 3.6$$

$\vec{e}_r$, $\vec{e}_\theta$ og $\vec{e}_z$ betegner enhetsvektorer i henholdsvis r-, θ- og z-ret-

ning. Se fig. 2. Forskyvningsvektorens komponenter i radiell, tangentiell og aksiell retning - u,v og W - finnes altså av

$$u = \frac{\partial \varphi}{\partial r}, \quad v = \frac{1}{r}\frac{\partial \varphi}{\partial \theta} \quad \text{og} \quad w = \frac{\partial \varphi}{\partial z} \tag{3.7}$$

Tøyningskomponentene finnes så av forskyvningskomponentene ved følgende relasjoner

$$\begin{aligned} \varepsilon_r &= \frac{\partial u}{\partial r} & \gamma_{r\theta} &= \frac{\partial v}{\partial r} + \frac{1}{r}\frac{\partial u}{\partial \theta} - \frac{v}{r} \\ \varepsilon_\theta &= \frac{1}{r}\left(\frac{\partial w}{\partial \theta} + u\right) & \gamma_{\theta z} &= \frac{1}{r}\frac{\partial w}{\partial \theta} + \frac{\partial v}{\partial z} \\ \varepsilon_z &= \frac{\partial w}{\partial z} & \gamma_{zr} &= \frac{\partial w}{\partial r} + \frac{\partial u}{\partial z} \end{aligned} \tag{3.8}$$

Tøyningskomponentene er igjen knyttet til spenningene ved ligningssettet

$$\begin{aligned} \varepsilon_r &= \frac{1}{E}\left[\sigma_r - \nu(\sigma_\theta + \sigma_z)\right] & \gamma_{r\theta} &= \frac{1}{G}\tau_{r\theta} \\ \varepsilon_\theta &= \frac{1}{E}\left[\sigma_\theta - \nu(\sigma_z + \sigma_r)\right] & \gamma_{\theta z} &= \frac{1}{G}\tau_{\theta z} \\ \varepsilon_z &= \frac{1}{E}\left[\sigma_z - \nu(\sigma_r + \sigma_\theta)\right] & \gamma_{zr} &= \frac{1}{G}\tau_{zr} \end{aligned} \tag{3.9}$$

Glidemodulen G kan uttrykkes ved E og ν

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \tag{3.10}$$

Vi innfører videre $$e = \varepsilon_r + \varepsilon_\theta + \varepsilon_z \tag{3.11}$$

Løser vi ligningssettet (3.9) med hensyn på spenningene får vi da

$$\begin{aligned} \sigma_r &= \frac{E}{1+\nu}\left[\varepsilon_r + \frac{\nu}{1-2\nu}e\right], & \tau_{r\theta} &= \frac{E}{2(1+\nu)}\gamma_{r\theta} \\ \sigma_\theta &= \frac{E}{1+\nu}\left[\varepsilon_\theta + \frac{\nu}{1-2\nu}e\right], & \tau_{\theta z} &= \frac{E}{2(1+\nu)}\gamma_{\theta z} \\ \sigma_z &= \frac{E}{1+\nu}\left[\varepsilon_z + \frac{\nu}{1-2\nu}e\right], & \tau_{zr} &= \frac{E}{2(1+\nu)}\gamma_{zr} \end{aligned} \tag{3.12}$$

For et uendelig langt sylindrisk borhull med ladningen jevnt fordelt langs hullet, vil forholdene være de samme for alle punkter langs z-aksen. Vi vil følgelig ikke ha noen z-avhengighet og $\frac{\partial}{\partial z} = 0$.

Antar vi videre at vi har symmetri om z-aksen, vil vi heller ikke ha noen θ-avhengighet og følgelig $\frac{\partial}{\partial \theta} = 0$. Vi setter altså

$$\frac{\partial}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial \theta} = 0 \qquad 3.13$$

Ligningene (3.5) til (3.12) reduseres da til følgende

$$\varphi = \varphi(r,t) \qquad 3.14$$

$$\vec{s} = \frac{\partial \varphi}{\partial r}\vec{e}_r = u(r,t)\vec{e}_r \qquad 3.15$$

$$\varepsilon_r = \frac{\partial u}{\partial r}, \quad \varepsilon_\theta = \frac{u}{r} \quad \text{og} \quad \varepsilon_z = \gamma_{r\theta} = \gamma_{\theta z} = \gamma_{zr} = 0 \qquad 3.16$$

$$\sigma_r = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)}\left[(1-\nu)\varepsilon_r + \nu\varepsilon_\theta\right] \qquad \tau_{r\theta} = 0$$

$$\sigma_\theta = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)}\left[(1-\nu)\varepsilon_\theta + \nu\varepsilon_r\right] \qquad \tau_{\theta z} = 0 \qquad 3.17$$

$$\sigma_z = \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)}(\varepsilon_r + \varepsilon_\theta) \qquad \tau_{zr} = 0$$

Vi merker oss at med den valgte metode velger vi først en kildefunksjon, f.eks. (3.4), og beregner så potensialet φ av (3.1). u, ε_r, ε_θ, σ_r, σ_θ og σ_z finnes så av ligningene (3.15) - (3.17) og alle er funksjoner av r og t. Setter vi så r = a = konstant får vi uttrykkene for hvordan de forskjellige størrelser varierer med tiden på sylinderflaten r = a. Setter vi inn $t = t_1$ = konstant får vi uttrykk for hvordan de forskjellige størrelser endrer seg med avstanden fra sylinderaksen ved dette tidspunkt. Lar vi a være radien i borhullet, vil $\sigma_r(a,t)$ gi oss variasjonen av trykket på borhullveggen med tiden. Hvorvidt dette trykket svarer til det vi har i virkeligheten eller ikke, avhenger av hvor heldige vi har vært med valget av kildefunksjon. Å starte med en spesifisert trykkvariasjon på borhullsveggen og så regne seg tilbake til kildefunksjonen er ikke praktisk gjennomførlig - ved en slik oppgave ville en velge metoden med Laplacetransformasjon. Punktkildeintegralet egner seg derfor ikke til å løse et spesifisert grenseverdiproblem, men har en funnet en kildefunksjon som gir en fysikalsk rimelig trykkfordeling, kan metoden gi oversikt over problemet.

4. LØSNINGER BASER PÅ KILDEFUNKSJONEN $f(t') = Ct'^3(t' - \tau)^3$

For å få uttrykkene dimensjonsriktige har en satt

$$C = C_1 c^2/\tau^4$$

C_1 er en dimensjonsløs konstant, c er bølgens forplantningshastighet og τ er varigheten av trykket i borhullet. Hastigheten c finnes av (2.2) når en kjenner egenskapene til vedkommende bergart. For å få enkle tall å regne med har en her valgt $E = 6 \cdot 10^5 kp/cm^2$, $\nu = 0,2$ og $\gamma = 2,61\ kp/dm^3$ som gir c = 5000 m/sek. Det vil si at bølgen forplantes 5m pr. millisekund (1 ms = 10^{-3}s) eller 0,5 cm pr. microsekund (1μs = 10^{-6}s). Figurene 3 til 6 viser resultater av beregninger med τ_1 = 200 μs og figurene 7 til 10 viser de tilsvarende resultater med τ_2 = 400 μs. De absolutte verdier av spenningene er av underordnet betydning siden disse kan justeres ved passende valg av C_1. Forholdet mellom σ_r og σ_θ vil derimot være det samme når formen på kildefunksjonen, c, τ og ν ikke endres.

Fig. 3 og fig. 7 viser hvordan spenningene på borhullsveggen (r = a = 2,5 cm) endrer seg med tiden for henholdsvis $\tau = \tau_1$ og $\tau = \tau_2$. En har nærmest identiske forløp med en trykkspenning i radiell retning som stiger til maksimal verdi for $t \approx \frac{1}{2}\tau$ og så faller mot null for $t \approx \tau$. I tangentiell retning har en strekkspenninger som er tilnærmet like store som trykkspenningene og i hovedtrekkene varierer på samme måte med tiden. En ser at spenningene er nær symmetriske om $t = \frac{1}{2}\tau$. I praksis ville en vel heller vente et forløp som antydet i fig. 11 med et trykk på borhullsveggen som steg relativt raskt til maksimal verdi for så å avta mot null forholdsvis langsomt.

Fig. 4 og fig. 8 viser hvordan spenningene varierer med tiden i avstand r = 0,5m fra aksen med henholdsvis $\tau = \tau_1$ og $\tau = \tau_2$. Vi ser at selv om vi startet med utelukkende trykkspenning i radiell retning på borhullsveggen, så vil den radielle spenning anta både positive og negative verdier i et punkt litt borte fra aksen. Dette er et karakteristisk trekk både for sfæriske og sylindriske bølger. En plan bølge som starter som en ren trykkpuls vil derimot forplantes uendret som en ren trykkpuls gjennom hele mediet. (Men den vil reflekteres som en strekkpuls når den kommer til en fri flate).

Vi ser videre at forholdet mellom σ_r og σ_θ utvikler seg noe forskjellig i fig. 4 og fig. 8. Dette skyldes at c og r er like i de to tilfeller, mens τ er forskjellig. Med samme kildefunksjon og samme c vil forholdet σ_r/σ_θ utvikle seg på samme måte når forholdet r/τ er det samme. Dette vil si at det forløp som er vist i fig.4 med r = 0,5 m og $\tau = \tau_1$ = 200 μs, vil en finne igjen for r = 1,0 m når $\tau = \tau_2$ = 400 μs. Tilsvarende vil det forløp som er vist i fig. 8 med r = 0,5 m og τ = 400 μs, illustrere forholdene ved r = 0,25 m

når τ = 200 μs.

Sammenlignes fig. 3 og 4 vil en se at fra r = 2,5 cm til r = 0,5 m har maksimalverdien av det radielle trykk falt fra ca 200 til 2,75 med τ = 200 μs og fig. 7 og 8 viser at det tilsvarende fall med τ = 400 μs er fra ca 830 til 4,55. Det prosentvise trykkfall er svært forskjellig i de to tilfeller og for begge er det meget stort i forhold til de formler for "peak" verdier en finner i litteraturen. Det er imidlertid tvilsomt om "peak" verdier i det hele tatt er et relevant begrep når kurvene som her ...lstendig skifter karakter.

Fig. 5 viser hvordan spenningene varierer med r for τ = 200 μs og t = 100 μs. Dette tilsvarer det tidspunkt hvor borhullstrykket har sin maksimale verdi og vi ser at de store spenninger er begrenset til et forholdsvis lite område rundt borhullet. Fig. 6 viser de tilsvarende forhold ved tidspunkt t = 200 μs som svarer til det øyeblikk kilden slutter å virke. Vi kan merke oss at vi fremdeles har spenninger på borhullsveggen, men at spenningene hele vegen er små.

Fig. 9 viser tilsvarende hvordan spenningen varierer med r for τ = 400 μs og t = 200 μs. I figurene 5 og 9 er forholdet t/τ det samme og en kan legge merke til at om avstandene i fig. 9 halveres, får en nøyaktig samme kurve som i fig. 5. På samme måte kan en av fig. 10 finne hvordan spenningen varierer med r for τ = 200 og t = 250 og om avstandene i fig. 6 fordobles får en variasjonen med r for τ = 400 og t = 400. Dette vil altså si at om vi for en bestemt kildefunksjon har foretatt en grundig analyse med en verdi av τ, kan vi slutte oss til de resultater vi ville få med andre verdier av τ.

Med τ = 400 μs har vi en kildefunksjon som virker i 400 μs. I løpet av dette tidsrom vil bølgen forplantes en distanse på 2 m med den forplantningshastighet vi har valgt. En plan eller sfærisk bølge ville under disse betingelser til ethvert tidspunkt $t > \tau$ ha en utstrekning på 2 m i bølgens forplantningsretning idet materialet ville være "dødt" foran og bak bølgen. Av fig. 8 ser vi imidlertid at pulsen som passerer dette punkt har en varighet som er større enn τ og av fig. 10 fremgår det at bølgen har en utstrekning på 2,5 m uten at borhullstrykket har gått ned til null.

Det er et karakteristisk trekk ved sylinderbølger at de ikke har noen markant avslutning. Selv om de er forårsaket av en puls

med endelig varighet vil sylinderbølger ha en uendelig "hale". La oss se på punktet P i fig. 1. Det første signal som kommer til P skiver seg fra punktet O på kilden og ankommer ved tidspunktet $t = \frac{r}{c}$. Det siste signal fra O ankommer til P ved tidspunktet $t = \frac{r}{c} + \tau$. Signalene fra de fjernere deler av kilden har imidlertid ikke nådd fram til P ved dette tidspunkt og det vil si at etter som tiden går mottar P signaler fra deler av kilden som etter hvert ligger lengre og lengre borte. At trykket på borhullsveggen ikke blir null for $t = \tau$ kommer av at vi har gått ut fra en linjekilde og ikke fra trykket på et sylindrisk hulrom. "Borhullsradien" $r = a = 2{,}5$ cm er derfor i vår regning et helt tilfeldig valg og de uttrykk som spenningen beregnes fra ville gitt oss materialspenninger helt inn til $r = 0$. Når vi får spenninger på borhullsveggen etter at kilden har opphørt å virke, skyldes dette impulser fra de fjernere deler av kilden som forplantes med hastighet c gjennom "materialet innenfor r = 2,5 cm".

5. SAMVIRKE MELLOM PULSER FRA TO BORHULL

I fig. 12 er antydet to sylindriske borhull A og B i avstand l fra hverandre. Det er videre lagt inn et rettvinklet aksekors x,y,z med origo i A og x-aksen langs linjen AB og z-aksen mot oss. Et vilkårlig punkt P er gitt ved sine koordinater (x,y) og er lokalisert i forhold til A ved (r_1,θ) og i forhold til B ved (r_2,φ) Følgende relasjoner forbinder disse størrelser:

$$r_1 = \sqrt{x^2 + y^2}\,, \qquad r_2 = \sqrt{(l - x)^2 + y^2} \tag{5.1}$$

$$\sin\theta = y/r_1;\quad \cos\theta = \frac{x}{r_1};\quad \sin\varphi = y/r_2;\ \text{og}\quad \cos\varphi = \frac{l-x}{r_2}$$

Vi tenker oss sylindriske bølger brer seg ut fra A og B samtidig. Spenningene i henholdsvis radielle og tangentiell retning i bølgen fra A betegnes σ_{r_1} og σ_θ og de tilsvarende spenninger i bølgen fra B betegnes σ_{r_2} og σ_φ. Spenningene i punkt P vil da være gitt ved

$$\begin{aligned}
\sigma_x &= \sigma_{r1}\cos^2\theta + \sigma_\theta\sin^2\theta + \sigma_{r2}\cos^2\varphi + \sigma_\varphi\sin^2\varphi \\
\sigma_y &= \sigma_{r1}\sin^2\theta + \sigma_\theta\cos^2\theta + \sigma_{r2}\sin^2\varphi + \sigma_\varphi\cos^2\varphi \\
\tau_{xy} &= \tau_{yx} = (\sigma_\theta - \sigma_{r1})\sin\theta\cos\theta - (\sigma_\varphi - \sigma_{r2})\sin\varphi\cos\varphi
\end{aligned} \tag{5.2}$$

Med $\varepsilon_z = 0$ får vi videre

$$\sigma_z = \nu(\sigma_x + \sigma_y) \qquad 5.3$$

Vi ser at når punktet P ligger på linjen A-B blir $\theta = \varphi = 0$ og (5.2) forenkles til

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \sigma_{r1} + \sigma_{r2} \\ \sigma_y &= \sigma_\theta + \sigma_\varphi \\ \tau_{xy} &= \tau_{yx} = 0 \end{aligned} \qquad 5.4$$

Spenningene σ_{r1}, σ_θ og σ_{r2}, σ_φ finnes ved å se på bølgeutbredelsen fra A og B hver for seg. De uttrykk som er etablert for spenningsbølgene fra et sylindrisk borhull er imidlertid basert på at bølgen forplantes i et homogent medium. Uttrykkene for σ_{r1} og σ_θ vil derfra ikke være gyldige nær B og tilsvarende vil σ_{r2} og σ_φ ikke kunne benyttes helt inn til A. Når en spenningsbølge treffer et sylindrisk hulrom vil den reflekteres og selv om den innkommende bølge er en ren dillatasjonsbølge, vil det reflekteres både dillatasjonsbølger og skjærbølger. Innfallsvinkelen vil variere langs periferien av hulrommet og den resulterende spenningssituasjon blir svært komplisert. Problemer av denne type er behandlet i litteraturen for spesielle, enkle former av innkommende bølger [6], [7]. Resultatene viser at en får spenningskonsentrasjoner rundt hullet på samme måte som ved statisk belastning. Konsentrasjonsfaktorene vil imidlertid variere med tiden og de er avhengige av formen på den innkommende bølge.

6. TEORIEN FOR BØLGEFORPLANTNING SETT I RELASJON TIL PRESPLITT-METODEN.

Vi ønsker en slik form på de spenningsbølger som brer seg ut fra A og B i fig. 12 at de gir spenningssituasjoner som får materialet til å sprekke langs linjen A-B mens materialet forøvrig er intakt. Hvilke krav må vi da stille til de respektive bølger?

a) σ_{r1} og σ_{r2} må ikke i noe punkt hverken hver for seg eller sammen overskride materialets fasthet på trykk eller strekk,

b) σ_θ og σ_φ må hver for seg ikke i noe punkt overskride materialets fasthet på trykk eller strekk,

c) langs A-B må σ_θ og σ_φ tilsammen gi en σ_y som er større enn materialets strekkfasthet,

d) strekkspenningen σ_y må avta raskt til under strekkfastheten for positive og negative verdier av y.

Bergarter har vesentlig større styrke mot trykk enn mot strekk. Forholdet mellom trykkfastheten, σ_{Bt}, og strekkfastheten, σ_{Bs}, varierer fra bergart til bergart og også innen samme bergart om en bare tar bergartbetegnelsen som kriterium. En kan i litteraturen finne oppgaver over måleresultater som viser en trykkfasthet som er 10 til 50 ganger så stor som strekkfastheten.

Av fig. 3 og 7 ser en at den pulsform som er behandlet i avsnitt 4, ved borhullsveggen gir en strekkspenning i ringretning som er av samme størrelse som det radielle trykk. Skal en unngå vilkårlig orienterte radielle sprekker må det maksimale borhullstrykk derfor begrenses til $\frac{1}{10}$ - $\frac{1}{50}$ av trykkfastheten.

En ser av (3.16) og (3.17) at forholdet σ_θ/σ_r avhenger av pulsformen og av ν. Ved borhullsveggen vil en imidlertid vente at ringspenningen er av samme størrelsesorden som radialspenningen uansett pulsform. En må derfor regne med å få vilkårlig orienterte radielle sprekker nær borhullet dersom ikke borhullstrykket begrenses til en brøkdel av bergartens trykkfasthet.

Som tidligere påpekt er det et krakteristisk trekk ved sylinderbølger at selv om en på borhullsveggen utelukkende har radiell trykkspenning, vil den radielle spenning litt borte fra borhullet anta både positive og negative verdier. Når en fjerner seg fra borhullet vil imidlertid spenningsnivået avta og de maksimale strekkspenninger i radiell retning vil være betydelig mindre enn de radielle trykkspenninger som dominerer i området nær borhullet. Dersom den tangentielle strekkspenning ved borhullet ikke i vesentlig grad overstiger strekkfastheten, kan en derfor regne med at punkt a) er tilfredsstilt. Punkt b) vil da også være oppfylt med mulig unntak av området nær borhullet.

Av (5.4) ser en at langs A-B vil spenningfeltene fra de to borhull direkte adderes. Figurene 3 til 10 viser alle at den tangentielle spenning først er en trykkspenning som siden går over til en nummerisk større strekkspenning. En kan tenke seg pulsens

form og varighet tilpasset hullavstanden slik at denne strekkfasen har en romlig utstrekning som er større enn hullavstanden, og at den når fram til nabohullet mens borhullstrykket der enda har noe nær maksimal verdi. Spenningfeltet fra begge hull vil da gi strekkspenning i y-retning langs hele linjen A-B og det er mulig å få en resulterende strekkspenning som overskrider materialets strekkfasthet selv om σ_θ og σ_φ hver for seg ligger under denne grense.

Fig. 9 viser hvordan spenningen varierer med avstanden ved tidspunktet t = 200 μs for en puls med varighet τ = 400 μs. Ved dette tidspunkt har borhullstrykket sin maksimale verdi og vi ser at det er strekk i tangentiell retning i området ut til r = 65 cm. Fra nå av vil borhullstrykket avta og strekkfasen vil bre seg videre utover med den følge at strekkspenningen avtar ved hullveggen mens den øker i området utenfor. Allerede ved den pulsform som ligger til grunn for fig. 9 vil det derfor være mulig å få strekkspenninger langs A-B som overskrider materialets strekkfasthet selv om σ_θ og σ_φ hver for seg ikke gjør det. Ved den valgte pulsform avtar imidlertid spenningsnivået så rakst med r at vi ikke vil få tilfredsstilt krav b) langs hele A-B, men bare i områdene nær borhullene.

En må likevel kunne trekke den generelle konklusjon at innvirkning av pulsene fra nabohullene kan bevirke den asymmetri i spenningsfeltet som er nødvendig for at forbindelseslinjen mellom hullen skal bli den foretrukne retning når det gjelder sprekkdannelse. Når en sprekk i denne retning først er dannet, vil en få spenningskonsentrasjoner ved spissen av sprekken og det er da ikke noe i veien for at sprekken kan forplantes videre i et spenningsfelt som er for svakt til å danne en sprekk.

Hvordan vil det så forholde seg med punkt d)? En ser av (5.2) at for et punkt utenfor A-B får σ_y bidrag fra samtlige fire spenningskomponenter. Ved de tidspunkter som er aktuelle må σ_θ og σ_φ være positive, men deres bidrag til σ_y vil avta i størrelse når en fjerner seg fra A-B fordi spenningskomponentene i seg selv reduseres på grunn av at r_1 og r_2 er større enn de tilsvarende avstander til et punkt på A-B, og fordi spenningskomponentene multipliseres med henholdsvis $\cos^2\theta$ og $\cos^2\varphi$. Av fig. 9 ser en også at i de aktuelle tidsintervall er σ_{r1} og σ_{r2} negative. Disse spenningskomponenter vil altså bidra til en ytterligere reduksjon av σ_y for punkter som ikke ligger på A-B.

Vi har hittil regnet at mediet var spenningsfritt før borhullsladningene ble detonert, men dette vil vanligvis ikke være tilfelle. I bergartene våre vil det normalt være spenningsfelter p.g.a. den overliggende masse og tektoniske spenninger. Går vi inn med et tunnelprofil vil disse spenningsfeltene forstyrres og omlagres, men vi vil normalt få et resulterende statisk spenningsfelt som må adderes til de transiente spenningsfeltene som skriver seg fra borhullsladningene. Det blir da summen av disse spenningsfeltene som blir avgjørende for bruddforløpet, og det statiske felt kan virke både i gunstig og ugunstig retning. Skulle det vise seg at det statiske spenningsfelt ved en tunnelstuff langs profilkanten gir radielle strekkspenninger i forhold til tunnelaksen, kan dette bevirke at den ønskede sprekkretning blir foretrukket.

Vi har i det foregående uten videre gått ut fra at vi får brudd når den største hovedspenning overskrider materialets strekkfasthet ved enakset strekk, σ_{Bs}, eller den minste hovedsepnning blir mindre enn materialets trykkfasthet ved enakset trykk, $-\sigma_{Bt}$. Vi har altså lagt normalspenningshypotesen til grunn og denne er da også anerkjent som god for sprø materialer. Mange konstruktører mener imidlertid at hjørneområdene hvor de ekstreme hovedspenningene har forskjellig fortegn, kan være farlige og anbefaler i stedet at indre friksjonshypotesen benyttes. I fig. 13 er disse to bruddhypotesene anskueliggjort for en plan spenningstilstand dvs. for $\sigma_3 = 0$. De ytre, heltrukne linjene svarer til normalspenningshypotesen og de stiplede linjene i 2. og 4. kvadrant svarer til indre friksjonshypotesen. Normalspenningshypotesen og indre friksjonshypotesen faller sammen i 1. og 3. kvadrant hvor hovedspenningene har samme fortegn, men de er forskjellige i 2. og 4. kvadrant hvor fortegnene er ulike. Linjen OAB i fig. 13 viser spenningskombinasjoner som tilfredsstiller relasjonen

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_2} = - \frac{\sigma_{Bt}}{\sigma_{Bs}} \qquad 6.1$$

I følge indre friksjonshypotesen vil en få brudd ved en spenningstilstand som svarer til punkt A dvs. $\sigma_1 = -\frac{1}{2}\sigma_{Bt}$ og $\sigma_2 = \frac{1}{2}\sigma_{Bs}$. En får altså brudd selv om hovedspenningene hver for

seg bare har halvparten av den verdi som gir brudd ved enakset spenningstilstand. Dersom forholdet mellom hovedspenningene er gitt ved (6.1) vil derimot normalspenningshypotesen ikke indikere brudd før en når punkt B dvs. en spenningstilstand hvor hovedspenningene hver for seg ville føre til brudd.

Ved en treakset spenningstilstand vil det i følge indre friksjonshypotesen oppstå brudd når følgende relasjon er oppfylt.

$$\sigma_{max} - \sigma_{min} \frac{\sigma_{Bs}}{\sigma_{Bt}} = \sigma_{Bs} \qquad 6.2$$

σ_{max} og σ_{min} betegner henholdsvis største og minste hovedspenning regnet med fortegn; pluss for strekk og minus for trykk. σ_{Bs} og σ_{Bt} er begge positive og betegner tallverdien av bruddspenningen ved henholdsvis enakset strekk og trykk.

Indre friksjonshypotesen postulerer også at bruddet vil inntre i plan som er parallelle med den mellomste hovedspenning og danner en vinkel φ_o med det plan hvor den største hovedspenning angriper. Dette er illustrert i fig. 14. Vinkelen φ_o er gitt ved

$$\varphi_o = 45^o - \frac{1}{2}\alpha \qquad 6.3$$

og friksjonsvinkelen α er igjen bestemt av

$$\sin\alpha = \frac{\sigma_{Bt} - \sigma_{Bs}}{\sigma_{Bt} + \sigma_{Bs}} \qquad 6.4$$

Når $\sigma_{Bt} = \sigma_{Bs}$, blir $\alpha = 0$. Indre friksjonshypotesen faller da sammen med skjærspenningshypotesen og indikerer brudd i plan som danner 45° med de ekstreme hovedspenningsretninger.

Bruddvinkelen φ_o kan illustreres ved et par eksempler.

a) $\sigma_{Bt} = 10\ \sigma_{Bs}$. Dette gir $\alpha = 55^o$ og $\varphi_o = 17{,}5^o$

b) $\sigma_{Bt} = 50\ \sigma_{Bs}$. Dvs. $\alpha = 74^o$ og $\varphi_o = 8^o$

Legges indre friksjonshypotesen til grunn vil således trykkspenning i x-retning kunne gjøre det mulig å oppnå brudd selv om strekkspenningen i y-retning ikke overskrider strekkfastheten σ_{Bs}. Med strekkspenning i y-retning og trykkspenning i x-retning skulle en da få et bruddforløp som antydet i fig.

15 hvor sprekken danner vinkelen φ_o med x-aksen. Hvorvidt normalspenningshypotesen eller indre friksjonshypotesen best beskriver materialets oppførsel, kan imidlertid bare avgjøres av forsøk med vedkommende bergart. Erfaringer fra forsøk med støpejern tyder imidlertid på at en for sprø materialer får brudd for spenningstilstander som ligger i området mellom grensene for indre friksjonshypotesen og normalspenningshypotesen og at bruddet skjer i plan med maksimal strekkspenning.

7. SLUTTBEMERKNINGER

Den pulsform som er behandlet i avsnitt 4 gir neppe noe korrekt bilde av de spenningsbølger som oppstår ved detonasjon av sprengladninger i sylindriske borhull. Det foregående kan da heller ikke ansees som noen tilfredsstillende teoretisk forklaring av mekanismen bak presplittingsmetoden, men en håper å ha trukket fram noen av de momenter som har betydning. Også de konklusjoner en har kunnet trekke har imidlertid vært basert på idealiserende forutsetninger og vi skal se nærmere på noen av disse.

En har i det foregående forutsatt den lineære elastisitetsteori å gjelde helt til materialets bruddstadium, og elastisitetsteorien er dermed strukket til sin yttergrense. Dette er likevel en ganske god tilnærmelse for mange sprø materialer, men den lineære elastisitetsteori bygger på antagelsen om infinitesimale deformasjoner og en må ha dette for øye når en anvender superposisjonsprinsippet. Mange materialer har også en arbeidskurve som har ikke-neglisjerbar krumning. Dette vil da bety at elastisitetsmodulen, E, regnet som tangentmodul, endrer seg med spenningsnivået. Siden forplantningshastigheten, c, er avhengig av E, vil dette igjen si at pulser med forskjellig spenningsnivå kan forplantes med forskjellig hastighet og dette kan være en faktor som bidrar til å endre pulsens form.

Det foregående har også vært basert på antagelsen om at mediet var homogent og isotropt. Mikroskopisk vil denne antagelsen ikke være gyldig for en bergart og makroskopisk bare i større eller mindre grad. I de fleste bergarter vil det p.g.a.

struktur eller tektonisk forhistorie være visse foretrukne retninger. De maksimale strekkspenninger vil ikke være begrenset til linjen A-B, men til et større eller mindre område på begge sider av denne linje. En må derfor vente at bergarten innenfor dette område vil sprekke opp etter sine foretrukne retninger snarere enn etter den teoretiske linje A-B. Vi har allerede nevnt at borhullene i seg selv representerer inhomogeniteter vis a vis pulser fra nabohullene. Andre inhomogeniteter av mer tilfeldig art som åpne slepper og sprekker kan ha innflytelse og likeså virkningen av en fri overflate som det ikke er tatt hensyn til her.

Det bør også nevnes at en har satt $\varepsilon_z = 0$ med den begrunnelse at forholdene var de samme for alle snitt loddrett på aksen av den uendelig lange sylinder. Våre borhullsladninger har imidlertid en endelig lengde og $\varepsilon_z = 0$ vil bare være oppfylt inntil det tidspunkt da det første signal fra et av ladningens endepunkter når fram til det punkt vi betrakter. Dersom ikke ladningen er lang i forhold til avstanden mellom aksen og det punkt vi betrakter, så vil derfor bare den første del av bølgen være sylinderbølge i egentlig forstand.

Men selv dette forutsetter at ladningen er jevnt fordelt langs hele borhullets lengde og at den blir initiert samtidig langs hele aksen. I praksis vil ladningen ofte være oppdelt, men selv om den skulle være jevnt fordelt langs hullet så vil den antennes ved fenghetter i et endelig antall punkter. Fra disse punkter vil det bre seg detonasjonsbølger gjennom ladningen og disse vil aktivere resten av den. Hastigheten av detonasjonsbølgene vil vanlgvis være av samme størrelsesorden som hastigheten av de elastiske bølger i mediet. Dette vil da si at bølgefronten ikke er en sylinderflate, men er sammensatt av deler av kjegleflater.

Et forhold som også kan ha betydning er at bergarter kan ha forskjellig styrke overfor dynamiske og statiske påkjenninger. I [1] vises det til eksperimenter av Grine og Fowles [8] som indikerer at bergartens dynamiske trykkfasthet kan være ti til tolv ganger så stor som den statiske. Om et lignende forhold gjelder ved strekkpåkjenning fremgår ikke.

8. UTDRAG AV TEORIEN FOR PRESPLITTMETODEN SLIK DEN PRESENTERES I [1] .

Fig. 16 er gjengitt fra [1] og vi skal i tilknytning til denne figur kort referere fra [1] det som vedrører selve bølgeforplantningen. Noen av betegnelsene er endret til overensstemmelse med betegnelser vi foran har benyttet.

Figuren viser to sylindriske borhull A og B, hvert med radius a og i avstand l fra hverandre. Begge hull blir samtidig utsatt for en eksplosjonspuls som starter ved tiden t = 0. En sylindrisk bølgefront vil da fra hvert hull bre seg ut med radiell hastighet c, hvor c er bergartens lydhastighet. Etter en tid t = l/2c møtes bølgefrontene mellom de to hull og dette område blir utsatt for et trykk hvis maksimale (peak) størrelse er gitt ved

$$p_o = p_b \sqrt{\frac{a}{r}}\, e^{-kt} \qquad 8.1$$

p_b er borhullstrykket, r radiell avstand og k en tidskonstant. Siden t er lik l/2c har vi

$$p_o = p_b \sqrt{\frac{2a}{l}}\, e^{-k(l/2c)} \qquad 8.2$$

I en retning tangentielt til bølgefronten er bergarten utsatt for en spenning med maksimal (peak) størrelse

$$E\varepsilon_o = -\nu p_b \sqrt{\frac{2a}{l}}\, e^{-k(l/2c)} \qquad 8.3$$

hvor E er elastisitetsmodulen og ν er Poisson's tall. Total spenning parallelt sylinderaksen blir redusert av trykkraften fra den overliggende masse. Den andre tangentielle komponenten reduseres ikke av den overliggende masse og vil bevirke sprekker mellom hullene forutsatt at $E\varepsilon_o$ er større enn strekkstyrken av bergarten.

Betrakt punktet N i planet NN' parallelt sylinderaksene. Trykkraften i dette punkt ved det tidspunkt bølgefrontene møtes, har en maksimal størrelse (peak magnitude) gitt ved

$$p_o = \cos\theta\; p_b \sqrt{2a\,\cos\theta/l}\; e^{-kl/2c\,\cos\theta} \qquad 8.4$$

og den tangentielle tøyning (strain) er gitt ved

$$\varepsilon_o = -\frac{\nu}{E} \cos\theta \; p_b \sqrt{2a \cos\theta / l} \; e^{-kl/2c \cos\theta} \qquad 8.5$$

Tøyningen blir åpenbart redusert for punkter utenfor linjen AB av følgende årsaker:

1) $-kl/2c \cos\theta < -kl/2c$ og derfor
$e^{-kl/2c \cos\theta} < e^{-kl/2c}$

2) $2a \cos\theta < 2a$ og derfor
$\sqrt{2a \cos\theta / l} < \sqrt{2a/l}$

3) $\cos\theta \; p_b < p_b$

Siden trykkstyrken av mange vanlige bergarter er 13 til 16 ganger så stor som strekkstyrken, er det mulig å unngå knusing av bergarten ved detonasjonspunktet og likvel frembringe sprekker som forbinder de to sylindriske hull forutsatt at avstanden mellom dem er liten nok.

I tillegg til den tøyning (strain) som er beskrevet ovenfor vil en få en tøyning p.g.a. økningen av radien i de sylindriske hull. En økning av radien fra a til a + Δr, øker omkretsen fra $2\pi a$ til $2\pi(a + \Delta r)$ slik at økningen i omkrets blir

$$\Delta C = 2\pi \Delta r \qquad 8.6$$

Denne tøyningen vil gi radielle sprekker rundt de sylindriske hull i alle retninger. Legg også merke til at der hvor bølgefrontene møtes vil de krefter som bevirker partikkelforskyvning ha like og motsattrettede komponenter parallelt AB og derfor er den resulterende kraft som vil gi partikkelforskyvning gitt ved ND i figuren og virker normalt på linjen AB. Resultatet av at bølgefrontene forsterker hverandre mellom hullene vil derfor være at prekkene øker i lengde inntil de møtes mellom hullene. Størrelsen av kraften ND som gir partikkelforskyvning er gitt ved

$$F = 2\sin\theta \; p_b \sqrt{2a \cos\theta / l} \; e^{-kl/2c \cos\theta} \qquad 8.7$$

Det foregående er direkte gjengitt fra [1] og det gies så formel for å beregne borhullstrykket p_b

$$p_b = \frac{V_e}{2V_c} \cdot p_o$$

p_o er detonasjonstrykket, V_e sprengstoffvolum og V_c volumet av eksplosjonskammeret.

Det konkluderes så med at de foran utviklede formler ikke er brukbare i praksis siden avtagningsfaktoren (decay) k ikke er kjent. I stedet benyttes en decay faktor foreslått av W.I. Duvall

$$\tau = e^{-\alpha(r/a')} \qquad 8.8$$

r er som før radiell avstand, a' er ladningens radius og α en absorbsjonskonstant som Duvall har angitt empiriske verdier for.

Vi skal knytte noen bemerkninger til dette. Uttrykket (8.1) settes direkte opp uten kildeangivelse eller henvisning til bevegelsesligningene. Det er likevel klart fra (8.2) og (8.8) at pulsens form ikke er angitt, men at relasjonen bare gir uttrykk for hvordan den maksimale spenningsamplitude avtar med r. Betydningen av (8.3) er uklar. Av teksten fremgår at uttrykket skal representere spenningen i tangentiell retning, som vi tidligere har betegnet σ_θ. Ved hjelp av (8.2) kan imidlertid høyresiden i (8.3) skrives som $-\nu p_o$ og p_o er spenningen i radiell retning som vi tidligere har betegnet σ_r. Vi skulle da få følgende relasjon

$$\sigma_\theta = E\varepsilon_o = -\nu\sigma_r \qquad 8.9$$

Vi kan sammenholde dette med (3.9) som gir

$$E\varepsilon_\theta = \sigma_\theta - \nu(\sigma_z + \sigma_r)$$

Ansees ε_o og ε_θ identiske vil første del av (8.9) være oppfylt forutsatt $\sigma_z = \sigma_r = 0$ og siste del er oppfylt dersom $\sigma_\theta = \sigma_z = 0$. Det synes således å ha funnet sted en sammenblanding. Teksten etter (8.3) tyder videre på at $E\varepsilon_o$ skal representere tangentiell spenning i vilkårlig retning, altså også f.eks. σ_z, og dette

tyder på sammenblanding med sfærisk bølgeforplantning.

En får (8.4) og (8.5) fra (8.2) og (8.3) ved å erstatte 1/2 med 1/2cosθ, som er avstanden AN eller BN, og i tillegg multiplisere med cosθ. Noen begrunnelse for å multiplisere med cosθ er ikke gitt.

Teksten foran (8.6) nevner at i tillegg til de tøyninger som før er omtalt, får en også tøyninger p.g.a. økning i radien av de sylindriske hull. Denne tøyning må da fremkomme som endringen av omkretsen, $2\pi\Delta r$, dividert på opprinnelig omkrets, $2\pi r$. Δr representerer den radielle forskyvning som vi tidligere har betegnet u. Bidraget til tangentiell tøyning p.g.a. øket radius vil da bli

$$\varepsilon_\theta = \frac{2\pi\Delta r}{2\pi r} = \frac{u}{r}$$

Sammenholder vi dette med (3.8) ser vi at dette er det <u>eneste</u> bidrag til tangentiell tøyning dersom en har symmetri om aksen.

(8.7) angies å representere den resulterende kraft som forårsaker partikkelforskyvning ved N. Siste del av uttrykket representerer, sett på bakgrunn av (8.2), den radielle spenning i N fra en av sylindrene. Faktoren 2sinθ kan tyde på at en har tatt komponenten normalt på AB og tatt hensyn til at begge hull gir samme bidrag. Men (8.7) representerer altså en spenning og ikke en kraft, og ved transformering av en spenning må en også ta hensyn til at flaten endres som spenningen virker på. Tar en dette i betraktning blir multiplikasjonsfaktoren $\sin^2\theta$. (8.7) antas å skulle tilsvare andre ligning i (5.2), men bidragene fra de tangentielle spenninger mangler.

Det synes også å gjøre seg gjeldende en misforståelse når det gjelder resulterende kraft og spenningen i et punkt. Den resulterende kraft på et element er ikke gitt ved spenningen men ved spenningsendringen. Det er forskjellen i spenning på de plan som avgrenser et element som er avgjørende for den resulterende kraft og derved for akselerasjon, hastighet og forskyvning av elementet.

Det vil av dette fremgå at den kvantitative behandling av presplittmetoden som gies i [1] er et svært usikkert grunnlag å bygge sine beregninger på. Men artikkelen forøvrig gir en utmerket beskrivelse av hvordan de forskjellige sprengningsarbeider ble utført - og med godt resultat.

LITTERATUR

[1] Paine, R.S.; Holmes, D.K. and Clark, H.E.: Presplit Blasting at the Niagara Power Project. The Explosives Engineers May-June 1961.

[2] Landau, L.D. and Lifshitz, E.M.: Theory of Elasticity. Pergamon Press 1959.

[3] Lapwood, E.R.: The disturbance due to a line source in a semi-infinite elastic medium. Phil. Trans. A vol. 242, pp. 63-100, 1949.

[4] Garvin, W.W.: Exact transient solution of the burried line source problem. Proc.Roy.Soc.Lond.,(A) 234, pp.528-541,1956.

[5] Lamb, H.: Hydrodynamics. Camb. Univ. Press 1962.

[6] Baron, M.L. and Matthews, A.T.: Diffraction of a Pressure Wave by a Cylindrical Cavity in an Elastic Medium. Journ. Appl. Mech. vol.28, no.3, pp.347-354. Sept. 1961.

[7] Baron, M.L. and Matthews, A.T.: Diffraction of a Shear Wave by a Cylindrical Cavity in an Elastic Medium. Brief Note Journ. Appl. Mech. vol.29, no.1, March 1963.

[8] Grine, D.R. and Fowles, G.R.: The Attenuation of Shock Waves in Solid Materials with Seismic Applications. Quart. of the Colorado School of Mines, vol.54, no.3, July 1959.

Fig. 1.

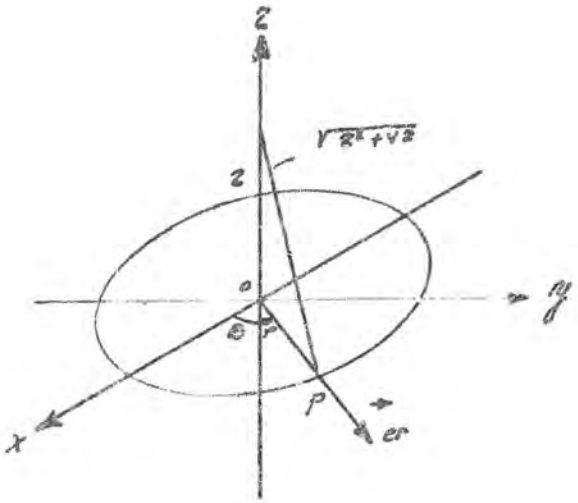


Fig. 2.

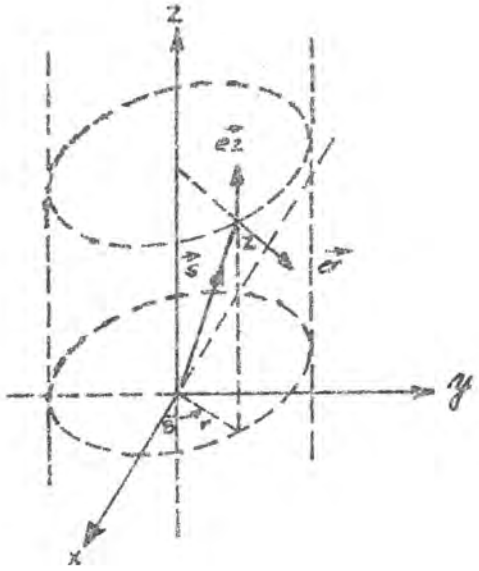
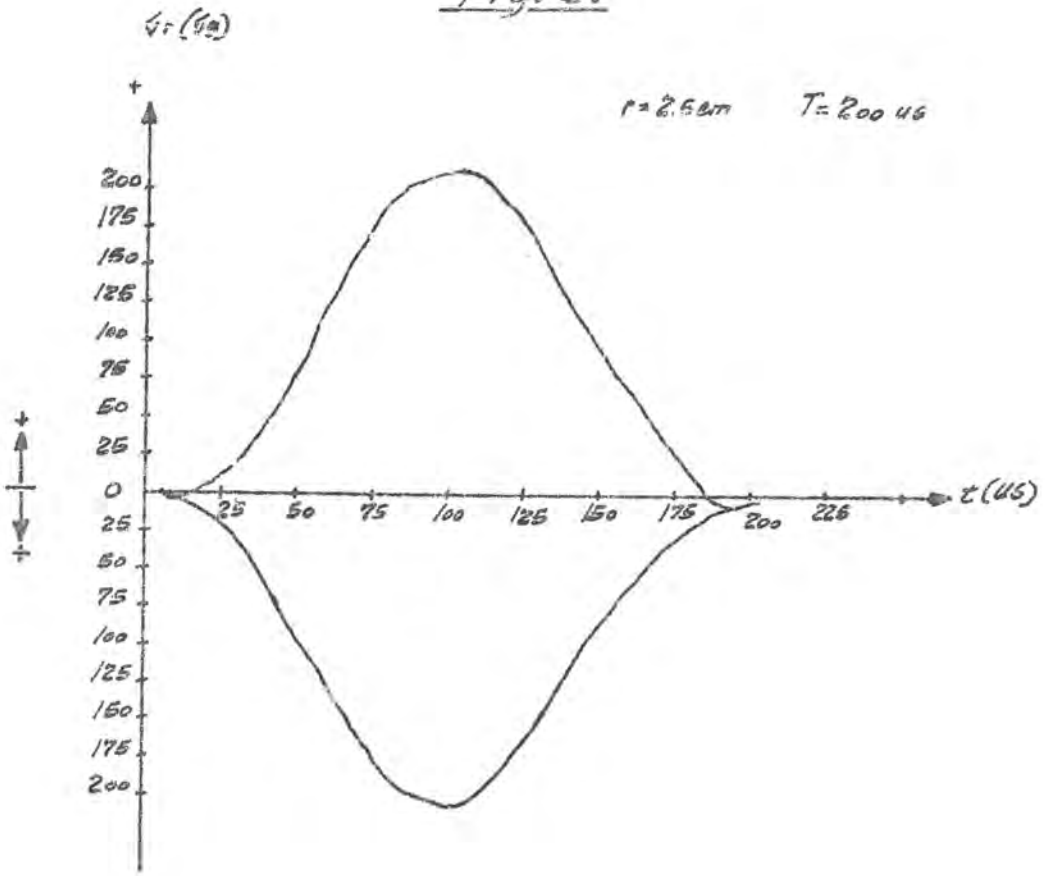
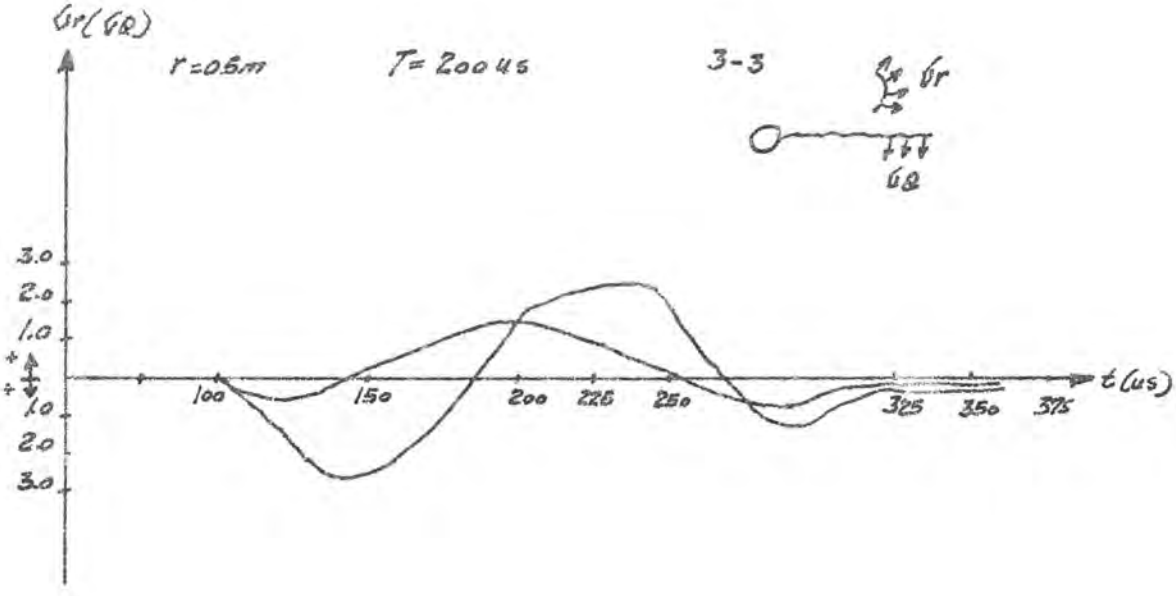


Fig. 3.



Gr (GQ)
r = 2.5cm
T = 200 us
200
175
150
125
100
75
50
25
0
25
50
75
100
125
150
175
200
25
50
75
100
125
150
175
200
225
t (us)

Fig. 4.



Gr (GQ)
r = 0.5m
T = 200 us
3-3
Gr
GQ
3.0
2.0
1.0
1.0
2.0
3.0
100
150
200
225
250
325
350
375
t (us)

Fig. 5.

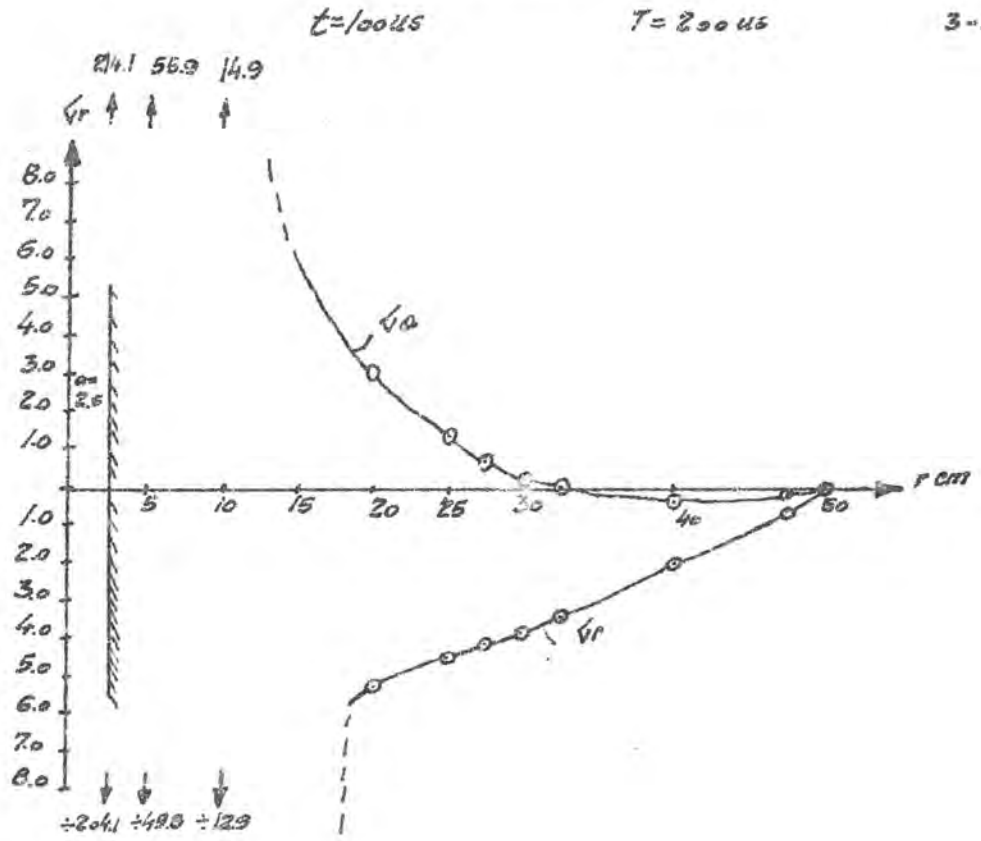

t=100 us
T=200 us
3-3
24.1 56.9 14.9
Vr
8.0
7.0
6.0
5.0
4.0
3.0
2.0
1.0
a=2.5
Vo
r cm
5 10 15 20 25 30 40 50
÷204.1 ÷49.8 ÷12.9

Fig. 6.

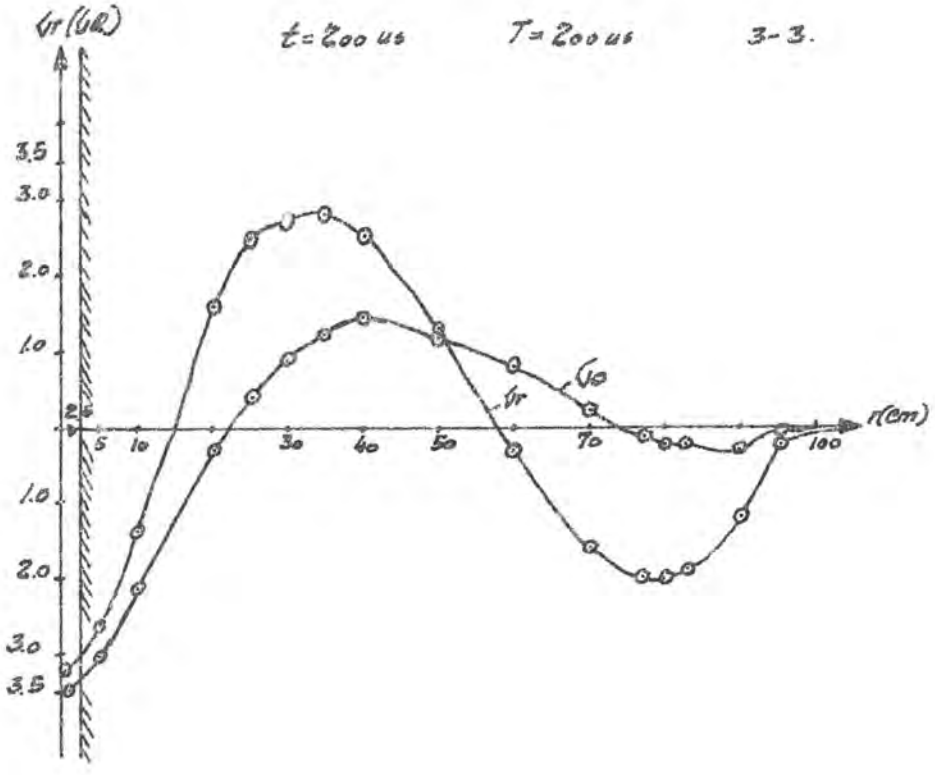

Vr(Vo)
t=200 us
T=200 us
3-3.
3.5
3.0
2.0
1.0
2.5
5 10 30 40 50 70 100
r(cm)
Vo
Vr

Fig. 7.

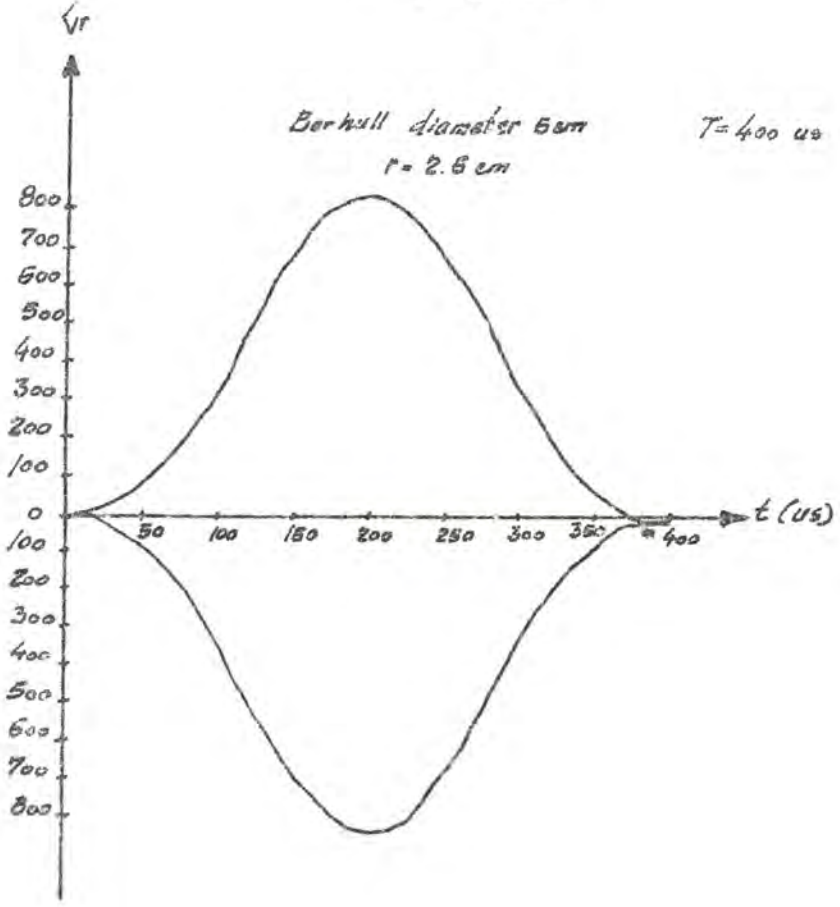

Vr
Berhull diameter 6cm
T= 400 us
r= 2.6 cm
800
700
600
500
400
300
200
100
0
100
200
300
400
500
600
700
800
50
100
150
200
250
300
350
400
t (us)

Fig. 8.

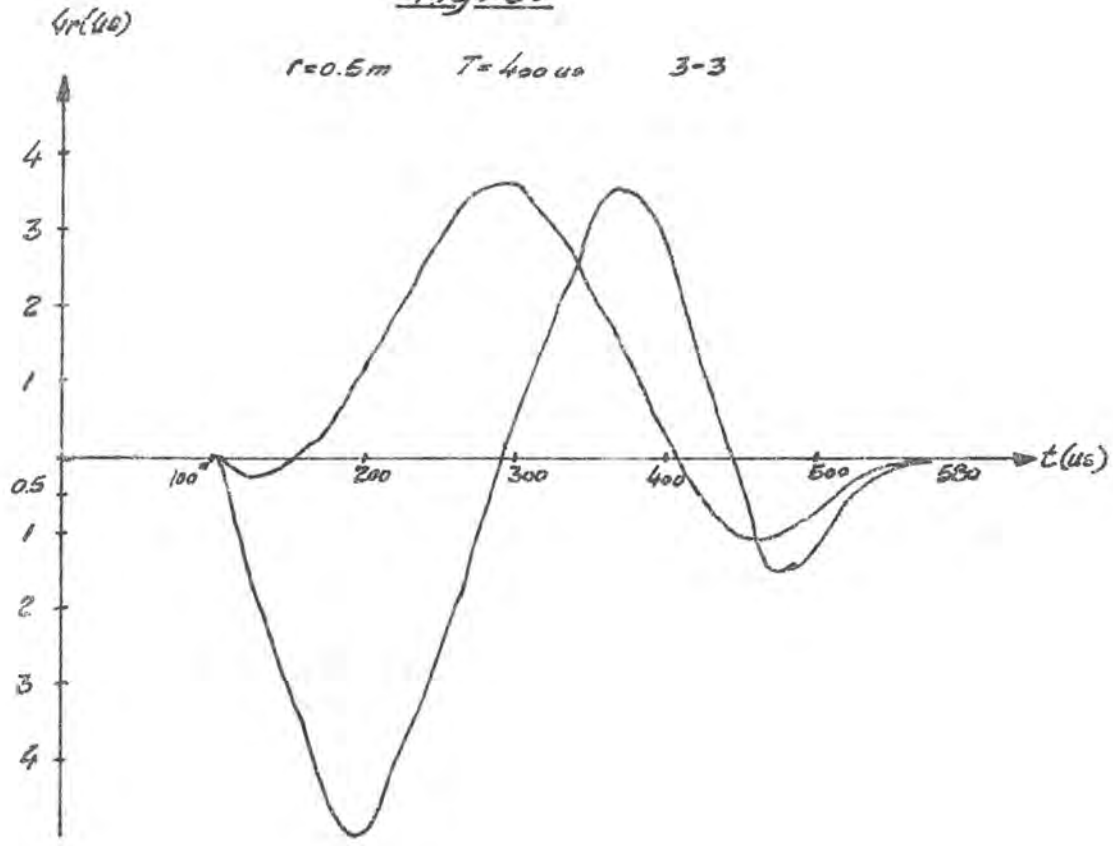

Vr(us)
r=0.5m
T= 400 us
3-3
4
3
2
1
0.5
1
2
3
4
100
200
300
400
500
580
t(us)

Fig. 9.

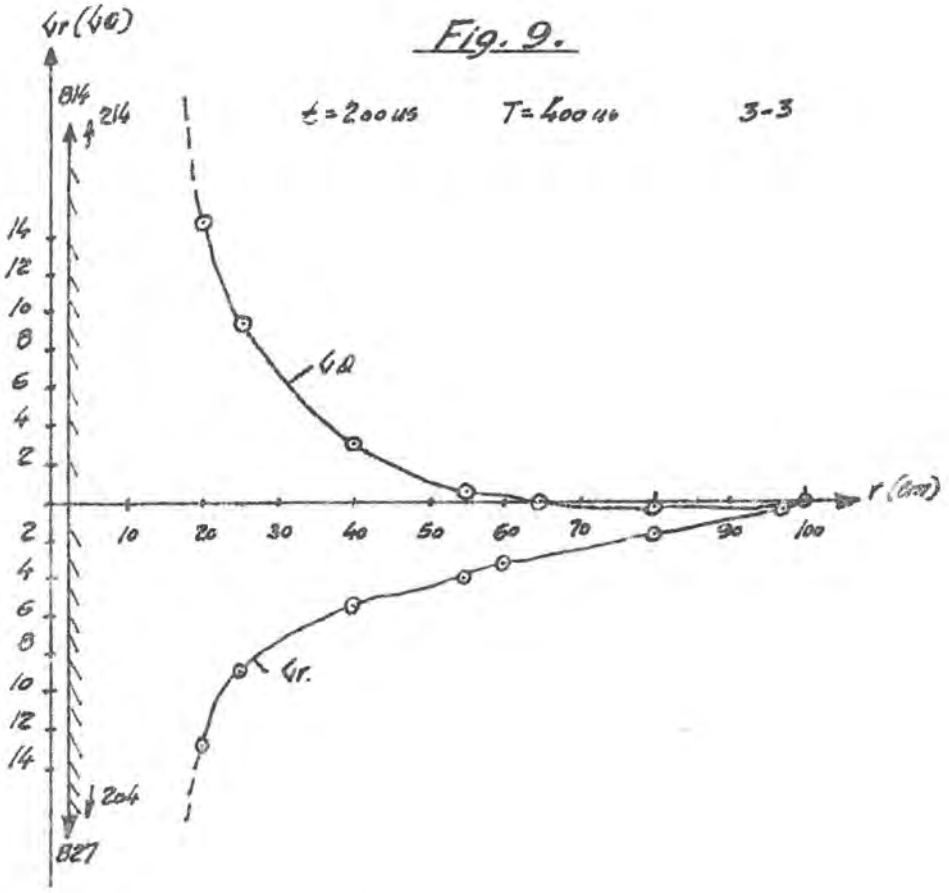

Ur(dB)
814
214
t=200 us
T=400 us
3-3
14
12
10
8
6
4
2
dQ
r (cm)
10
20
30
40
50
60
70
90
100
dr.
204
827

Fig. 10.

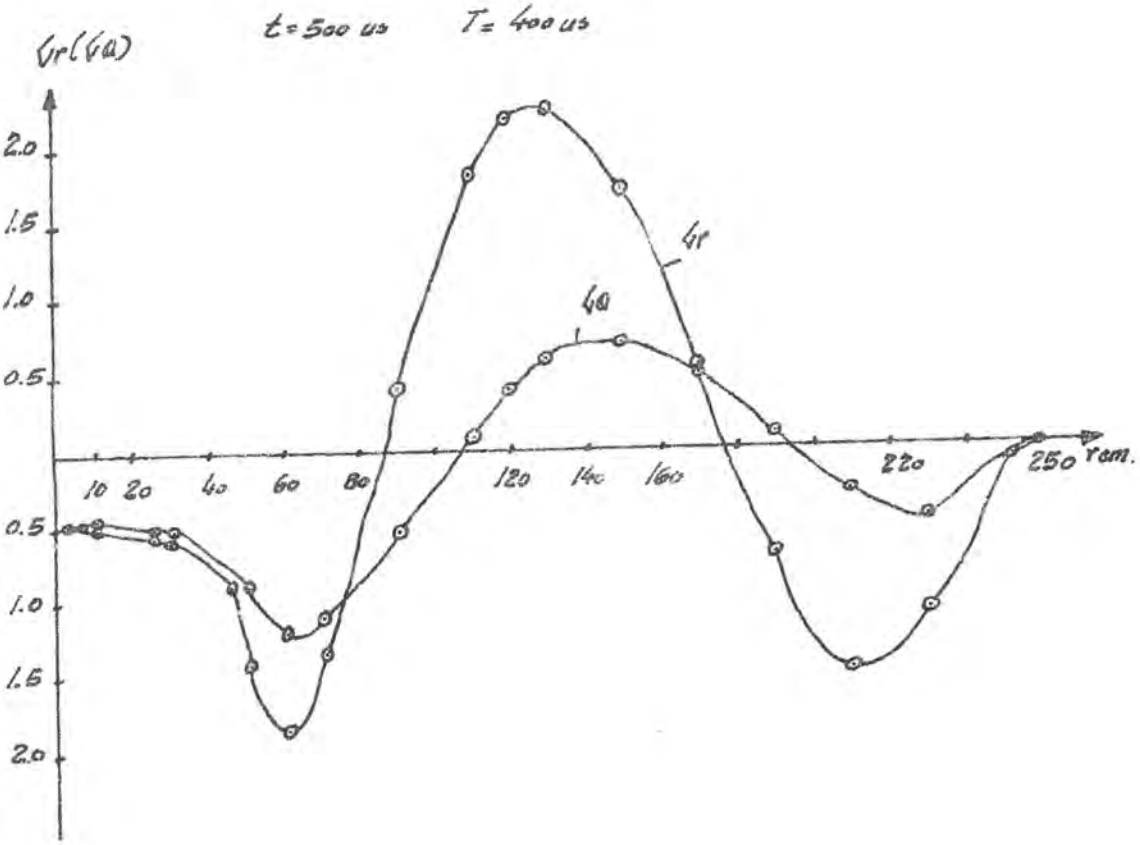

t=500 us
T= 400 us
Ur(dB)
2.0
1.5
1.0
0.5
dr
dQ
10
20
40
60
80
120
140
160
220
250
rem.

Fig. 11.

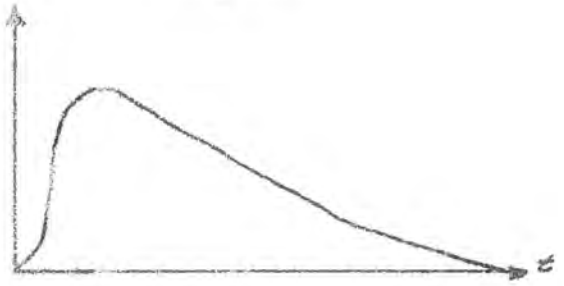


Fig. 12

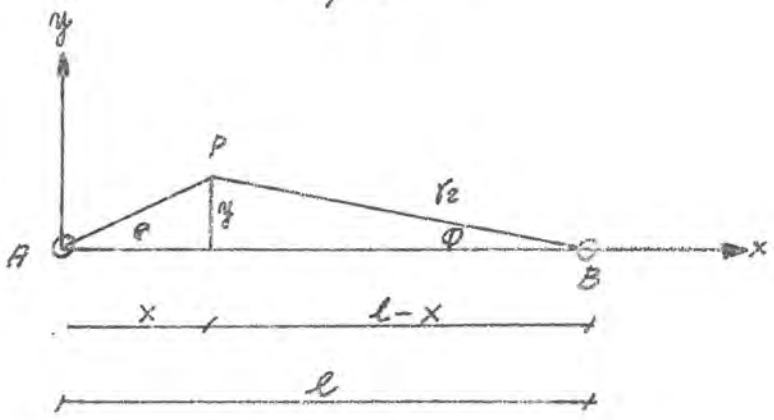


Fig. 13

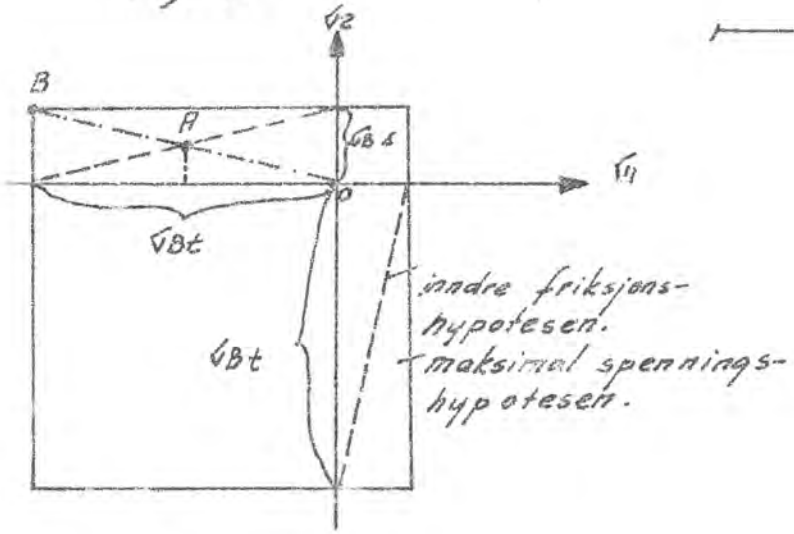


Fig. 14.

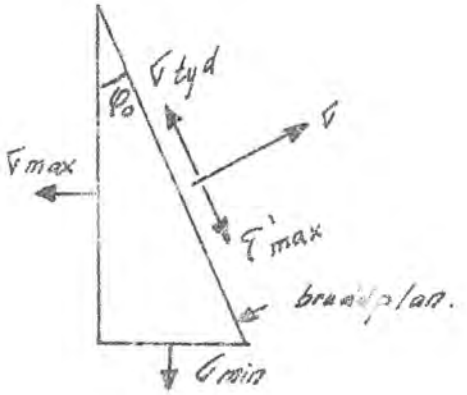


Fig. 15.

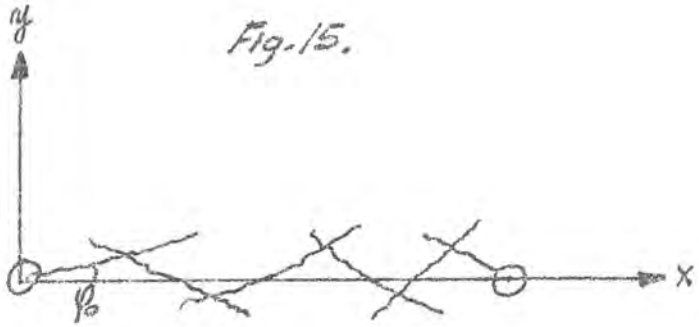
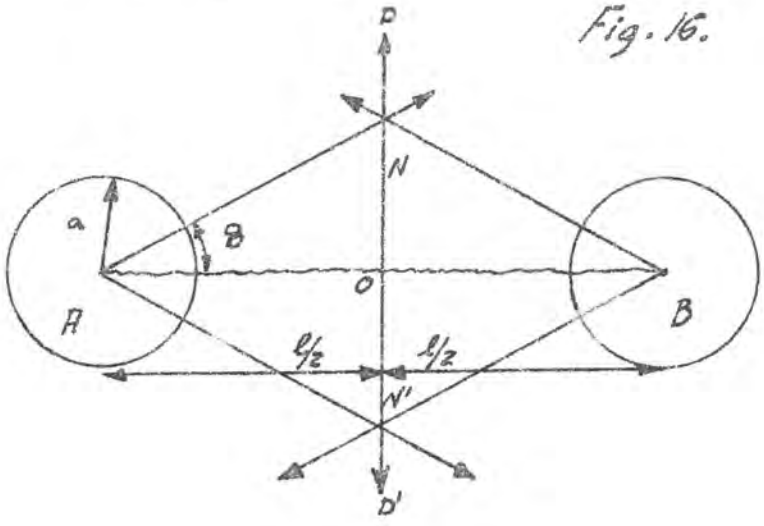


Fig. 16.



ERFARINGER FRA PRESPLITTFORSØK

av

Bergingeniør A. M. Heltzen

—

ERFARINGER FRA PRESPLITTFORSØK

På grunnlag av forsøk har Kontor for fjellsprengningsteknikk prøvd å få frem noen av betingelsene for presplittresultatet, først og fremst tennertype, sprengstofftype og orienteringen av splitten. Forsøkene er utført i vår tunnel på Heggedal. Bergarten på stedet er en typisk Drammensgranitt. Som vanlig i granitter står benkningsleppene omtrent loddrette på hverandre. Det ene sleppeplan ligger omtrent horisontalt.

Borhullene i splitten ble boret til 2,4 m's dyp og parallelt orientert. Man la vekt på å få avstanden mellom hullene i splitten mest mulig lik for hvert enkelt forsøk. Videre forsøkte man å holde sprengstoffvekten lik for forsøkene. På grunn av ulik spes.vekt og også patrondiameter var det ikke alltid mulig å få sprengstoffordelingen lik hos alle forsøksseriene.

Det har vært antatt at momentan tenning av hullene i en splittsøm har vært en absolutt betingelse for et vellykket resultat. Man har imidlertid også erfart at splittvirkning fremkommer ved bruk av fortløpende nr. millisek. tennere. Vår hensikt med forsøkene har vært bl.a. å finne ut om splittvirkningen er forskjellig hvor moment og millisek.tennere blir brukt. Sammenliknende forsøk har vært utført med bruk av forskjellig type sprengstoff, som rørladning, lynit/geomit og koronit/brennit.

Resultatene er gjengitt i hosstående tabell 1.

Man ser en klar tendens for samtlige forsøk. Den beste splittvirkningen fremkommer når momenttennere brukes. En reduksjon av hullavstanden på ca. 20% ser ut til å være nød-

vendig om man vil erstatte momenttennere med millisek.-tennere.

Tabell 1.

Tennertype	Maks.hullavstand for riss	Sprengstoff
Millisek.	58 cm	Rørladn. (17 mm)
Moment	71 cm	-"-
Millisek.	60 cm	Lynit (20 mm) (Geomit)
Moment	75 cm	-"-
Millisek.	60 cm	Koronit (25 mm) (Brennit)
Moment	60 cm	-"-

Det ser kanhende underlig ut at man vil prøve seg frem med en kostbar tennertype. Under normale forhold hvor presplitting kan foretas uhindret av hensyn til rystelser, vil det alltid være naturlig å bruke momenttennere. Har man derimot bygninger, konstruksjoner o.l. å ta hensyn til som f.eks. ved sprengning langs gavlvegger, vil presplitting være ønskelig, men ugjørlig å gjennomføre p.g.a. de store enhetsladninger som vil detonere momentant. Kan man derimot fordele denne sprengstoffmengden på flere tennernr., øker straks mulighetene for å kunne presplitte. Det faller her naturlig å nevne at en ytterligere reduksjon av enhetsladningene eller om man vil fordobling av antall hull som kan detoneres, kan oppnås ved bruk av korttidsintervallapparat i forbindelse med millisek.tennere. Ved å forsinke ca 12 millisek. kan man nemlig få inn et ekstra nr. mellom hvert av intervallene fra 0 til 18. Vi håper at et nytt korttidsintervall snart foreligger fra et norsk verksted.

Hvilke sprengstoffer er de mest velegnete for presplitting? Våre forsøk med hull boret med borgang 11 viser resultater som er gjengitt i tabell 2.

Tabell 2

Sprengstoff	Energi kons. mt/l.	Det.hast m/sek.	Maks hull-avstand for riss-cm	Anm.
1. T.N.T.	650	7500	76	Momenttenn.
2. Lynit/ Geomit	500	5700	75	"
3. Rørladn.	410	3700	71	"
4. Koronit/ Brennit	370	3500	60	"

Det går frem av denne at gruppene 1 - 3 har maks. hullavstand betydelig over gr. 4. Koronit/brennit er det langsomste av de sprengstoffene som er benyttet. Det går altså frem av forsøkene at jo mer brisant et sprengstoff er, m.a.o. jo steilere sjokkfronten er, desto bedre egnet er sprengstoffet til presplitting.

I praksis vil man gjerne velge et sprengstoff som er enkelt å håndtere og lade. Nettopp for å få frem en passende uttynning av sprengstoffstrengen velges rørladninger ved presplitting. Forsøkene bekrefter at rørladninger er velegnet for dette spesielle formålet.

På tross av den typiske oppsprekning av bergarten også etter et flattliggende sleppesystem viser forsøkene at liggende splitter ikke tåler så stor avstand mellom splitthullene som de vertikale splittene. Våre forsøk ga 56 cm som maks. avstand for sammenhengende riss ved bruk av rørladninger og

momenttennere ved horisontal splitting. Som vist i tabell 2, oppnådde man sammenhengende riss med 71 cm hullavstand i vertikal splitt.

Det ble også gjort forsøk med bueformet splitt. Først ble det lagt an med rørladninger og millisek.tennere. Av resultatet, som er vist i bilde 1, vil man se at sammenhengende splitt bare kom frem ved 43 cm's hullavstand. Neste forsøk ga noe bedre resultat, bilde 2. Det ble her brukt rørladninger og momenttennere. Som man ser, varierer hullavstandene temmelig mye. Rett riss har man faktisk bare ved 47 cm's hullavstand.

Begge forsøkene tyder på at man må operere med moderate hullavstander ved presplitting av buer. Under de stedlige forhold ville en hullavstand på 40 cm sannsynligvis ha gitt en brukbar splitt.

Forsøkene er interessante også sett fra et rent sprengteknisk synspunkt, idet de kan gi visse ideer til opplegget av salveplaner f.eks. for tunneldrift. Det siktes først og fremst til valg av forsetninger for vertikale og horisontale hullraster.

---oOo---

ERFARINGER FRA PRESPLITTFORSØK

av

overingeniør A. B. Vagstein
Norsk Sprængstofindustri A/S

ERFARINGER FRA PRESPLITTFORSØK

Norsk Sprængstofindustri har i den senere tid foretatt endel presplittforsøk i Larviksområdet. Bergarten er mørk Labrador.

Presplittforsøkene er foretatt i stenbrudd, nærmere bestemt i bruddene til Norsk Labrador og firma Johs. Grønseth & Co.

Arbeidsoppgavene i stenbruddene består vesentlig i å ta ut stenblokker så rektangulære som mulig. Kravene til disse blokker er meget store med hensyn til kvaliteten. Det er ikke bare farge og glans som må være bra, men stenblokkens flater må være mest mulig frie for riss av noe slags.

I tillegg til problemene med kvalitet oppstår ofte den situasjon under drivningen at de står fast uten naturlig utslag. Riktignok kan man bestandig sprenge opp et utslag, men skaden som en slik oppsprengning medfører i form av ødelagt sten, representerer store verdier.

Hensikten med våre forsøk ble derfor ganske klar. Vårt mål var å oppnå en god splitt både langs kløv og på bust av fjellet samtidig som rissdannelsen på grunn av splitten skulle være minst mulig.

Fikk man dette, ville man for det første aldri behøve å låse seg fast under drivningen samtidig som den tidskrevende kiling ble mer eller mindre overflødig.

På våre to forsøkssteder boret man tidligere vanligvis med 7/8 lederbor og c/c 10-12 cm. Man foretok videre etterfølgende kiling under forutsetning av at man hadde utslag. Alt avvik i

bruddflatene utover borhullene var av det onde. Derfor stiller boreren meget strenge krav til seg selv under boringen. Svært ofte bores 4-5 m. dype parallelle hull med c/c 12 cm.

Bilde 1 viser noe om borenøyaktigheten.

Forsøkene kan deles opp i tre hovedgrupper med tanke på sprengstofftyper.

1. 11 mm. Guritrørladninger.
2. 17 mm. -"-
3. Reduserte 17 mm. Guritrørladninger

Innen disse grupper var det også en del variasjoner. Bl.a. ble det forsøkt å lade hvert annet og tredjehvert hull samt fjerdehvert hull i splitten. Dessuten med bruk av momenttennere og millisek. tennere i intervall fra nr. 1 til nr. 14. Det ble kun i ett tilfelle brukt dynamitt som tennpatron og da kun 35 gr. pr. borhull. Ellers ble fenghettene tapet inntil rørladningene. Således ble det ikke brukt noen form for bunnladning.

Forsøkene ble også variert ved at man ladet noen hull med sperrehylser og andre ikke. Bilde 2 viser sperrehylsene. Vi skal se nærmere på noen av forsøkene, for enkeltes skyld nevner jeg nå at borhullene var boret med c/c-12 cm. i alle forsøk.

Forsøkserie 1.

I den første forsøkserien ble det bl.a. skutt en 9 meter lang splitt. Hulldybden varierte fra 1,5 til 4 m. Splitten ble delt opp i partier med forskjellig ladningskonsentrasjon. I enkelte partier ble hvert hull ladet, ellers hvert 3dje hull. Det ble benyttet 11 mm rørladning og uten sperrehylse. Det ble skutt med momenttennere.

Etter nedslipning såes kun små riss hvor rørladningene har vært, mens dynamitten som ble brukt som bunnladning gav markert sprekkdannelse (se bilde 3.)

En stor del av rissene viste en tydelig tendens til å dreie opp mot nærmeste borhull som bildet forøvrig viser.

Forsøk nr. 2.

I dette tilfelle ble brukt vanlig 17 mm. rørladninger og både med og uten sperrehylser. Ladningskonsentrasjonen ble variert ved at hvert annet og hvert tredje samt fjerde-hvert hull ble ladet. Resultatet etter nedslipningen viser ingen forskjell for de forskjellige partier hvor ladningskonsentrasjonen har variert. Riktignok synes råflaten å være en tanke jevnere på partier hvor ladningene har vært i annet hvert hull enn hvor det har vært fjerde-hvert hull har vært ladet. Nedslipningen viser ingen sprekkdannelser (sprekkroser) ved de hull hvor det ble brukt sperrehylser. Sprekkrose kom til syne hvor der ikke ble brukt sperrestykker. (Se bilde 3 og 4.)

Forsøkserie 3.

Reduserte ladninger ble prøvet i vanlige splittforsøk samt til splitting av større blokker. De vanlige rørladningene hadde nemlig vist seg for kraftige til oppdeling av blokker og rørladninger med ca. 50% av styrken til vanlige rørladninger ble forsøkt. Resultatet var tildels godt. Dog allikevel finnes det markerte grenser hvor dette lar seg gjøre. Motholdet, d.v.s. avstand fra splitthull og ut til fri flate må etter våre forsøk være ca. 4 m. om resultatet skal bli bra. (Se bilde 5 og 6.)

Nedslipningen av flatene som var skutt med reduserte ladninger

viste ingen rissdannelse under borhullsveggen. Men til gjengjeld var resultatet av splitten både og. Ved første forsøk ble annet hvert hull ladet. Resultatet var dårlig. En nesten usynlig splitt var det eneste som ble oppnådd. Ved neste forsøk ble alle hull ladet og resultatet var bra. Bilde 7 viser detalj av presplitt skutt 2 ganger med reduserte ladninger.

Vi foretok også presplittforsøk med millisekundtennere. Dette ble gjort fordi vi ønsket å sammenligne resultatene, både i marken og under slipningen. Av bilde 8 ser man at splitten er upåklagelig. Det ble skutt splitt både med stenens kløv og 90° på denne. Bilde 10 viser nærbilde av splitt med millisekundtennere. Noen forskjell kunne heller ikke ses ved slipningen.

Med tanke på splittens resultat synes det som om bruk av momenttennere gir beste resultat. Men forsøkene med millisekundtennere gav så vidt gode resultater at det er verdt ettertanke.

Rystelsesproblem er jo for entreprenører som arbeider med sprengningsarbeide i nærheten av bygninger et velkjent fenomen, dermed også sømboring. Tenker man seg nå at man isteden for sømboring med c/c-10-12 cm. borer c/c-20 og presplitter og eventuelt fordeler ladningen om man behøver dette på grunn av rystelsen i borhullet med flere tennere i hvert hull, ja da kan man skyte en splitt rundt tomten eller begrensningsområde. Fordelene synes klare, man får en jevn begrensningsflate og ikke minst en vesentlig bedre dempning av rystelsene på grunn av splitten. Vesentlig bedre enn hva sømboringen kan gi.

Rystelsesmålinger som har vært utført viser en reduksjon på 30% i forhold til sømboring. Målingene er utført med en Cambridgevibrograf, og er foreløbig ikke 100% representative, men tendensen synes ganske klar.

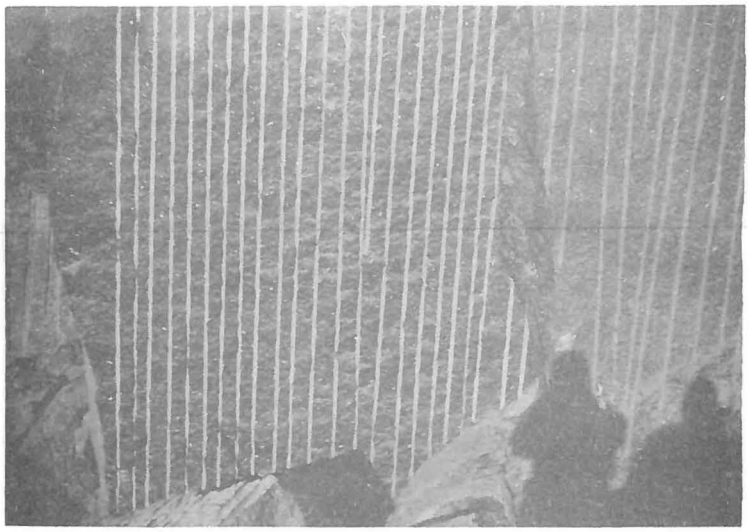
Tenker man seg videre at hullene nærmest splitten, inn mot huset,

lades med en redusert ladning, (eksempelvis med Brennit eller Coronit som forøvrig er spesialsprengstoff for parallellhull-kutter) er det mulighet til å forenkle den slags sprengnings-arbeide.

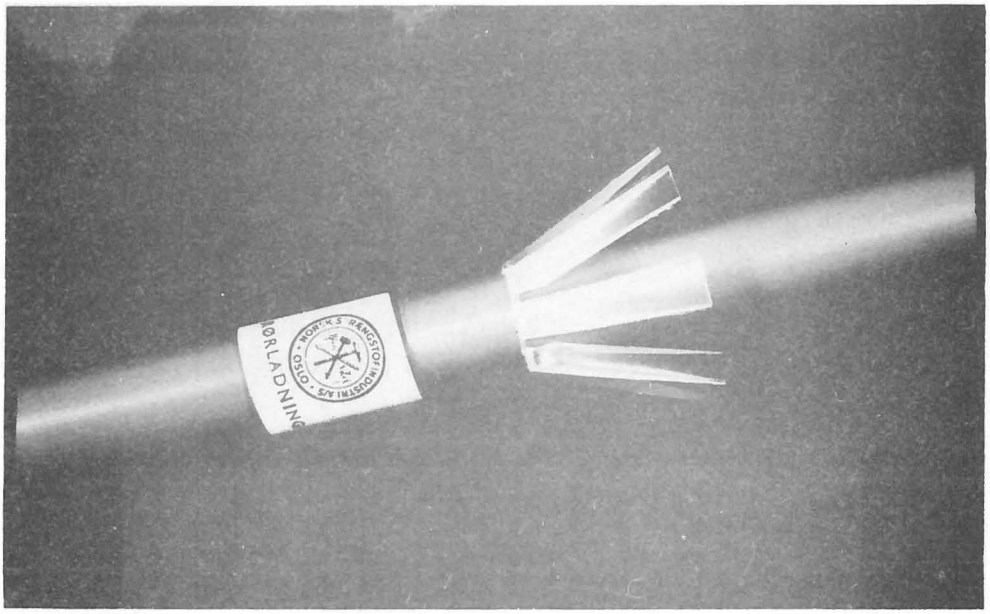
Konklusjon av forsøkene.

Det synes ganske klart etter ovennevnte forsøk at bruk av pre-splittmetoden i stenindustrien er kommet for å bli. Dessuten viser det seg som en utsøkt fordel å benytte sperrehylser. Sperrehylsene sentrerer rørladningen i borhullet og reduserer sprekkrosenes utbredning til et minimum, samtidig som de re-duserer faren for kanaleffekt ved dype borhull.

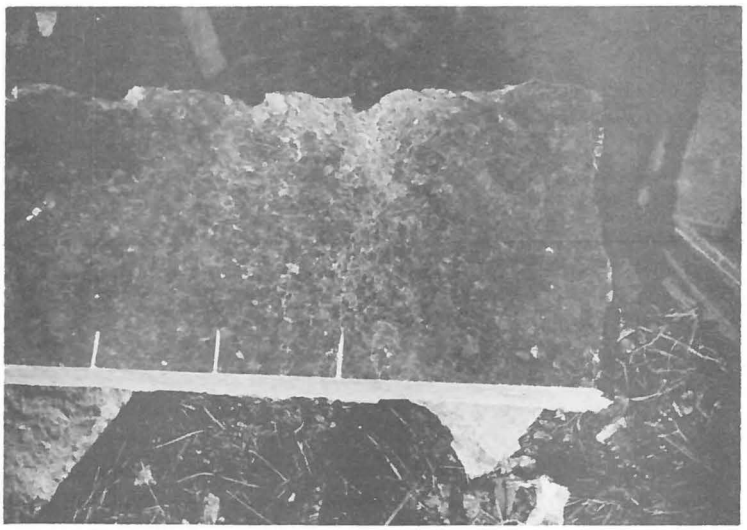
Enn videre fremgår det klart at man kan splitte med millisek. tennere, hvilket kan være til stor hjelp for entreprenører ved tomtesprengning i byområder, hvor rystelser ønskes holdt nede.



1

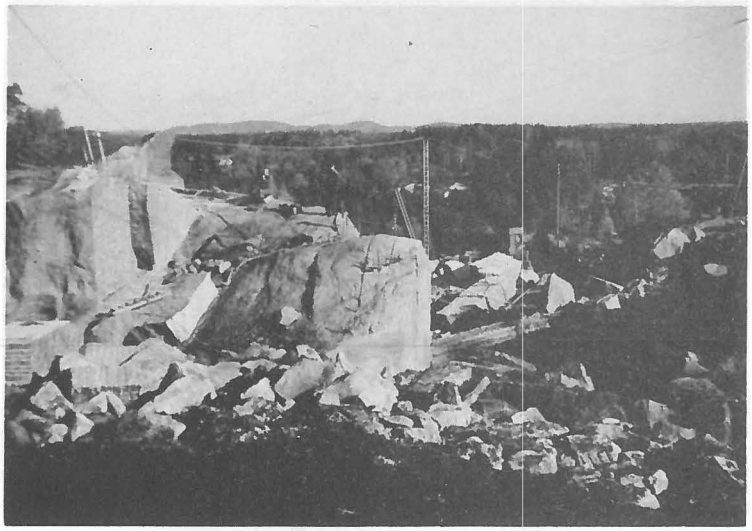


2

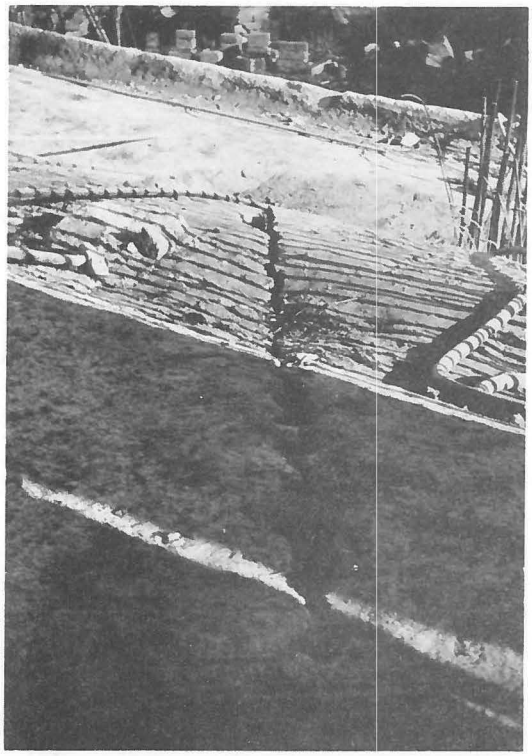


3

4



5



6

7

8

BEREGNINGSGRUNNLAG FOR NØDVENDIGE FRISKLUFTMENGDER VED VENTILASJON AV TUNNELER

av

bergingeniør G. Mikalsen

BEREGNINGSGRUNNLAG FOR NØDVENDIGE FRISKLUFTMENGDER VED VENTILASJON AV TUNNELER

Utviklingen har ført til at ventilasjonsproblemene ved driving av tunneler må vies større oppmerksomhet enn det var nødvendig å gjøre før. Tunnelene var vanligvis ikke så lange før i tiden og tidsfaktoren hadde ikke den samme betydning som nå. Man hadde heller ikke så strenge forskrifter for begrensning for forurensninger i luften. Silikose f.eks. var en alminnelig sykdom blant eldre tunnelarbeidere. På grunn av at arbeiderne ofte var utsatt for altfor sterke forurensninger av sprenggasser og støv i luften ble de uheldig påvirket av dette og fikk da ofte lungesykdommer. Levetiden for arbeidere som var beskjeftiget under jord var derfor ofte ikke lang. Den store dødelighet for enkelte grupper underjordsarbeidere førte til at de helsemessige forhold ble undersøkt. De enkelte påvirkningers helseskadelige virkning er derfor blitt nærmere undersøkt. Det er ofte meget vanskelig å få entydige resultater da man under jord oftest er utsatt for flere mere eller mindre skadelige påvirkninger samtidig og fordi de enkelte mennesker reagerer forskjellig på disse påvirkninger.

Det har vært utført omfattende undersøkelser for å fastsette de tillatelige eksposisjoner for de enkelte forurensninger, men undersøkelsene er ennu ikke på langt nær avsluttet. Det er fastsatt grenser for de eksposisjoner som et menneske kan tillates å utsettes for under forskjellige forhold. Disse eksposisjoner uttrykkes ofte i konsentrasjoner av den skadelige bestanddel x eksposisjonstid. Dette produkt må ikke overskride den fastsatte grense for hvert aktuelt konsentrasjonsområde. Ventilasjonens oppgave er å sørge for

at det tilføres minst så mye frisk luft at den tillatte eksposisjon ikke overskrides.

Det praktiske yrkeshysieniske arbeide har i den senere tid vært preget av bestrebelsene på å holde konsentrasjoner av forurensninger i luften i arbeidsrom under bestemte grenseverdier. De såkalte MAK verdier. Maks. arbeidsplass-konsentrasjonsverdier forståes som de høyest gjennomsnittlige konsentrasjoner av de forurensninger som personer kan utsettes for i hele arbeidstiden 8 t. pr. dag i et ubegrenset tidsrom uten påviselig helseskadelig virkning. Konsentrasjon angis for gasser og damper i volumdeler pr. million/volum ppm for metaller, andre faste stoffer i vekt pr. volumdel og for støv i antall partikler pr. volumdel. For at eksposisjonen ikke skal overskride det som til enhver tid tillates må luften kontrolleres for gasser og støv og man må vite hva som tillates for å kunne bli klar over skadelige forhold. Ventilasjonen må deretter rettes på i den grad dette er nødvendig for å få luft som ikke holder større forurensninger enn tillatt. Siden kravet til ventilasjon først og fremst er å skape helsemessig forsvarlig forhold i tunnelens atmosfære er grunnlaget for enhver ventilasjonsberegning mengden av de forurensninger som slippes ut i atmosfæren og de konsentrasjoner som kan tåles av disse forurensninger. Av dette følger da hvor mye frisk luft som må tilføres for å skape tillatelige forhold

Silikosefarlig støv.

Ved arbeidsoperasjoner i fjell dannes det mye støv. Dette støv kan være av forskjellig farlighetsgrad idet det kan ha ulik sammensetning. De forskjellige bergarter virker på forskjellig måte når det gjelder utvikling av silikose. Fri kiselsyre er farligst og kalk nærmest ufarlig. Mellom disse to ytterpunkter ligger alle andre bergarter. Støvets helseskadelige virkning er vel kjent, men det arbeides like-

vel ofte i altfor støvfylt luft i fjellrom. Der regnes vanligvis med at 1. støv som ikke utvikler silikose i løpet av 15 års arbeide i støvfylt luft og heller ikke ventes å gjøre dette i løpet av et normalt arbeidsliv, anses for å være nærmest ufarlig.

2. Støv som ikke utvikler silikose i løpet av 15 år må ventes å utvikle denne sykdom i løpet av et normalt arbeidsliv regnes for å være silikosefarlig.

3. Støv som utvikler silikose i løpet av 15 år, regnes for å være meget silikosefarlig.

De forskjellige partikkelstørrelser holdes tilbake i lungene i ulik grad. De største partikler trenger ikke inn i de fineste lungeblærene og sies å være nærmest ufarlige. Det er de partikler som er mindre enn 5 u som er virkelig farlige, men en kan ikke se bort fra at også partikler som har en størrelse opp til 10 u kan være farlig.

Silikoseforskningsinstituttet i Bochum angir følgende relative verdier for farlighetsgrad:

Tabell 1.

Kvarts	1,0
Feltspat	0,7
Glimmer	0,7
Leire	0,2
Malm	0,1
Kalkstein	0,0

I U.S.A. angis følgende tillatte støvkonsentrasjoner for normal skiftsarbeid:

Tabell 2.

	Partikler pr. cm^3
Kiselsyreinnhold under 50 %	180
" 5 - 50 %	720
" under 5%	1800
Asbest	180
Karborandum	1800
Glimmer	1800
Leirskifer	1800
Klebersten	720
Talk	720

Som man ser er det noe uoverensstemmelse mellom denne tabell og de relative verdier oppgitt av Silikoseforskningsinstituttet i Bochum. Når en arbeider i en bergart må støvet undersøkes med hensyn til de forskjellige bestanddeler og den tillatte støvkonsentrasjon må så regnes ut med hensyntagen til de enkelte bestanddelers farlighetsgrad, idet bergartens kjenningstall utregnes. Som eksempel kan man ta konglomerat med leirskifer som inneholder 30% kvarts, 30% feltspat, 20% glimmer, 5% leirskifer, 10% malm og 5% kalkstein.

Tabell 3

Bestanddel	% støv	Relativ faktor	Koeffisient
Kvarts	30	1	30
Feltspat	30	0,7	21
Glimmer	20	0,7	14
Leirskifer	5	0,2	1
Malm	10	0,1	1
Kalk	5	5	0
			67

Det tillatte totale støvinnhold vil da bli 180:0,67 = 270. Støvkonsentrasjonen under de forskjellige arbeidsoperasjoner i fjell kan være svært varierende, men ofte arbeider man i luft som inneholder flere ganger den tillatte støvkonsentrasjon. Det er utført lite sammenlignende målinger for støv-

konsentrasjoner ved de forskjellige arbeidsoperasjoner og det er lite kjent hvordan støvet fordeler seg. Dette gjelder imidlertid ikke for støvkonsentrasjoner i skytegassene hvor en har en rekke målinger å støtte seg til. Det er vanlig at det måles 200 - 300 tusen partikler pr.cm^3. Altså 1000 - 1500 ganger mer enn tillatt for det farligste støv.

Under jord har man forurensninger av gasser som kommer fra sprengstoffgasser og dieselgasser. Når et sprengstoff eksploderer utvikles normalt følgende gasser:

CO_2 CO NO NO_2 og dessuten en god del andre nitrøse gasser og endel andre gasser av mindre betydning. Når dieselolje forbrenner i en dieselmotor dannes de samme gasser pluss endel gasser av mindre betydning og dessuten endel sannsynligvis kreftfremkallende stoffer. Det vil føre for langt å gå inn på de enkelte gassers helsemessige betydning, men en skal se på hvilke konsentrasjoner som er tillatt.

I den senere tid har man i flere land søkt å fastsette regler for den mengde friskluft som er nødvendig for ventilasjon av tunneler. Istedet for som tidligere foreskrevet friskluft pr. enhet (arbeider dieselmotorer etc), har en nå funnet det mer forsvarlig å fastsette det inneholdet av giftige gasser og støv som ikke må overskrides. Den støvmengde som er tillatt for 8 timers daglig eksposisjoner gjengitt tidligere.

Følgende tabell viser maks. tillatte konsentrasjoner i Norge av endel skadelige bestanddeler:

Kulldioksyd	ppm	5000
Kulloksyd	"	60
Nitrøse gasser	"	5
Formaldehyd	"	5
Svovelsyrling	"	5

Tabellen viser terskelverdier for endel skadelige bestanddeler i Norge for 8 timers eksposisjonstid pr. dag i lengre tid uten at dette skal føre til helsemessige skadelige påvirkninger.

Luftmengder må være store nok til å fortynne de skadelige bestanddeler slik at de holder seg i konsentrasjoner under terskelverdien og til å holde støvmengden på tillatt nivå.

I det følgende skal det så langt mulig angis nødvendig friskluftmengde under ulike forhold.

Evakuering av støv.

For å fastslå de luftmengder som er nødvendige under de forskjellige operasjoner må det tas målinger da det er for lite erfaringsverdier å støtte seg til for nøyaktige nok forhåndsberegninger. I skytegassene er ofte målt 200 - 300.000 pr. cm^3. D.v.s. 1000 - 1500 ganger den tillatte konsentrasjon av det farligste støv. Hvis en regner med at det er totalt innåndede støvmengde som er avgjørende uavhengig av om dette gjøres på noen minutter eller i løpet av et skift, får en at innåndingen av denne luft i $1\frac{1}{2}$ - $2\frac{1}{2}$ min. svarer til en støveksposisjon i 8 t. av normalt høyeste tillatte støvkonsentrasjon av det farligste støv. Under slike forhold vil det altså ved blåsende ventilasjon være umulig å betre tunnelen uten støvmaske før skytegassene er helt utluftet hvis farlig eksposisjon for støv skal unngås.

Evakuering av skytegassene

De dannede skytegasser blandes momentant med den omgivende luft og vil danne en gasspropp på 50 - 60 m lengde i tunnelen. Gassene vil da fortynnes 10 - 15 ganger.

Man kan skrive følgende formel:

$$L = \frac{u \times i \times s \times v}{}$$

L = gassproppens lengde i m
u = fortynningsfaktor
i = inndrift
s = spes.sprengstofforbruk i kg/m^3 fast fjell
v = gassvolum/kg sprengstoff

Når man sammenligner de alminnelige verdier for inndrift og spesifikt sprengstofforbruk finner man at produktet disse størrelser i x s innen visse grenser er nokså uavhengig av tunneltverrsnittet og for vanlig fjell i størrelsesorden i x s = 6.

For svensk LFB-dyn. med sprenggassvolum v = 0.865 m^3/kg. sprengstoff blir da lengden av gassproppen L = u x 6 x 0.865 = 5.2 u.

De nevnte verdier for fortynning u = 10 - 15 ganger tilsvarer da en gasspropp på 52 - 78 m. Ved overslagsberegninger kan en regne med ca. 60 m lengde av gassproppen. Denne propp vil fortynnes og forlenges vesentlig ved ventilasjonsinnvirkning. Det er avhengig av ventilasjonssystem, tunnellengde og i siste instans økonomiske faktorer, hvor lang ventetid som skal tillates etter skyting.

Ved tunneler er en av de avgjørende tidsfaktorer den tid som trenges for å evakuere skytegassene fra tunnelgassene fra tunnelstrekningen nærmest stuffen. Hvis man i praksis regner med at enden av ventilasjonsrøret ikke er nærmere enn 20 m fra stuff er det på det nærmeste ikke fristlufttilførsel ved stuff. De siste ca. 10 m vil da utluftes forholdsvis sent. Ved beregning av den luftmengde som må fjernes fra innerste ende av tunnelen må man regne med en sikkerhetsfaktor også p.g.a. en eventuell resirkulasjon og defusjon. Man kan da sette opp følgende praktiske regel:

$$Q = \frac{F \times L}{t} \cdot a$$

Q = luftmengde i m^3/sek.
F = tunneltverrsnittet i m3
L = lengde av gasspropp i m
a = sikkerhetsfaktor
t = tiden i min. til man ønsker å gjenoppta arbeidet.

Det synes å bekreftesav praktiske forsøk at sikkerhetsfaktoren a kan settes = 3 når enden av ventilasjonsrøret ikke er for langt fra stuff.

Hvis da eksempelvis tunneltverrsnittet F er = 20 m^2 og man vil gjenoppta arbeidet etter tiden t - 15 min. får man når L settes til 60 m.

$$Q = \frac{20 \times 60}{15} \cdot 3 = 240 \text{ m}^3/\text{min}.$$

For å bestemme tiden kan man også bruke sprenggassenes volum etter skyting som grunnlag. Man kommer da til omtrent samme resultater. For lengere tunneler med blåsende ventilasjon må en også regne med den tid det tar å føre gassproppen ut av tunnelen, dersom personer må oppholde seg i gassproppen må det regnes med den eksposisjon som kan tillates. Skal hele tunnelen luftes helt ut for sprenggasser før arbeidet gjenopptas får man

$$Q = \frac{F \times L}{7 + t^o}$$

hvor bokstavene betyr det samme som foran og t^o er lik tid for utlufting mellom stuff og ventilasjonsrør.

Ved lange tunneler får en da så store luftmengder at det i praksis ikke er gjennomførlig hvis arbeidet skal gjenopptas etter noenlunde kort tid. Det spørsmål melder seg derfor under hvilke betingelser en kan vende tilbake til tunnelen før all skytegass er blåst ut av den. Spørsmålet om overskridelse av de yrkeshygieniske terskelverdier er ofte blitt reist i forbindelse med sikkerheten under jord. Dette spørs-

mål kan ikke besvares generelt. Her spiller nemlig så mange faktorer inn hos hver enkelt bestanddel at situasjonen hver gang må vurderes for seg. Det må da tas hensyn til hyppigheten av slike overskridelser, deres varighet og hvor mye terskelverdien overskrides med. Bl.a. vil den såkalte terskelbredde, hvilket vil si området mellom den yrkeshygieniske terskelverdi og den konsentrasjon som fremkaller forgiftningssymptomer etter den bestemte eksposisjonstid, spille en avgjørende rolle.

Disse forhold blir ytterligere komplisert når luften er forurenset av flere potensielt farlige stoffer. Det er derfor nødvendig å gjøre alt man kan for å unngå selv kortvarige overeksposisjoner.

Ifølge Industrial Hygiene Journal, Nov/Dec.1964 er følgende Emergency Exposure Limits tillatt for NO_2 og N_2O_4 :

Tabell 5.

Eksposisjonstid min.	Maksimal konsentrasjon ppm NO_2	N_2O_4
5	35	17
15	25	12
30	20	10
60	10	5

Emergency exposure Limits er definert som den konsentrasjon som kan tåles i angitt tid uten helseskader, men ikke nødvendigvis uten akutt ubehag eller andre tegn på irritasjon eller forgiftning. Verdiene er beregnet å skulle gi en viss rettesnor når det gjelder den konsentrasjon og eksposisjonstid som tåles en enkelt gang i blant.

Disse tall baserer seg på omfattende forsøk og beregninger. Konsentrasjoner over 250 ppm NO_2 er livsfarlige og 25 ppm er for mange sterkt irriterende selv ved kort eksposisjonstid. Man mener at de mest følsomme merker lukten allerede

1 - 3 ppm.

Den lengste tid en person må oppholde seg i gassproppen skal ikke kunne overskride den lengste tillatte eksponeringstid ved den aktuelle gasskonsentrasjon. For personer eller kjøretøyer som beveger seg utover med samme hastighet som gassproppen kan det ikke beregnes noen rimelig ventilasjonsmengde og dette må derfor være forbudt. Det vil alltid være en viss risiko forbundet med å vende tilbake til tunnelen før gassproppen er utluftet, men under normale forhold vil denne risiko være liten, når oppholdet i gassproppen normalt holdes under den tillatte eksponeringstid.

For fastlegging av den luftmengde som er nødvendig for ventilasjon når det brukes dieselmotorer kan man bruke to hovedregler, nemlig:

1. Den nødvendige luftmengde pr. HK min
2. Innholdet av skadelige gasser i luften

1. Etter rapport fra Bureau of Mines IC7222 settes den nødvendige luftmengde til 75 ft^3 pr. min Hk eller 2.2 m^3 pr. Hk. min lik 127.5 m^3 pr. Hk time. Dette er foreldede tall og etter nyere undersøkelser kreves større luftmengder.

Etter Vorschrift der bayrischen Bergbehörde kreves 4 m^3/min pr. Hk eller 240 m^3 pr. time og etter andre tyske forskrifter 6 m^2/min pr. Hk. eller 360 m^3 pr. Hk time.

I et arbeide av Hans Koch angis en tilnærmet brukbar formel for beregning av friskluftbehovet ved bruk av dieselmotorer:

Fristluftbehov $Q = (2000 \frac{1}{2} 200\ Y)\ m^3/h$

Y = motorytelse i Hk.

Formelen gjelder i området 20 - 120 Hk. Formelen bygger på

en ekshaustmengde på 60 l pr. Hk/min og en terskelverdi på 100 ppm for CO. I Norge er terskelverdien for CO fastsatt til 60 ppm, hvilket medfører at de angitte verdier blir noe for lave. Forfatteren sier ellers:

"Ved stadig kjøring med full belastning må det regnes med omlag 2 Q". Ved hjelp av formelen finnes et friskluftbehov Q = 5000 m^3/time pr. 15 Hk og 26000 m^3/time pr. 120 Hk, hvilket gir 5.5 m^3 pr. Hk min resp. 3.6 m^3 pr. Hk min. Ved stadig kjøring med full last blir det et friskluftbehov på 2 Q = 11 m^3 resp. 7.2 m^3 pr. Hk min.

2. Når man går ut fra innholdet av forskjellige gasser som kan tillates i luften får man tillatt følgende enkeltkonsentrasjoner:

Kulldioksyd	CO_2 : 0.5%	
Kulloksyd	CO : 0.006%	60 ppm
Kvelstoffoksyder		5 "
Svoveloksyder	SO_2 - SO_3	5 "
Aldehyder		1 - 200 ppm
Kullvannstoffer		500 - 1000 ppm.

Disse gasser virker sammen og forsterker hverandres virkning. Den nødvendige luftmengde må derfor regnes ut for hver enkelt bestanddel. Bakgrunnen for denne fremgangsmåte er blant annet det forhold at de enkelte helsefarlige bestanddeler i ekshaust har forskjellig angrepspunkt i organismen. Kulloksyd f.eks. bindes av blodets oksehydemoglobin under dannelse av kulloksydhomoglobin mens nitrøse gasser er en utpreget lungegift og svoveldioksyd påvirker og irriterer brochiene og lungene.

Man kan regne på følgende måte når X settes lik frigjort gassmengde pr. min og M settes lik tillatt maksimal konsentrasjon:

$$Q = \frac{X\ NO\ gasser}{M\ NO\ gasser} + \frac{X\ CO}{M\ CO} + \frac{X\ CO_2}{MCO_2}$$

$$+ \frac{X\ SO_2}{M\ SO_2} + \frac{X\ Aldehyder}{} + \frac{X\ CH\ forbindelser}{MCH\ forbindelser}$$

Dieselmotorer utskiller følgende volum prosenter:

Tabell 6.

	Tyske kilder	Amerikanske kilder min %	vanlig %	maks.%
Kulldioksyd	CO_2: 4-10%	0.7	9.0	13.8
Kulloksyd	CO : 500 ppm	0	0.1	7.6
Kvelstoffoksyder	: 30-1000 ppm	0	0.04	0.15
Svoveldioksyd	SO_2: 15-20 ppm	0.01	0.02	0.03
Aldehyder	5-30 "	0	0.002	0.0037
Kullvannstoffer	: 100-600 "	0	0.02	0.5

Maksimal og minimal nødvendig fortynning i følge tabell 6 kan man ikke slutte noen ting av fordi grensene er så alt for vide. Nå opptrer ikke de maksimale konsentrasjoner av de forskjellige bestanddeler i avgassen ved samme belastningsforhold. Man skulle derfor med en viss margin for usikkerhet kunne gå ut fra de vanlige verdier oppført i tabell 6 Amerikanske kilder.

Til forbrenning av 100 - 150 g dieselolje pr. hK time trenges 1.07 - 1.6 m^3 luft som alt etter forbrenningen gir 1.13-1.7 m^3 avgass. Nødvendig fortynning for de vanlige verdier i omstående tabell blir 155 ganger. Det vil da trenges 175-264 m^3 friskluft pr. hK time.

Ved forskjellige belastningsforhold og motortilstander vil avgassene variere i sammensetning. Forskjellige motortyper gir også i mange henseender ulik ekshaust. Sammensetningen av avgassene varierer også ved forandring i luft og brenn-

stofftilførsel. Inntil nå er bare enkelte bestanddelers fysiologiske virkninger nøye undersøkt f.eks. CO. De eventuelt kreftfremkallende stoffer kjenner man spesielt dårlig m.h.t. langtidsvirkningen. Det er utført omfattende medisinsk arbeide for å klarlegge forgiftningsvirkningene, men så vidt man vet er det ennu ikke med sikkerhet fastslått i hvilken grad de forskjellige bestanddeler forsterker, adderer eller kanskje multipliserer hverandres virkninger. På grunn av de ovenfor nevnte forhold er det vanskelig å si med sikkerhet hvilke konsentrasjoner som kan tillates av skadelige bestanddeler i blanding.

Det er også vanskelig å angi hvilke luftmengder som trenges pr. hK time på grunn av det som nettopp er nevnt fordi dieselmotorer avgir så ulike mengder av de forskjellige bestanddeler avhengig av motortyper, tilstand og belastningsforhold.

Så vidt man kan bedømme det på det nuværende tidspunkt må derfor angivelsen av nødvendig luftmengde bli skjønnsmessig. I følge foranstående nødvendig vanlig fortynning på 155 ganger er det beregnet en maksimal nødvendig luftmengde på 264 m^3 pr. hK time tilsvarende 4.4 m^3 pr. hK min. De strengeste tyske forskrifter (1961) krever som tidligere referert 6 m^3 pr. hK min. Dette ligger ca. 40 % over de foran beregnede verdier. Man skulle derfor foreløpig kunne gå ut fra at de tyske forskrifter på 6 m^3 pr. min hK normalt skulle gi tilfredsstillende forhold med en viss sikkerhetsmargin.

Ved sprengning av Delaware tunnelen for en rekke år siden ble det brukt bare 2.2 m^3/min pr. hK og man syntes den gangen at forholdene var fullt ut tilfredsstillende. Amerikanerne har nå imidlertid gått så langt at de er kommet med forslag om å sette terskelverdien for nitrøse gasser så lavt som 2 ppm. Hvis dette gjennomføres vil det bortimot fordoble den beregnede nødvendige luftmengde etter de vanlige verdier i tabell 6.

Samvirkning av skytegasser og dieselkjøretøyer

Dieselkjøretøyene forurenser luften i hele kjørestrekningens lengde. Ved konstant fallforhold og jevn fart forurenses luften like mye langs hele strekningen. Det trenges derfor jevn lufttilførsel hele veien hvis konsentrasjonene skal være det samme på hele strekningen. Dette vil gjelde for tunneler med konstant kjøring, f.eks. fordretunneler i større graver. Ved vanlig tunnelarbeide blir problemet mer komplisert fordi det vanligvis ved lengre tunneler kjøres gjennom skytegassproppen og fordi kjøringen normalt ikke foregår et helt skift om gangen. Kjøreren vil derved ikke være utsatt for gasser et helt skift, og den store mengde friskluft som er tilstede i tunnelen før kjøringens begynnelse vil også ha innflytelse på den lufttilførsel som trenges.

For å komme nærmere inn på hvordan friskluftbehovet beregnes skal det tas et eksempel:

Tunnellengde	L = 3000 m	
Tunneltverrsnitt	F = 55 m^2	
Salvelengde	i = 2,5 m	
Lastemaskin: el.drevet		0.9 m^3 skuff
kapasitet		45 f m^3/time
Lastekapasitet kjøretøyer		4 f.m^3
Gjennomsnitts fart "		5 m/sek.
" motoreffekt		100 Hk.

Får da lastetid $\frac{55 \times 2.5}{45}$ = 3 timer

Antall turer $\frac{55 \times 2.5}{4}$ = 35 turer

Kjøretid i tunnelen pr. runde $\frac{3000 \times 2}{5}$ 1200 sek = 20 min

Lasting + tipping beregnes å ta
10 min dvs. totaltid pr. runde 30 min.

Total tunnel kjøretid 35 x 20 = 700 min
Heft, opprensk etc. settes = ½ time

Total lastetid strekker seg da over 3 ½ timer lik 210 min. Gjør regning med at der er nok kjøretøyer til at lastingen kan foregå kontinuerlig uten vent på kjøretøyer.
Antall kjøretøyer i gang samtidig i gjennomsnitt over lastetiden blir da 700 : 210 = 3 1/3 tilsvarende 333 Hk.
Det gås da ut fra at motorene stoppes under lasting. Ved en nødvendig luftmengde på 2000 m^3/min ved tunnelmunning for dieselkjøretøyene alene hvis gasskonsentrasjonen ikke skal tillates å overstige terskelverdien.

Gjennomsnittet av gasskonsentrasjonene i skytegassene for forsøk utført i Kiruna, Åtripa og ved Kontor for Fjellsprengningsteknikk med dynalitt og dynamitt er:

CO = 0.375 %
NO_2 = 0.018 %

Ved utregningen i det følgende skal disse verdier benyttes. Det regnes da med en ufortynnet skytegasspropp på 60 m lengde i tunnelen. Som en foreløpig rettesnor er det foran funnet at dieselkjøretøyene ville trenge 2000 m^3 frisk-luft pr. min. ved et helt skifts kjøring når luften i tunnelen på forhånd var forurenset til terskelverdien. For å nærme seg problemet skal en se hvilket forhold en ville få hvis 500 m^3/min av denne luft ble ført frem til stuff og 1500 m^3/min ble tilført jamnt fordelt over tunnelens lengde.

Det regnes med at ende av ventilasjonsrøret er ca 30 m fra stuff og at det i likhet med tidligere utførte forsøk tar ½ time å lufte ut mellom stuff og enden av ventilasjonsrøret. På denne tid vil det tilføres 500 x 30 = 15000 m^3 frisk-luft ved enden av ventilasjonsrøret. Skytegassene vil da tynnes ut og 15000 m^3 luft vil oppta $\frac{15000}{55}$ = 270 m lengde i tunnelen.

Hvis da skytegassene utvider seg momentant som foran regnet med til 60 m lengde vil i vårt eksempel 30 m av gassproppen

befinne seg utenfor enden av ventilasjonsrøret. Total lengde av skytegassproppen blir da ca. 300 m. Gjennomsnittskonsentrasjonene i denne blir altså:

$$CO = 0.075\% = 750 \text{ ppm}$$

$$NO_2 = 0.0036\% = 36 \text{ ppm}.$$

NO_2 alene tåles ved en konsentrasjon av 36 ppm i under 5 min i følge tabell 5. Skytegassproppen må derfor fortynnes ytterligere hvis det skal være forsvarlig å kjøre gjennom den flere ganger under transport av salven. Dette kunne gjøres ved at det f.eks. ble ordnet med ekstra luftuttak ca. 5.-100 m. bak enden av ventilasjonsrøret.

Som neste skritt kan man da beregne hvordan forholdene ville bli ved tilførsel av 500 m^3/min frisk-luft ekstra 50 - 100 m bak innerste ende av ventilasjonsrøret. Det villa da tilføres 1000 m^3/min noenlunde i nærheten av stuffen og på en slik måte at skytegassproppen ble dobbelt så sterkt fortynnet som ved tilførsel av bare 500 m^3/min ved stuff.

Gasskonsentrasjonen i skytegassproppen ville da bli 375 ppm CO og 18 ppm NO_2, i gjennomsnitt, mens lengden av proppen ville bli ca. 600 m. For området mellom 10 ppm NO_2 og 20 ppm ser man av tabell 5 at produktet av konsentrasjonen ganger tid C T, er lik konstant K = 600. Konsentrasjonen 18 ppm tåles derfor i $\frac{600}{18}$ = 33 1/3 min. Hvis konsentrasjonen ganger tid for CO regnes konstant i hele det aktuelle konsentrasjonsområdet, fåes at CO tåles i 8 timer med en konsentrasjon lik 60 ppm eller 60 x 8 x 60 = 28800 ppm min. Konsentrasjonen 375 ppm vil da tåles i $\frac{28800}{375}$ = 77 min. Dette er verdier som ikke kan avvises uten videre og beregningen kan fortsette.

Hvis man i dette tilfelle regner med at det ikke tilføres annen luft enn de 1000 m^3/min som tilføres i nærheten av stuff, vil tiden for fullstendig luftveksel i tunnelen bli

ca. 165 min. $\frac{3000 \times 55}{1000} = 165.$

Skytegassproppen vil da trenge 165 min på å blåses helt ut av tunnelen etter at dens bakerste ende har passert enden av ventilasjonsrøret. I løpet av denne tid vil første kjøretøy rekke å kjøre ca. $\frac{165}{30}$ = ca. $5\frac{1}{2}$ runde gjennom skytegassen. Hver runde vil kreve $2 \times \frac{600}{5} = 240$ sek = 4 min opphold i skytegassproppen. Oppholdet i skytegassproppen vil altså bli maksimalt 22 min.

NO_2 tåles i skytegassproppens konsentrasjon i 33 1/3 min.

Eksposisjonen for kjørerne blir da

for NO_2 $\frac{22}{33\ 1/3} \times 100 =$ 66% av t.

for CO : CT $= \frac{375 \times 22}{28800} \times 100 =$ 28.6% av t.

Sum = 94.6% av tillatt

Hvis disse verdier kan summeres direkte, fåes at eksposisjonen for skytegassene alene blir 94,6% av tillatt eksposisjon. I tillegg til dette vil komme eksposisjon for dieselgasser.

Ved begynnelsen av kjøringen må man gå ut fra at tunnelen er praktisk talt fri for dieselgasser. Tunnelen har et luftvolum på 55 x 3000 = 165000 m^3. Det er igang 333 Hk. samtidig i tunnelen og dieseldriften forurenser 2000 m^3/min frisk-luft til terskelverdien. Uten ventilasjon vil da luften i tunnelen være forurenset til terskelverdien etter $82\frac{1}{2}$ min's full kjøring. Etter en tids kjøring vil situasjonen være den at dieselgasskonsentrasjonen er konstant fra tunnelmunning innover tunnelen til det sted hvor frisklufttilførselen, som er kommet etter kjøringens begynnelse, begynner å gjøre seg gjeldende. Fra dette sted vil dieselgasskonsentrasjonen synke lineært mot null ved enden av ventilasjonsrøret. For

å finne eksposisjon uttrykt i konsentrasjon ganger tid for dieselgassene alene skal det gjøres en beregning. Den strekning hvor gasskonsentrasjonen til enhver tid er konstant benevnes 1.

Den til enhver tid på denne strekning konstante, men med tid variable, gasskonsentrasjon benevnes C_1.

Strekningen med lineært variabel gasskonsentrasjon benevnes s.

Ved kjøring med jamn hastighet får man da at produktene for CT blir:

for strekningen 1: $C_1 \; T_1 = \int_0^{T_1} C_1 \cdot T_1$

for strekningen s: $C_2 \; T_2 = \int_1^{T_2} C_s \cdot T_s$

T_1 = oppholdstid på strekningen 1
Ts = oppholdstid på strekningen s.

C_1 øker jamnt med tiden til C max som oppnåes ved tunnelmunning etter tid for full luftveksel forutsatt at kjøringen foregår minst hele denne tid. Tiden for full luftveksel benevnes b. For da når t er lik tid etter kjøringens begynnelse for verdier av t mindre enn b:

$$C_1 = C \text{ max} \cdot \frac{t}{b}$$

$$1 = L - s$$

$$s = \frac{Q \cdot t}{F}$$

Q = fristluftmengde $m^3/min.$
F = tunneltverrsnitt m^2
L = tunnellengde m

$$\therefore \; 1 = L - \frac{Q \cdot t}{F}$$

Det regnes med jamn kjørehastighet. Oppholdet på strekningen 1 blir da $\frac{1}{L}$ av total oppholdstid i dieselgassene og på

strekningen s lik $\frac{s}{L}$ av total tid.

Gjennomsnittskonsentrasjon på strekningen s blir $\frac{1}{2} C_1$

): $\int_0^{T_2} Cs \cdot Ts = \int_0^{T_2} \frac{1}{2} C_1 \cdot Ts$ Får da

$$C' T' = \int_0^{T'} C_1 \cdot T_1 + \int_0^{T_2} \frac{1}{2} C_1 \cdot Ts$$

Inntil tid b fås

$$C' T' = \int_0^{b} C \max \frac{t}{b} \cdot \frac{L + \frac{Q \cdot t}{F}}{L} + \int_0^{b} \frac{1}{2} c \max \frac{F \; Q \cdot t}{b \cdot F \cdot L}$$

Ved utviklingen får man:

$$C'_{T'} = 2/3 \; C' \cdot T' = 1/3 \; C \max \cdot b + 1/9 \frac{Cmax \cdot Q}{F \cdot L} \cdot b^2$$

Dette skulle gjelde under forutsetning av at eksposisjonen CT kan regnes lik konsentrasjon ganger tid for hele det aktuelle gasskonsentrasjonsområdet.

For tiden inntil en gangs luftveksel, 165 min. får man altså følgende eksposisjon i følge eksemplets forutsetninger:

$$C \cdot T = \int_0^{165} 1/3 \cdot Cmax \cdot b + 1/9 \frac{Cmax \cdot Q}{F \cdot L} \; b^2$$

Cmax blir i eksemplet lik den dobbelte av terskelverdien Ct): Cmax = 2 Ct.

$$C \cdot T = 1/3 \cdot 2 \; Ct \cdot 165 + 1/9 \frac{2 \; Ct \cdot 2000}{55 \cdot 3000} \cdot 165^2$$

): $C \cdot T = 35.6 \; Ct.$

Total kjøretid er foran utregnet til 210 min. Av dette vil da 210 - 165 = 45 min. være kjøring i tunnelen etter at dieselgasskonsentrasjonene har stabilisert seg til å falle jamnt fra maksimal verdi ved tunnelmunning til 0 ved enden av ventilasjonsrøret. Middelkonsentrasjonen blir da $\frac{1}{2}$ Cmax, eller i vårt eksempel lik C_t. Så lenge kjørehastigheten er jamn kan

man da regne at eksposisjonen er lik oppholdstid ganger middelkonsentrasjon eller

$C'T' = 2/3 \cdot 45\ Ct = 30\ Ct$

Virkningene av dieselgassene alene blir da lik

$35.6\ Ct + 30\ Ct = 65.6\ Ct.$

I virkeligheten vil eksposisjonen bli noe større da dieselgassene kommer på toppen av skytegassene og da CT for disse konsentrasjoner tillater lik et mindre produkt enn for dieselgasskonsentrasjonene alene.

Når tillatt eksposisjon regnes lik terskelverdiens konsentrasjon Ct ganger 8 timer skift lik 480 Ct fås at eksposisjon grunnet dieselgasser blir:

$$\frac{65.6\ Ct}{480\ Ct} \cdot 100 = 13.7\ \%\ \text{av tillatt}$$

Hvis eksposisjonene kan summeres fås da følgende:

Eksposisjon grunnet skytegasspropp:	NO_2	66 % av tillatt
" " Dieselgasser:	CO	28% " "
		13.7 " "
Sum eksposisjon		108.3% av tillatt

For at ikke den tillatte eksposisjon skal overskrides måtte det altså ytterligere tilføres noe luft. Når konsentrasjonene er så lave at man kan regne konsentrasjon ganger tid er lik samme konstant for alle aktuelle konsentrasjoner, vil ikke ytterligere fortynninger av skytegassene innen de praktiske grenser ha noen betydning for en gangs kjøring gjennom skytegassene, hvis denne gjennomkjøring skjer med samme hastighet i de aktuelle tilfeller.

Fortynning av skytegassproppen vil nemlig forlenge denne i samme forhold som den fortynnes, CT blir derved konstant for samme kjørehastighet. Ytterligere lufttilførsel vil derved

bare virke ved at skytegassene føres hurtigere ut av tunnelen slik at det ikke blir nødvendig å kjøre gjennom gasspropen så mange ganger. Ved sterkt fortynnet gasspropp vil heller ikke noe lengre opphold i gassproppen ha slike skadelige følger som i mer ufortynnet gass. Ved større lufttilførsel vil eksposisjonen for skytegasser i vårt eksempel minske i samme forhold som luftmengden tilført ved stuff økes. Dette er bare tilfelle hvis der ikke forekommer spreng i tillatelig eksposisjonstid ganger gasskonsentrasjon ved de aktuelle gasskonsentrasjoner, f.eks. for NO_2 under og over 20 ppm. For dieselgassene blir forholdet noe annerledes da uttrykket for eksposisjon grunnet disse gasser i vårt eksempel ikke er lineært med luftmengden. Eksposisjon grunnet dieselgasser utgjør bare ca. 13.7% tillatt. Feilen som gjøres ved å forhøye luftmengden lineært med prosentvis overskridelse av tillatt eksposisjon blir derfor liten. Nødvendig luftmengde tilført ved stuff kan da regnes å måtte bli

$$1000\ m^3/min. \times 108.3\% = 1080\ m^3/min.$$

hvis eksposisjonen for gasser skal holdes på tillatt nivå.

Luften bør i vårt eksempel tilføres ved stuff fordi eksposisjon for dieselgasser utgjør bare en brøkdel av totalen. Ved lengre tids kjøring kan det bli aktuelt å fordele luftuttakene langs tunnelen for å få billigst mulig ventilasjon da dieselmotorenes behov vil gjøre seg sterkere gjeldende. Dette må da beregnes for hvert enkelt tilfelle.

---oOo---

SPRENGNING AV TUNNELUTSLAG UNDER VANN

av

professor R. Heggstad
Norges tekniske høgskole

SPRENGNING AV TUNNELUTSLAG UNDER VANN

Om dette emne holdt sivilingeniør Diderich Lund et foredrag en gang i slutten av 30-årene, og han uttalte da, såvidt jeg husker, at hovedforutsetningen for et vellykket utslag under vann var et meget grundig forarbeide og dessuten en tilsvarende porsjon hell.

Mange år er gått siden den gang, og mange utslag er sprengt i mellomtiden, men fortsatt tror jeg man kan si at forutsetningene stort sett er de samme.

Når jeg nu i løpet av noen få minutter skal trekke frem litt om de erfaringer som er høstet i den senere tid, så kan dette bare bli nokså overfladisk. Jeg skal imidlertid prøve å få frem de viktigste hovedpunktene. Siv.ing. Grøner vil etterpå redegjøre for et meget viktig punkt ved disse utslagssprengningene, nemlig om hvordan steinmassene etter utslaget oppfører seg når de faller til ro et eller annet sted like bakenfor i tunnelen, og hvordan fanggropene her bør plaseres.

Det kan innledningsvis være av interesse å nevne at vi her i landet antagelig har sprengt ca. 350 - 400 utslag under vann, og herav ca. 40 i de siste 3 årene. Etter hva det fremgår av de opplysninger som vi har innhentet ved Institutt for Vassbygging, så har den aller største del av disse utslag gått ganske bra, og uten at man etterpå har fått noen særlige overraskelser eller etterarbeider. Det har imidlertid for den vesentligste del dreiet seg om forholdsvis små tunneltverrsnitt. Dessuten er det også i den senere tid blitt vanlig -

etter mange dyrekjøpte erfaringer - at det treffes ganske omfattende sikkerhetsforanstaltninger, f.eks. bruk av luftgardiner, provisoriske støtvegger, droslingsgrinder, og også andre tiltak som det imidlertid kan være spørsmål om i virkeligheten er så effektive som man hittil har trodd. Jeg tenker da særlig på forholdene ved de stadig større tunneler som man nu får ved de nye anleggene og hvor slike sikkerhetstiltak kan bli meget kostbare og omstendelige og treffes først og fremst fordi man egentlig ikke vet så meget enda om hvordan de forskjellige faser av et utslag forløper og hvilke påkjenninger og trykk som kan oppstå alt etter de stedlige forhold og den måte utslaget legges an på.

De viktigste krav som bør kunne stilles til et utslag, kan i korthet formes slik:

1) Utslags-proppen skal sprenges ut og renske seg mest mulig etter det oppsatte borskjema.

2) Massene skal ha passende stykke-fall og legge seg på forutsatt sted, f.eks. i samlegrop foran eller bak luke. Ingen stein må legge seg for i lukeføringer og hindre lukemanøvreringen.

3) Eventuelle overmasser utenfor og rundt tunnelmunningen skal ikke trekkes inn i tunnelen p.g.a. stor vannhastighet like etter gjennomslaget.

4) Detonasjonstrykket og det dynamiske vannslaget på luker og lignende avstengningsorganer må kunne beregnes med passende margin på forhånd og være under kontroll.

5) Oppstøtet av vann og luft i lukesjakten må ikke forårsake skader på opptrekksanordningene i sjakt eller på lukehus. Luken skal om nødvendig kunne manøvreres umiddelbart etter sprengningen av utslaget.

VANLIGE METODER FOR SPRENGNING AV UTSLAG UNDER VANN

Her skjelnes mellom dypinntak og skjæringsinntak eller utslag med nedsenket vannstand. Forholdene varierer ofte sterkt fra utslag til utslag. Her skal imidlertid først og fremst behandles tunnelinntak som sprenges helt dykket.

Den vanlige utforming hittil av slike tunnelutslag er vist på Fig. 1. Vi har gropen liggende like bak utslagsproppen, og lukesjakten i en viss avstand bakenfor gropen igjen. Hvor det dreier seg om inntakstunneler plaseres grov-varegrinden enten i sjakten like foran luken, eller plasert foran utslaget hvor dette er mulig etter hel nedsenkning av bassenget. Fig. 2-4 viser utslag drevet i to etapper for senkningen av vannstanden.

Det er selve sprengningen av utslagsproppen og det som da hender som imidlertid interesserer oss. Og da ikke bare ved de utslag som sprenges på stort dyp, men også ved de grunnere dykkede utslag for større tunneltverrsnitt og hvor det ofte passer å legge luken ganske nær utslaget.

Den alminnelige utførelse av slike utslag hos oss har vært at utslagsproppen er blitt boret med lavtliggende kutt og med forholdsvis tett hullavstand - opptil det dobbelte av hva ellers er vanlig for samme profil. Likedan har ladningsmengden vært øket med 50 - 100% - en overladning som i enkelte tilfeller kan gjøre mere skade enn gagn.

Ved bruk av dynamitt med høyt glycerin-innhold (60%) og med de hjelpemidler forøvrig som man i dag har å velge i, spesialtennere, trykkisolerte ledninger og vanntette skjøteanordninger, skulle det ikke være særlig fare for at et ladet og koblet system skulle skades selv om det blir stående noen dager under vann. I den senere tid har man også begynt å vie fordemningen av ladningene i borhullene mer oppmerksomhet. Og jeg tror dette er en meget viktig forholdsregel som bør gjennomføres med omhyggelighet enten man sprenger med vannfylt

tunnel eller ikke.

Spørsmålet om man skal sprenge med helt fylt, eller delvis fylt eller med tom tunnel melder seg så å si ved et hvert utslag.

Hittil er vel de fleste utslag blitt sprengt med tom tunnel - og hvor det dreier seg om tappetunneller eller overføringstunneller så er dette naturligvis det enkleste - å sprenge med åpen luke og la massene hvis mulig spyle seg igjennom. Men hvor det dreier seg om inntakstunneller og utslag i magasiner som man ikke kan tappe ned, så må man gjerne sprenge utslaget med avstengt tunnel, enten med selve luka stengt eller med bakenforliggende provisorisk stengsel,eller hvor man har varegrind like foran luka har man ofte kledd den med bjelker og har spengt med luken nede. Etterarbeid med dykker blir da nødvendig. - Som sagt så vil det være de stedlige forhold som bestemmer valget, og disse varierer sterkt. Vi skal derfor her innskrenke oss til å se på de mere ugunstige tilfeller, nemlig hvor man har inntaksluka plasert i sjakt like bakenfor utslaget.

Når slike utslag som oftest er blitt sprengt med tom tunnel mellom utslag og luke, så er dette valgt ikke bare fordi det ofte er det enkleste i tilrigging, men også fordi man har visst så lite om hvordan trykkstøt i vannet forplanter seg alt etter de stedlige forholdene, og det er derfor naturlig at man har søkt å unngå å bruke slike sprengningsmåter som man frykter kan skade luken - det vitale punktet. Men man har ofte til gjengjeld fått andre overraskelser først og fremst p.g.a. lufttrykksvirkningene, og da særlig hvor det har dreiet seg om utslag på større dyp, f.eks. over 25-30 m, og etterrensk med dykker har ofte ikke vært til å unngå. Ved sprengningen av et slikt utslag kommer først "blåsen" fra selve salven og deretter oppstøtet av de luftmasser som vannet presser foran seg når det med stor hastighet velter inn i tunnelen. Det har flere ganger forekommet at ikke bare lufttrykket, men også vannmassen som

svinger opp gjennom sjakten, - som en emulsjon av stein og vann - har forårsaket betydelige skader både på opptrekksanordningene for luken og på selve lukehuset over. Det er ikke så lenge siden at et lukehus av betong ble sterkt skadet på denne måten, og man kunne etterpå finne store steinblokker oppe i lukehuset og også fastkilt nedover i sjakten.

Denne måte å foreta utslag på egner seg som nevnt best ved grunne utslag hvor forholdene ellers ligger gunstig tilrette. Men lukehuset bør man i slike tilfeller helst utføre med provisorisk tak og uten vinduer og dører inntil salven er skutt.

Hvordan steinmassene blir liggende i tunnelen er også et åpent spørsmål. Det er gjort en del forsøk nettopp med dette problem i Vassdrags- og havnelaboratoriet, og det ser etter disse forsøkene ut til at de groper som man sprenger like bak utslagsproppen er til liten nytte når det sprenges med tom tunnel. Men dette punktet skal jeg ikke her komme nærmere inn på, det blir behandlet av siv.ing. Robert Grøner i et følgende innlegg.

I de senere årene har man valgt å sprenge mange utslag med <u>delvis fylt tunnel.</u> Dette er også brukt i utlandet endel. Meningen har da vært at når tunnelen på forhånd er på det nærmeste fylt, og når dessuten selve utslagsproppen er lagt oppadrettet på slik måte at man får en luftpute mellom stuffen og vannflaten, så skal man unngå å få et direkte trykkstøt gjennom vannet som kan skade bakenforliggende luke eller avstengningsorgan, enten man her bruker stengsel på varegrird,bjelkestengesel foran luke - eller som det vanligste - sprenger med åpen luke og et provisorisk stengsel bakenfor luken igjen. (Fig.5) Dessuten mente man at den vannpute som man fikk,ville virke bremsende på steinmassene som velter ned etter sprengningen.

Flere slike utslag med <u>nesten vannfylt</u> tunnel er <u>gått bra</u> -

særlig i de tilfeller hvor utslaget har vært rettet forholdsvis steilt oppover, og hvor man har ladet med noe mindre ladning enn ellers vanlig for slike utslag. Men hvor utslagsdybden og nivåforskjellen mellom vannstand inne og ute er stor, vil man allikevel få store vannmasseforskyvninger og svingninger opp gjennom lukesjakten. Og er massene forholdsvis finskutte, så gir heller ikke denne utslagsmetode så stor sikkerhet som man kunne ønske. Innstrømningshastigheten i nedre del av tunneltverrsnittet - langs gulvet - kan nemlig bli ganske stor i forhold til trykkhøyden, og det er denne understrømmen som lett og lekende transporterer mer eller mindre av steinmassene nedover tunnelen og opp i sjakten. Men er gropen riktig plasert og forholdsvis dyp så kan den fange opp det meste av steinen.

Det tredje alternativ er å fylle tunnelen helt etter ladning - hvis forholdene ligger slik til rette at man kan det - og så sprenge salven. Men da kan man muligens risikere at det direkte detonasjonsstøtet gjennom vannet kan bli så stort at det kan skade de bakenforliggende stengeorganer, såfremt man ikke treffer spesielle sikringstiltak for å dempe dette støtet.

I den senere tid er det sprengt enkelte utslag også på denne måte - særlig ved store tunneltverrsnitt - og man har da samtidig brukt trykkluft-boblegardiner for demping. Ved et utslag som ble sprengt ganske nylig - en 40 m^2 tunnel på ca. 20 meters dyp - ble tunnel og lukesjakt fylt opp med ca. 2 m overtrykk i forhold til utvendig vannstand. Sprengningen gikk meget bra, og en forholdsvis stor del av steinmassene veltet ut i vannet foran utslaget. Men i dette tilfelle var inntaksluken på forhånd trukket helt opp og tunnelen fylt med vann helt ned til luke i fordelingsbassenget (fig. 6).

Med hensyn til effektiviteten av slike sikringstiltak som trykkluftgardiner o.l. ser det ut - etter de forsøk og målinger som i den senere tid er foretatt bl.a. i Sverige - som om demp-

ningen som oppnås ved trykkluftgardiner er langt mindre effektiv enn man har trodd. Den meget markerte støtamplitude (1 - 2 ms varighet) fra de enkelte skudd viser seg å bli redusert endel, men man får til gjengjeld en adskillig lengre varighet av støtbølgen - altså omtrent samme impuls (trykk x tid) som uten gardin. Dette stemmer imidlertid ikke med de amerikanske og kanadiske målinger for noen år siden og som viste en ganske betydelig dempning ved sprengning av store salver (bl.a. ved utvidelsen av kraftverkene ved Niagara).

Disse forhold kan altså ikke sies å være helt klarlagt enda, og det er nettopp på dette felt vi nu har gått i gang med nærmere undersøkelser og målinger ved vårt institutt. Dette arbeide skjer i samråd med Forsvarets Bygningstjeneste og med bidrag fra våre sprengstoff-fabrikker samt fra Kontoret for Fjellsprengningsteknikk. Om disse forsøk som enda er på begynnelsesstadiet, og som foretas i Vassdrags- og Havnelaboratoriet, vil siv.ing. T. Sande fortelle i neste innlegg.

Jeg skal bare nevne at vi i første omgang prøver med sprengning av små ladninger i et modellutslag hvilke støtvirkninger som opptrer i lukkede vannfylte rør (tunneler) og hvilken dempning som kan oppnås ved forskjellige utførelser og materialer. Foruten retningsendringers innflytelse skal vi undersøke luftgardiner, poreplastmatter, luftblåser, gassutviklende kjemikalier og ev. andre metoder som kan tenkes å gi effektiv dempning av trykkstøt i vann. En må imidlertid først og fremst søke å oppnå en slik reduksjon av impulsene at ikke trykkstøtene fra de enkelte millisekundtrinn skal kunne forårsake skader selv om de kommer i fase med lukens egensvingninger. Dette går det neppe an å undersøke i modell, og vi tenker derfor å foreta enkelte målinger i prototyp, nemlig i en dertil egnet tunnel, og hvis mulig også ved utslag som skal sprenges i nær fremtid. Jeg kan her tilføye at vi i den senere tid har foretatt trykkmålinger ved 2 større utslagssprengninger.

I tillegg til disse undersøkelser akter vi også å se nærmere på hvilken dempning de forskjellige fordemningsmidler gir av selve initial-støtet fra detonasjen av enkelt-hull under vann. Dette punkt ser ut til å være ganske viktig. Det er jo en kjensgjerning at hull som er ladet for langt ut i pipen og som ikke er fordemmet, kan gi ganske stor økning av detonasjonsstøtet i vann. Og aller farligst er det når sprengstoff blir revet ut av hullene og detonerer som fri ladning i vann. Da blir trykkstøtet meget stort, etter svenske oppgaver ca. 10-15 ganger høyere enn ved detonasjon av en vanlig ladning i borhull. I samtlige tilfellene (4) hvor jeg har hørt om at selve lukene er blitt skadet av trykkstøtet i vann, så skyldtes dette sprengning av fri ladning under vann. Slike muligheter foreligger ved sterk overladning og tett hullavstand, idet man da kan få overslag og et annet tennings- og brytningsforløp enn forutsatt. Dette siste har vi også observert ved våre trykkmålinger ved utslag. I den senere tid har man ved enkelte anlegg gått over til å fordemme de ytterste 50-60 cm av borhullene med hurtigbindende mørtel, og i et tilfelle er også brukt propper av poreplast. Jeg kan nevne at vi dessuten tenker å prøve bl.a. propper av presset impregnert steinull (vannavstøtende) og som samtidig skulle gi god tetning og friksjon i hullene. Kan man finne frem til et sikkert og passende plastisk fordemningsmateriale, kan det antakelig bli mulig å øke hullavstandene noe, redusere ladningene i utslagssalvene - og derved også minske faren for partielle overslag slik at hele tenningsfølgen kan være under full kontroll.

Som jeg nevnte innledningsvis så blir tunneltverrsnittene ved våre nye kraftverker stadig større, og det vil derfor med henblikk på de mange store anlegg som nu er under planlegging, være av ganske stor betydning å få sikrere holdepunkter på disse felter og som kan være til støtte ved planleggingen av magasinsenkninger og av utslag på store dyp. Ved et par av disse kommende anlegg kan utslag av driftstunneler på 60 - 70 meters dyp komme på tale.

I forbindelse med slike dypinntak ved fremtidige anlegg kan også komme på tale å prøve andre utforminger av tunnelutslaget enn de som hittil har vært vanlige (fig. 7) og også til forenkling av avstengningssystemet oppe ved inntaket, f.eks. ved bruk av dykkede trykkoljesylindre og fjernstyring for lukene eller ventilene. Dette er prøvet for omløps- og tappetunneler ved et par anlegg og hvor magasinvolumet ikke er større enn at det kan tappes ned forholdsvis hurtig (fig. 8).

Vi håper at vi ved våre forsøk kan bidra til å kaste bedre lys over de problemer som reiser seg når man skal planlegge utslag under vann. Selv om det antagelig ikke vil være mulig å finne frem til eksakte beregningsmåter, så håper vi iallfall å kunne få et grunnlag for en sikrere vurdering av størrelsesordenen av de dynamiske krefter som kan oppstå, og av dempningsvirkningen ved de sikringstiltak som kan komme på tale. For å nå resultater så fort som mulig vil det etter min mening være ønskelig å kombinere modellforsøkene med kontrollmålinger ved endel av de utslag som skal sprenges i nærmeste fremtid.

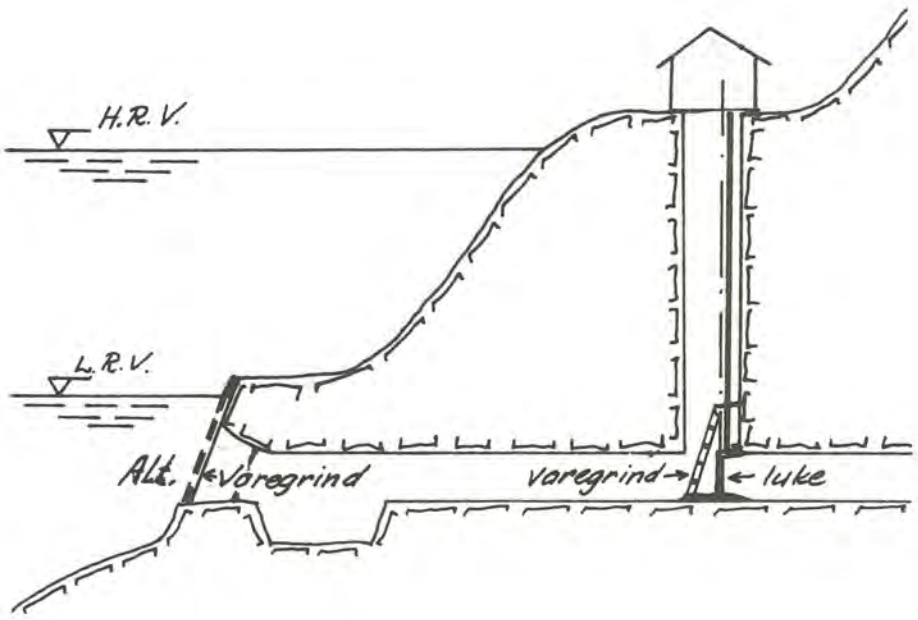


Fig. 1. Vanlig utslag under vann

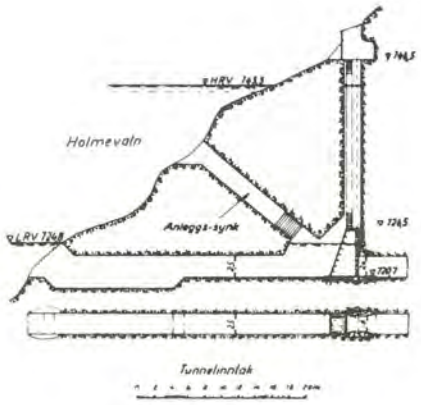


Fig. 2. Utslag Holmevatn, Sauda

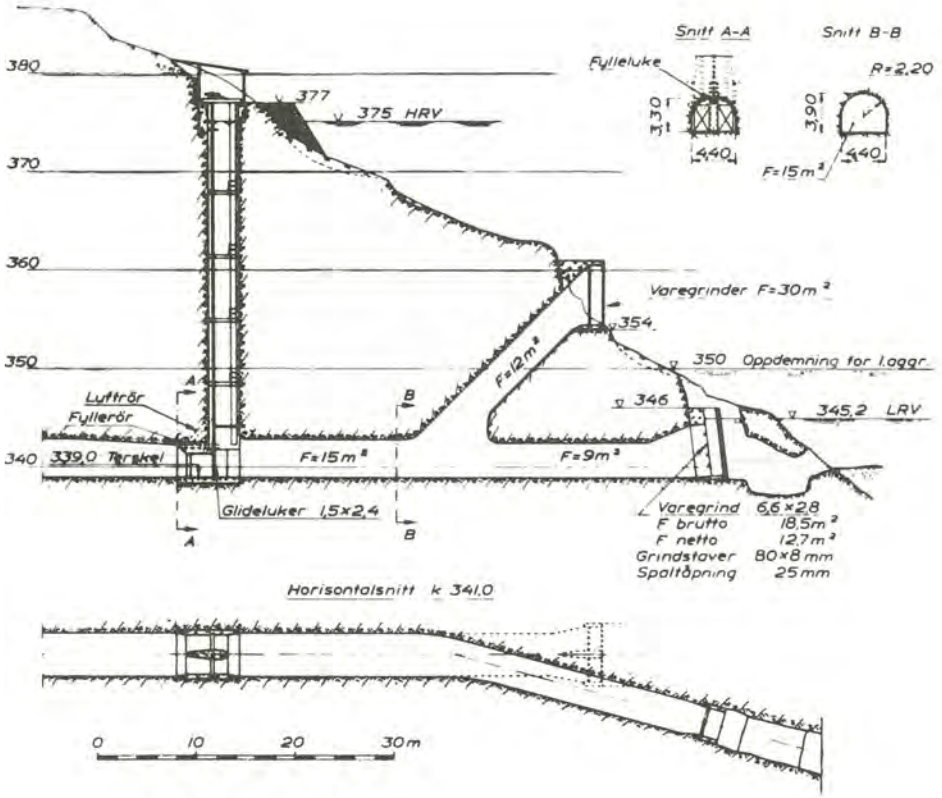


Fig. 3. Utslag Fjellhaugvatn, Blåfalli

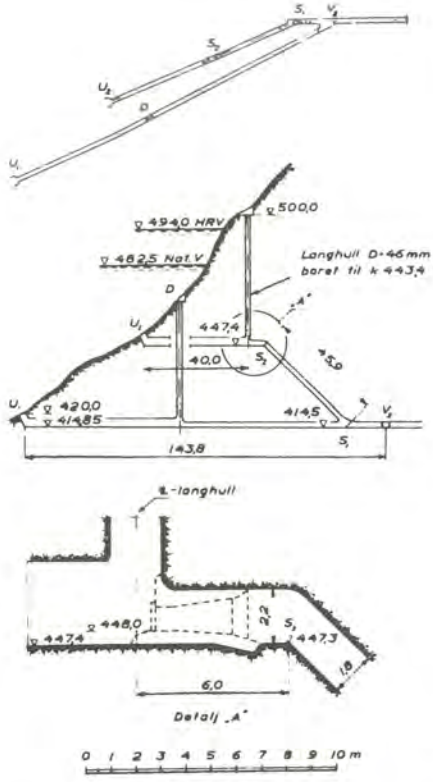


Fig. 4. Utslag Bjørndalsvatn, Øksenelvane

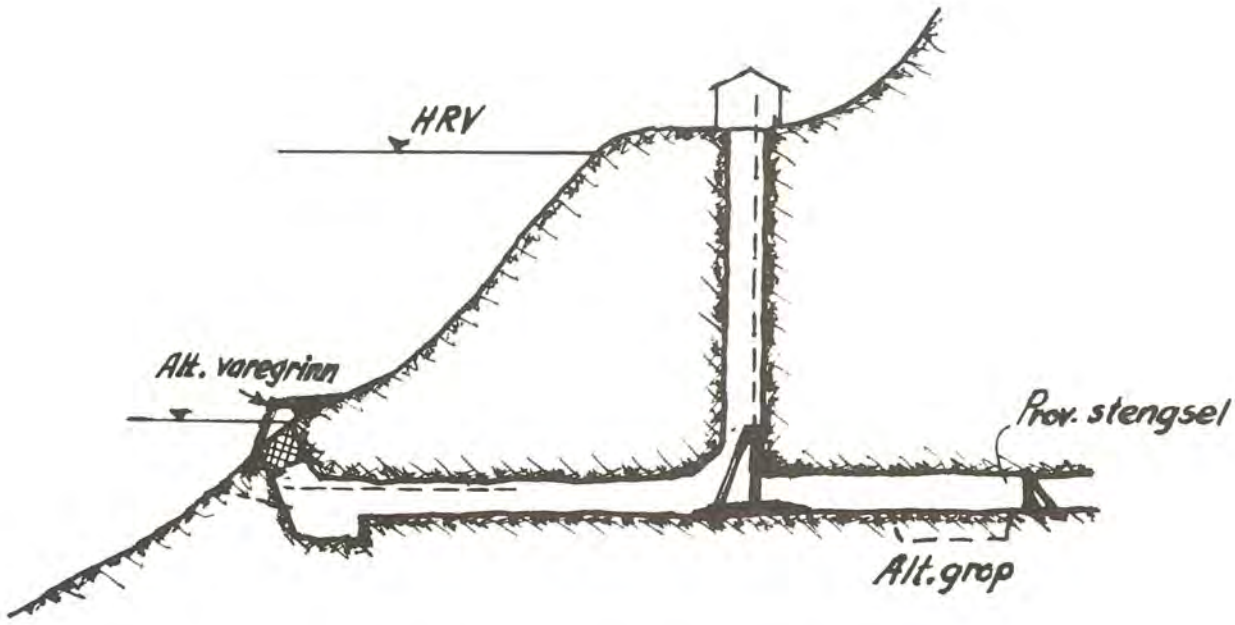


Fig. 5. Utslag m. åpen luke og prov. stengsel

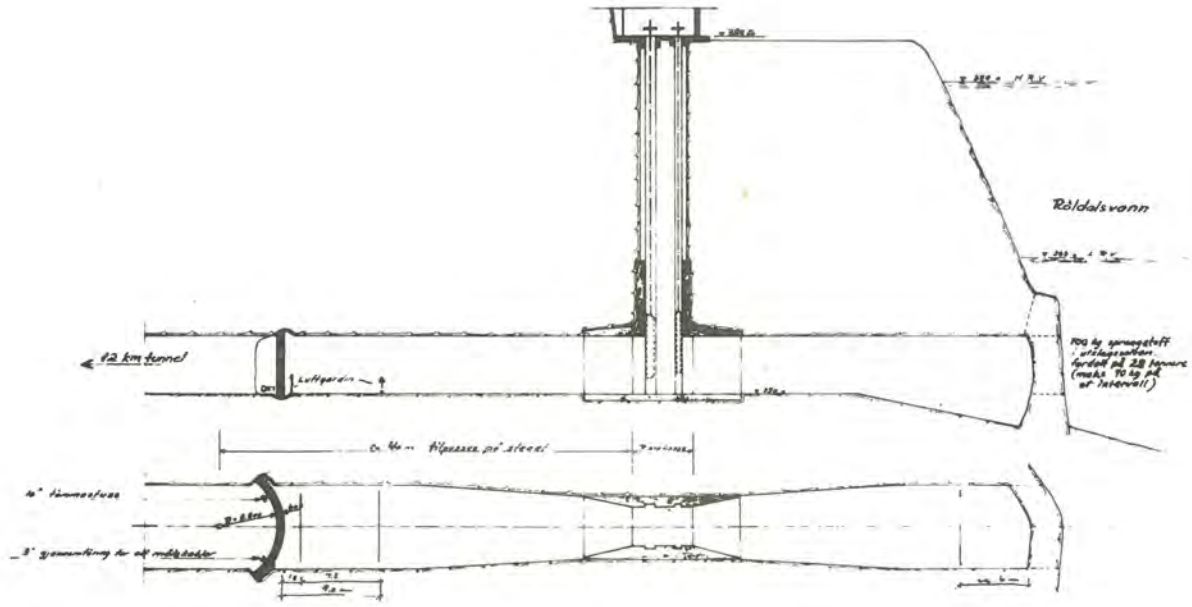


Fig. 6. Utslag med fylt tunnel og innv. overtrykk

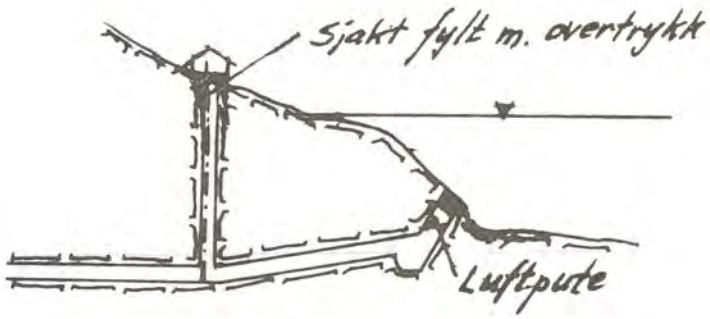


Fig. 7. Utslag m. fylt tunnel og luftpute ev. under overtrykk

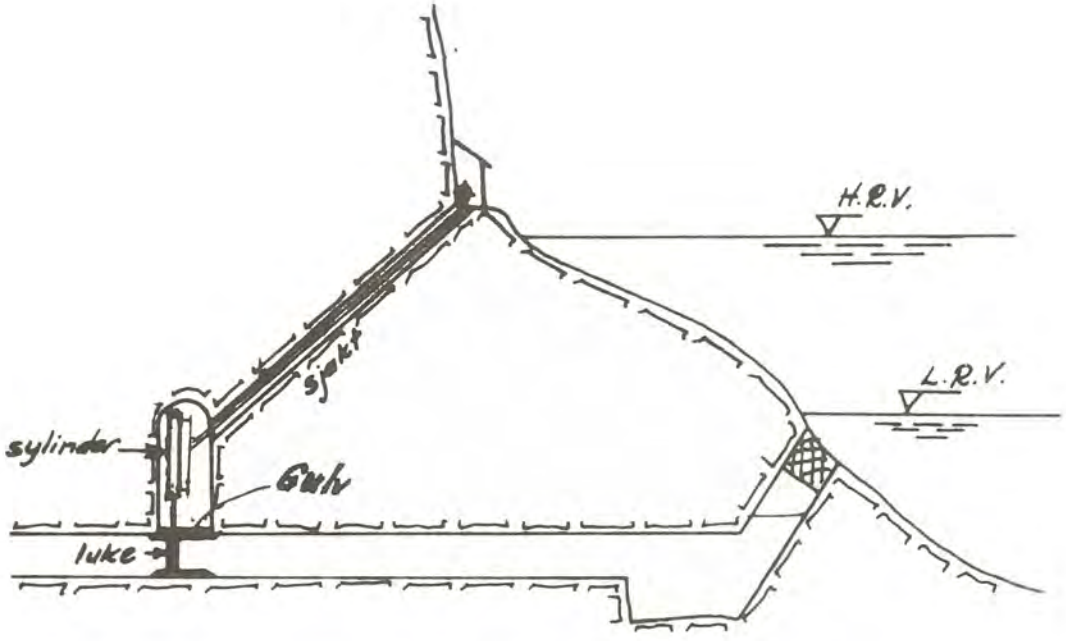


Fig. 8. Utslag m. avblendet lukesjakt og dykket trykkolje-sylinder, tilgjengelig ved L.R.V.

SJOKKBØLGER I VANN, OG SJOKKBØLGERS BELASTNING PÅ KONSTRUKSJONER

av

Sivilingeniør T. Sande

SJOKKBØLGER I VANN, OG SJOKKBØLGERS BELASTNING PÅ KONSTRUKSJONER

RESYMÉ

Beregning av trykk og impuls er vist for ladninger plasert i fordemmede borhull. Det er også tatt med et regneeksempel for en sjokkbølges belastning på konstruksjoner med forskjellig egensvingning. Til slutt en kort redegjørelse for reduksjon av trykk og impuls utover fra sprengningsstedet i kanaler og tunneler vurdert etter modellforsøk.

SJOKKBØLGER I VANN, TRYKK OG IMPULS

De forskjellige sprengstoffer som brukes ved anleggsarbeider hører til de såkalte høyeksplosiver. Ved detonasjon av et høyeksplosiv forvandles på meget kort tid et fast stoff til en gass som representerer en mer stabil tilstand enn utgangstilstanden. Kjemisk energi blir omsatt til trykk- og varmeenergi. Utover fra eksplosjonsstedet brer det seg en trykkbølge. Maksimaltrykk og trykk-tid-forløpet er avhengig av det omgivende medium og av avstanden, se fig. 1.

Sjokkbølgen forplanter seg med en hastighet som er avhengig av fronttrykket. Ser en bort fra området i umiddelbar nærhet av eksplosjonsstedet, kan en i vann sette sjokkbølgers forplantningshastighet lik lydhastigheten dvs. 1450-1500 m/s .

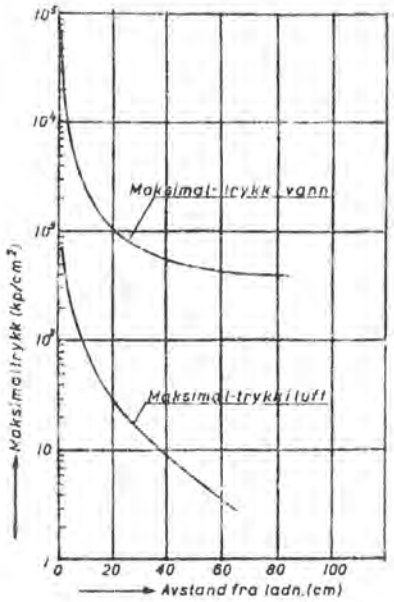


Fig. 1. Maksimaltrykk i avhengighet av avstand fra en 45 grams sfærisk ladning TNT (1).

Ved detonasjon av eksplosiver i væske, vil en foruten den primære sjokkbølgen, også få sekundære virkninger. Vannets og forbrenningsgassenes elastisitet sammen med tregheten av vannmassene vil skape en oscillasjon. Intensiteten av de sekundære trykkimpulser som pulsasjonen av gassproduktene forårsaker, faller hurtig av, se fig. 2.

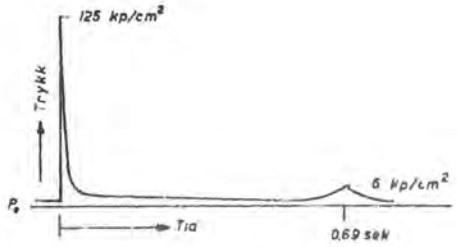


Fig. 2

I fig. 2 er vist trykkforløpet i avstand 18 m fra en ladning på 135 kg TNT detonnert i vann 15 m under overflaten. Trykket stiger raskt til sin maksimalverdi, men synker nesten like raskt. Etter ca. 1 ms. er trykket 50 kp/cm^2. Tidsavstanden

fra sjokktrykket til sekundærtrykket og størrelsen av sekundærtrykket vil avhenge av hvor sterkt gassutviklende sprengstoff en bruker og av vanntrykket. I forhold til TNT utvikler vanlig sprengstoff mye gass.

En annen sekundæreffekt ved undervannsdetonasjon er den trykkvirkningen en får av at de enkelte vannpartikler er satt i bevegelse utover i ekspansjonsperioden.

For vanlig fjellsprengning under vann, vil en i de fleste tilfeller trolig kunne se bort fra sekundærvirkningene når det gjelder belastning på konstruksjoner.

Flere forskere har på teoretisk og eksperimentelt grunnlag kommet fram til samsvarende formler for beregning av maksimaltrykk og impuls når en kjenner ladningens størrelse og avstand til målepunktet. Diagrammer er vist i fig. 3 og fig. 4. Det er vanlig å oppgi trykket som funksjon av redusert avstand, definert ved:

$$r = \frac{R}{\sqrt[3]{Q}}$$

hvor R er den virkelige avstand (i m) og Q er ladningsvekten (i kg). Cole (2) gir følgende formel for maksimaltrykket p_m i kp/cm^2:

$$p_m = 532.r^{-1,13} \quad \text{kp/cm}^2$$

som gjelder for $0,46 < r < 795$.
(Se diagram fig. 3)

Denne formel gjelder for TNT, men uten å gjøre større feil ($\sim$10%) kan en bruke den også for vanlig dynamitt.

Impulsen i defineres som produktet av kraft x tid med enheten kp.ms/cm^2

$$i = \int_0^{oo} p \, dt$$

og er bestemt ved følgende formel:

$$i = 58{,}8 \sqrt[3]{Q.r^{0{,}89}} \text{ kp.ms/cm}^2$$

(Se diagram fig.4)

Sjokkbølgens belastning på konstruksjoner

En sjokkbølge vil gi dynamisk belastning på de konstruksjoner den støter på. Denne belastningens statiske ekvivalens avhenger i første rekke av konstruksjonens egensvingning. I enkelte tilfeller vil deler av konstruksjoner, f.eks.feltene mellom avstivningene i en luke få større skader (f.eks. deformasjoner) enn andre deler, se fig. 5 og 6. (7)

For å kunne foreta en fullstendig forhåndsberegning må vi kjenne følgende faktorer:

a) Ladningens størrelse og plasering
b) Avstand til sårbar konstruksjon
c) Konstruksjonens egensvingning, både for deler av konstruksjonen og totalt.

Bare i sjeldne tilfeller kjenner en alle disse faktorer. En må derfor nøye seg med en omtrentlig beregning og en vurdering basert på erfaring og skjønn. Vi skal se litt nærmere på de enkelte punkter:

a) Diagrammene i fig. 3 og 4 gir trykk og impuls for ladninger i fritt vann. Hvis ladninger er plasert i fjell, vil trykk og impuls som overføres til vann bli betydelig redusert. En canadisk undersøkelse utført av A. T. Edwards (se (3) s. 350), viste at ved et sprengstoff-forbruk på 0,7 kg/m^3 utsprengt masse, var trykket redusert til 10-14%. For impulsen ble det målt en reduksjon til 10% eller mindre av lad-

ningen, dvs. en impuls som 0,1 Q gir i fritt vann. Dette svarer omtrent til de erfaringene vi har fra egne målinger (eks. måling ved utslag i Våmarvatn, Tokke II p maks = 17% av hva samme ladning ville gitt i fritt vann).

b) Over rette, åpne strekninger er avstanden klart definert. Ved kroker og bend, når en sjokkbølge f.eks. først går horisontalt i en tunnel og så vertikalt opp en lukesjakt, kan forholdene være mer uklare. Svenske modellforsøk synes imidlertid å tyde på at en ikke får noen vesentlig reduksjon p.g.a. en retningsforandring.

c) Å finne en konstruksjons egensvingning kan by på store problemer. Erfaringsmessig kan større stålkonstruksjoner gjerne ligge i området n = 20-30 perioder/sek. For utsatte deler av konstruksjonen har en enda mindre å holde seg til, og en er derfor henvist til å "holde seg på den sikre siden". Felter mellom avstivningene i en luke kan gjerne ligge i området n = 200-500 perioder/sek.

Reduksjon av trykk

Et vanlig benyttet middel til å redusere trykket med er det såkalte trykkluftgardin. Ved en riktig og omhyggelig utforming og med tilstrekkelige mengder luft, kan en redusere trykket ned til 5 - 10 %, og i heldige fall enda mer. Det må imidlertid presiseres at en ved å bruke trykkluftgardin, skumplast med lukkede celler e.l. bare kan redusere maksimaltrykket. Varigheten øker til gjengjeld slik at impulsen blir konstant. En slik reduksjon av maksimaltrykket og tilsvarende forlengelse av impulsens varighet vil ha en gunstig virkning på konstruksjoner og konstruksjonsdeler med høy egenfrekvens. For de lavere frekvenser vil det teoretisk ikke ha noen virkning. En må også være oppmerksom på at impulsen kan bli så mye forlenget at ladninger fra flere intervaller kan interferere, noe som kan være uheldig for

konstruksjoner med lavere egenfrekvenser, spesielt når trykkluftgardinet ikke er tilstrekkelig dimensjonert.

Som tidligere nevnt blir trykket redusert til 10-14% ved å plasere ladningen i fjell. For at dette skal være tilfelle må en iaktta følgende:

1) **unngår overladning,**
2) sørge for en god fordemning helst med et ikke vannopptagende stoff som skumplast med lukkede celler, hurtigbindende betong, impregnert steinull, e.l.,
3) sørge for minst mulig risiko for overslag.

Trykket kan reduseres ved å spre salven på så mange intervaller som mulig. Videre kan en regne med en reduksjon p.g.a. spredningen i forsinkersatsene i de forskjellige intervaller. En er også her avhengig av å kjenne den sårbare konstruksjons egensvingning. Se tabell 1.

Egenfr. f c/s	Svingetid T ms	f^*				
		$\Delta\tau = \pm 5$	± 10	± 25	± 100	± 200
5	200	1	1	1	1/2	1/3
10	100	1	1	1	1/3	1/6
20	50	1	1	1/2	1/6	1/6
50	20	1	1/2	1/3	1/6	1/12
100	10	1/2	1/3	1/6	1/12	1/25
200	5	1/3	1/6	1/6	1/25	1/50
500	2	1/6	1/6	1/12	1/50	1/100

Tabell 1. Reduksjonsfaktor f^* for den totale ladning Q_i i et intervall. ($Q_i \cdot f^* =$ ladn.for et hull) . fra (3). $\Delta\tau$ er spredning av forsinkersatsenes varighet i ms.

Ved millisekundtennere kan $\Delta\tau$ for de to første intervall reg-

nes å være ± 5 ms, til og med 10 intervall ± 10 ms og ± 25 ms for 11. og oppover. For halvsekundtennere er $\Delta\tau$ = ± 100 ms eller mer.

Reduksjon av impuls

Hvis ladningen Q er plasert i fjell, vil en få en impuls som er lik den impuls 0,1 Q gir i fritt vann. (Større ved overladning.)

Reduksjonsfaktoren γ kan ikke brukes ved impulsberegning.

Dersom de første intervall legges nærmest den sårbare konstruksjon (og med så liten ladning som mulig), så vil impulsen fra de følgende intervaller bli vesentlig redusert p.g.a. de løssprengte steinmasser og eksplosjonsgassene.

Teoretisk lar det seg ikke gjøre å redusere impulsen ved hjelp av trykkluftgardin, skumplast med lukkede celler e.l. Tvert om kan en ved slike midler risikere å øke impulsen ved at ladninger fra flere intervaller virker sammen.

Eksempel:

For å konkretisere det hele skal vi ta for oss et eksempel som forenkles ved at vi bare betrakter 1. intervall, d.v.s $\Delta\tau$ = ± 5 ms.

Vi regner at 50 kg detoneres i fjell i en avstand av 10 m fra konstruksjonen.

Vi får da:

for $5 \leqslant f < 100$
trykk:

$$r = \frac{R}{\sqrt[3]{Q}} = \frac{10}{\sqrt[3]{50}} = 2,7$$

av diagram fig. 3 får vi p_{fv} = 200 kp/cm^2

$p_{maks} = 0,14\ p_{fv} = 0,14 \cdot 200 = \underline{28}$ kp/cm^2

Impuls:

$$r = \frac{R}{\sqrt[3]{0,1\ Q}} = \frac{10}{\sqrt[3]{0,1 \cdot 50}} = 5,85$$

av diagram fig. 4 får vi j = 12

$$i = j \cdot \sqrt[3]{0,1 \cdot Q} = 12 \cdot \sqrt[3]{0,1 \cdot 50} = \underline{20.6}\ \text{kp ms/cm}^2$$

for $100 \leqslant f < 200$

vi kan iflg. tabell s.6 bruke en red.faktor $\beta^2 = 1/2$,

$$Q_{red} = Q \cdot \beta^2 = 50 \cdot 1/2 = 25\ \text{kg}$$

trykk:

$$r = \frac{R}{\sqrt[3]{Q_{red}}} = \frac{10}{\sqrt[3]{25}} = 3,4$$

av diagram fig. 3 får vi p_{fv} = 130 kp/cm^2

$p_{maks} = 0,14\ p_{fv} = 0,14 \cdot 130 = \underline{18,2}$ kp/cm^2

Impuls: i = 20,6 kp ms/cm^2

for $200 \leqslant f < 500$

iflg. tabell s. 6: β^2 = 1/3 som gir:

$p_{maks} = \underline{16,8}$ kp/cm^2

i = $\underline{20,6}$ kp·ms/cm^2

for $500 \leqslant f$

iflg. tabell s.6: β^2 = 1/6 som gir:

(forutsetn.: antall hull $\geqslant$ 6)

$P_{maks} = \underline{13,3}$ kp/cm^2

i = $\underline{20,6}$ kp·ms/cm^2

Ved hjelp av fig. 7 kan vi da sette opp tabell 2.

Vi antar at impulsen er trekantformet. Denne antagelsen gir resultater som ligger meget nær opp til det virkelige. Følgende symboler er benyttet:

f = konstruksjonens egenfrekvens i cykler/sek
T = konstruksjonens svingetid i ms
p_m = maksimal sjokkbelastning i kp/cm^2
p_e = maksimal ekvivalent statisk belastning i kp/cm^2
i = impuls i kp.ms/cm^2
τ = impulsens varighet i ms

f c/s	T ms	p_m kp/cm^2	i kpms/cm^2	τ ms	$\frac{\tau}{T}$	$\frac{p_e}{p_m}$	$\frac{p_e}{\text{kp/cm}^2}$
5	200	28	20,6	1,5	0,0075	0,024	0,7
10	100	28	20,6	1,5	0,015	0,047	1,3
20	50	28	20,6	1,5	0,03	0,099	2,8
50	20	28	20,6	1,5	0,075	0,235	6,4
100	10	18,2	20,6	2,3	0,23	0,72	13
200	5	16,8	20,6	2,5	0,5	1,2	21
500	2	13,3	20,6	3,1	1,55	1,72	23

Tabell 2. Ekvivalent statisk belastning på konstruksjoner med forskjellig egensvingning.
Q = 50 kg (i fjell) og R = 10 m.

Vi ser at den maksimale statisk ekvivalente belastning (p_e) avhenger av egenfrekvensen.

Av fig. 7 ser vi at når forholdet $\frac{\tau}{T}$ blir stort, nærmer $\frac{p_e}{p_m}$ seg 2. Det vil si at når en sjokkbølge treffer en uendelig stiv konstruksjon vil det overførte trykk bli lik det dobbelte av sjokktrykket. Og videre vil en sjokkbølge av uendelig liten varighet ikke kunne overføre noe trykk til konstruksjonen.

Sprengning i kanaler og tunneler

I beregningseksemplet har vi regnet med den reduksjonen for trykk og impuls vi vil få i fritt vann ved økende avstand fra detonasjonssenteret. Ved de fleste undervannssprengninger vil vi ha begrensningsflater, f.eks. bunn og sider i kanaler og elver. Et viktig spørsmål er da om en får refleksjoner fra disse flatene og om en derfor må regne en ugunstigere reduksjon i trykk og impuls enn hva en får i fritt vann.

Svenske modellforsøk (4) viser at en i kanaler kan regne minst like stor reduksjon for trykk og impuls utover fra sprengningsstedet, som den en vil få i fritt vann. Målinger utført ved atomsprengninger (5) viser videre en større reduksjon av p_{maks} i grunt vann enn i dypt vann.

Modellforsøket utført ved Institutt for Vassbygging i samarbeid med FBT viser at ved helt vannfylte tunneler blir forholdene anderledes. En får da bare en liten reduksjon av trykk og impuls langs tunnelaksen. Forholdene blir analoge med f.eks. sjokkbølger i trykksjakter ved fullt avslag. Men selv små luftlommer i tunneltaket reduserer trykket betydelig, og det behøves bare et lite luftskikt langs tunneltaket før en kommer svært nær forholdene for kanaler. Modellforsøket er ikke fullført, men vil forhåpentligvis bli ferdig innen utgangen av året. En håper også å kunne foreta supplerende målinger i marken slik at en skal kunne få et så fullstendig grunnlag som mulig for beregning av belastninger på sårbare konstruksjoner ved undervannssprengning.

---oOo---

Litteraturliste

(1) I. Roth: The Forming of Metals by Explosives.
The Explosives Engineer, mars-april 1959.

(2) R. H. Cole: Underwater Explosion.
New Jersey, 1948.

(3) U. Langefors og B. Kihlstrøm: The Modern Technique of Rock Blasting. (1963)

(4) G. Lindh: Stötvågors utbredning i vattenkanaler.
Kungl. Fortifikationsförvaltningen, Rapport nr.111-5.

(5) G. Lindh og G. Nilsson: Jämförelse mellan verkan av kärnladdning och TNT-laddning i vatten.
Tidsskrift för Kustartilleriet, h.1. 1965.

(6) Harris and Crede: Shock and Vibration Handbook, Vol. 1 (1961)

(7) A. H. Keil: "The Response of Ships to Underwater Explosions".
The Society of Naval Architects and Marine Engineers. Transactions 1961.

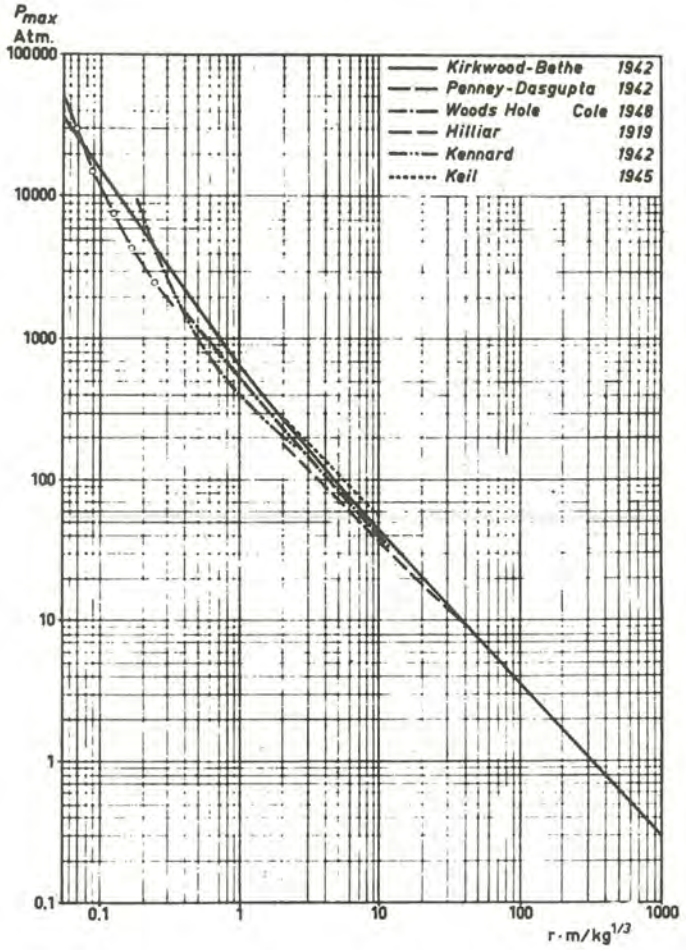


Fig. 3. Maks trykk p i at (1 at = 1 kp/cm^2) fra en ladning Q som henger fritt i vann i en avstand R=r·Q$^{1/3}$ (3)

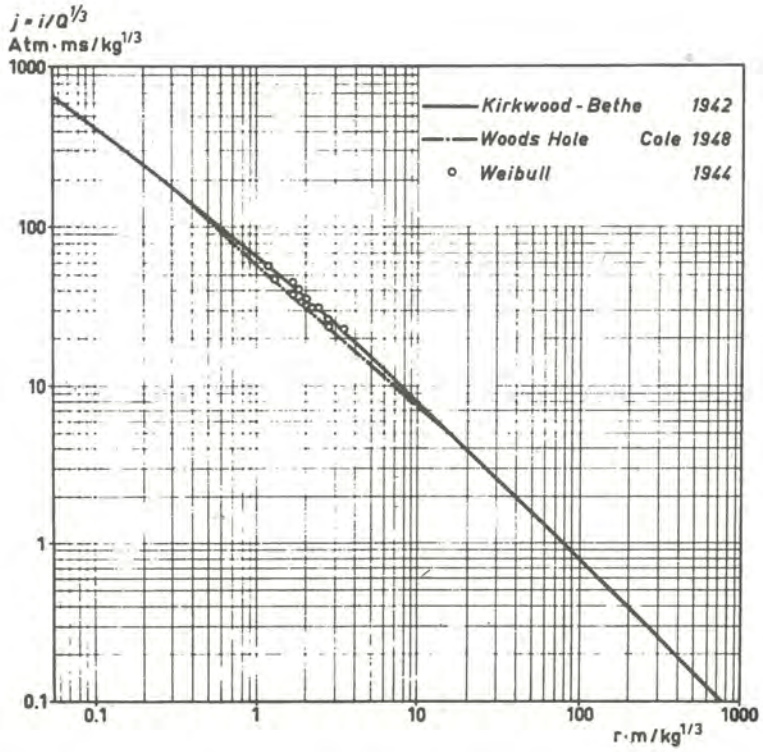


Fig. 4. Redusert impuls j for beregning av impulsen i = j Q$^{1/3}$ for en ladning Q som henger fritt i vann (i = atm. millisekund)

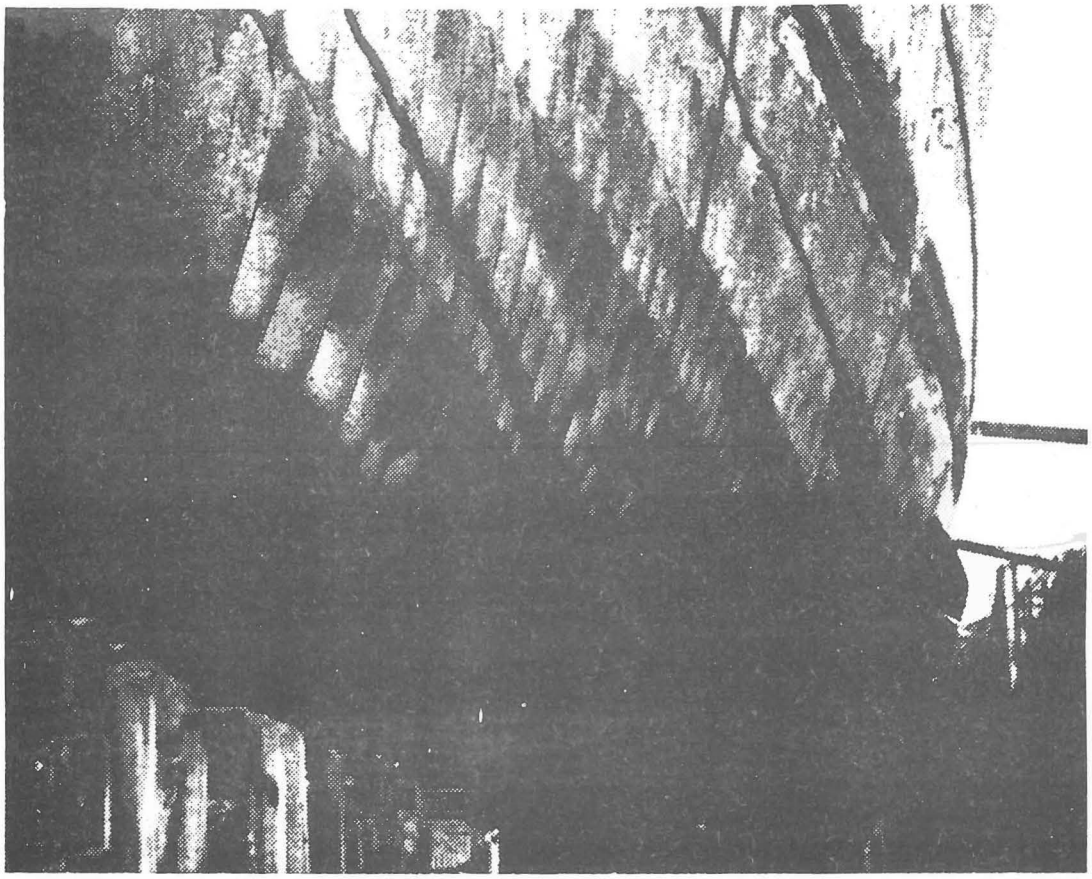


Fig. 5

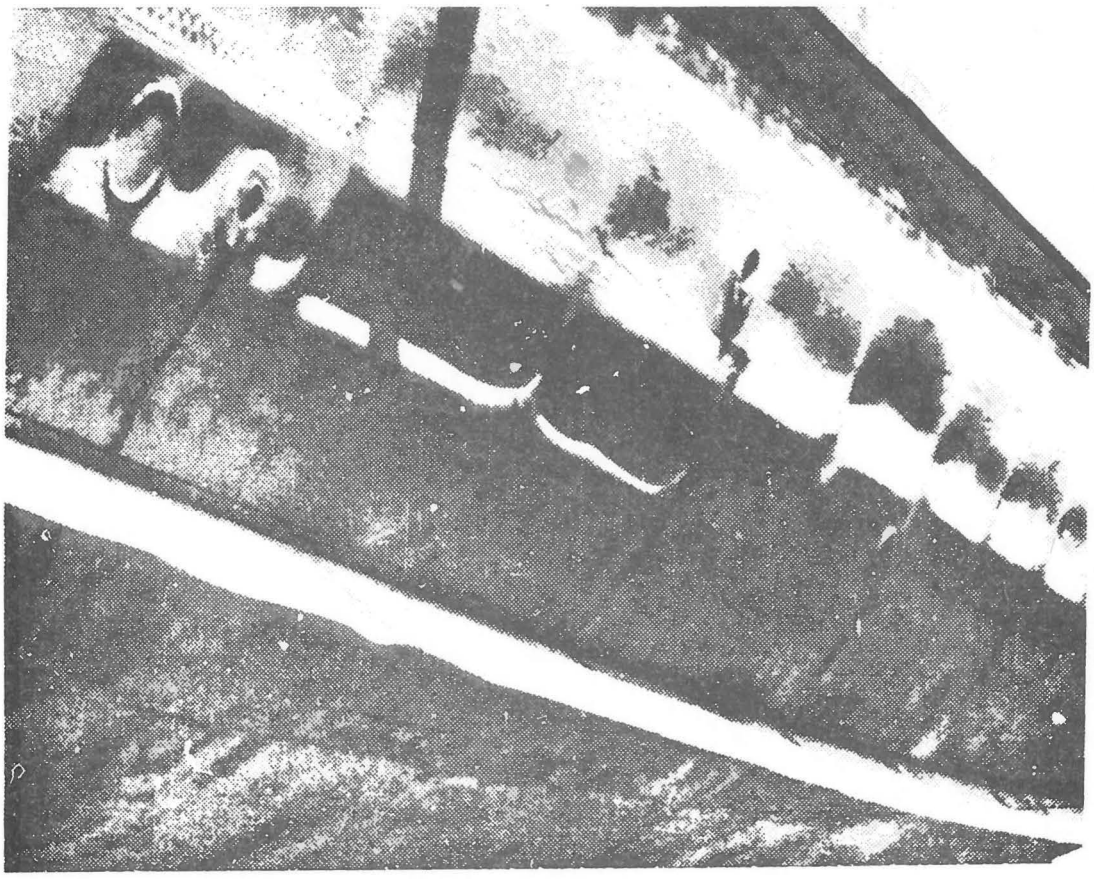


Fig 6

Innbuling av platene i skroget til en destroyer (7)

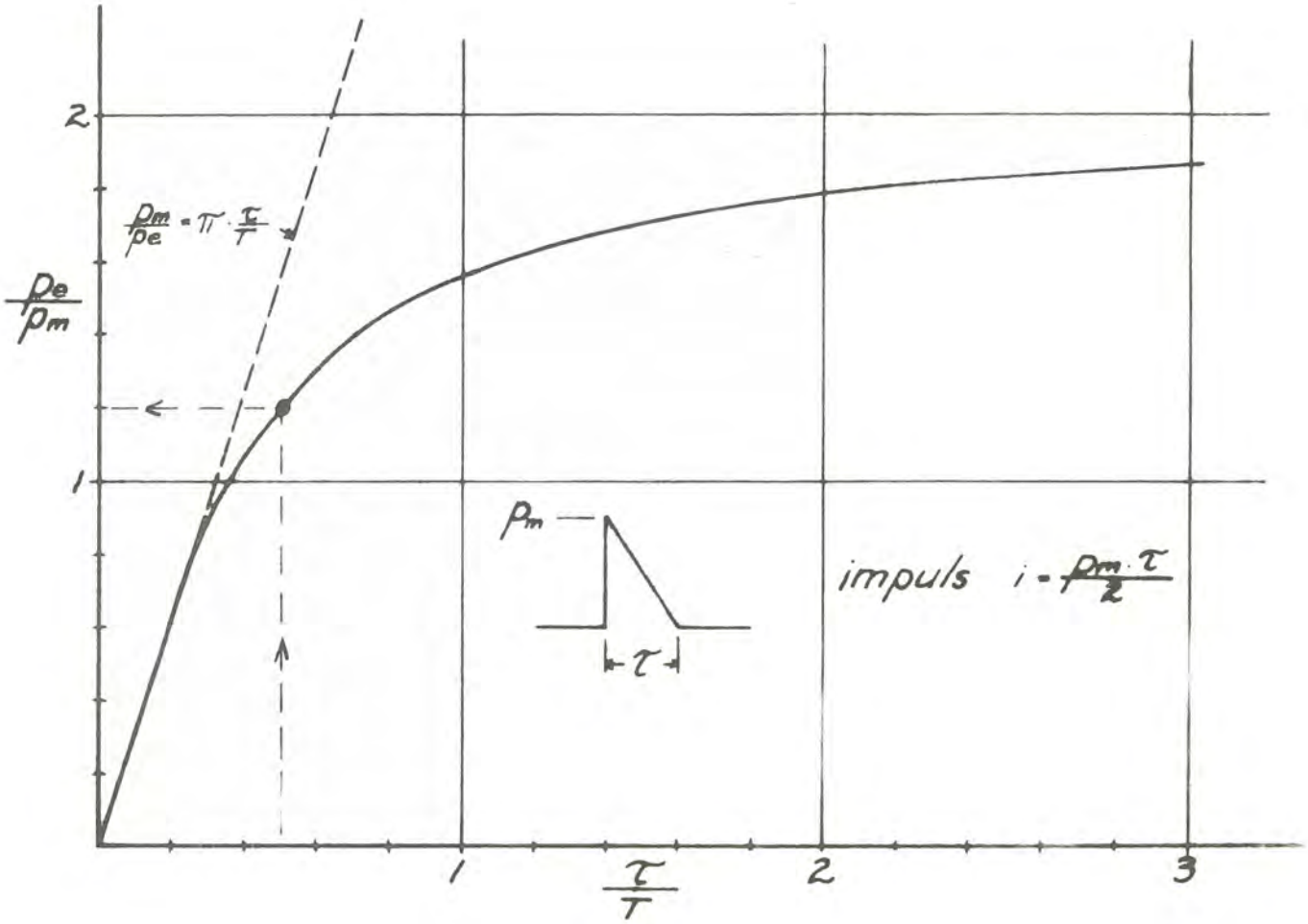


Diagram for beregning av ekvivalent statisk belastning ved transient impulsbelastning.

Fig. 7

ORIENTERING OM FORSØK MED "SKYTEGROPER"

av

sivilingeniør Chr. F. Grøner
Eget firma

ORIENTERING OM FORSØK MED "SKYTEGROPER"

Senkning av vannstanden i innsjøer for utnyttelse av vannene som reservoirer, er vel mere benyttet i Norge enn i noe annet land. For ikke å få gjennomslaget til vannet for komplisert og dermed også for dyrt, fant man her hjemme frem til en utslagsmåte som var både billig og enkel - men muligens noe risiko-betonet.

Måten var å sprenge seg fra tunnelen rett opp eller rett ut i vannet, og fange stenen fra den siste salve opp i groper i tunnelbunnen - for at den ikke skulle bli revet med av strømmen og forårsake vanskeligheter i tunnelen. I tillegg til denne måte har man en rekke andre, men som regel dyrere måter - disse vil ikke bli nevnt her.

Utslagsgroper er det eneste jeg skal behandle i dette korte innlegg.

Fig. 1 Beliggenheten av disse groper i forhold til selve utslagssalven, er avhengig av vanntrykkets størrelse, tom eller delvis vannfylt tunnel samt om tunnelen er knekket på partiet nærmest salven eller ei.

Problemet om oppsamling av salven kunne snakkes om i dagevis uten å bli ferdig. Jeg skal imidlertid kun omtale endel spesielle groper som det har vært gjort modellforsøk med de siste årene.

Fig.2 I 1962 gjorde vi et utslag - uten modellforsøk -

- med en grop formet som en "blindtarm". Meningen var at utslagssalven skulle bli liggende i "blindtarmen". Der ble den dog ikke liggende, men la seg lengere nede i tunnelen. Årsaken var utvilsomt den store turbulens som oppsto efter utslaget og som delvis gjør stenen "vektløs". Betongveggen viste seg da å være for lav.

Fig.3 I et utslag i 1963 hvor vi tenkte å bruke samme løsning, fikk vi foretatt et modellforsøk ved Vassdragslaboratoriet. Vi måtte sørge for at sten fra salven ikke gikk nedover driftstunnelen.

Der ble undersøkt 14 alternativer med forskjellige utforminger av "blindtarmen", med luken åpen og lukket, samt med forskjellige "korn" gradering i utslagsmassen.

Den helt oppstrukne linje på fig. 3 ga det beste retultat og med luken lukket.

Utslaget er tatt, men dog ikke inspisert i marken ennu. Så langt vi imidlertid kunne konstatere var utslaget helt vellykket.

Modellforsøk som Vassdragslaboratoriet ved N.T.H. har foretatt, viser bl.a. at jo flatere et utslag gjøres, desto mere av sprengstenen blir liggende igjen i "gropen". Årsaken er at hvirvelene i "gropen" blir mindre - spesielt når "gropen" ligger nær utslagsstedet.

"Gropen" bør være relativt dyp og det må ikke stå vann i den, da ellers en stor del av stenen "flyter" forbi.

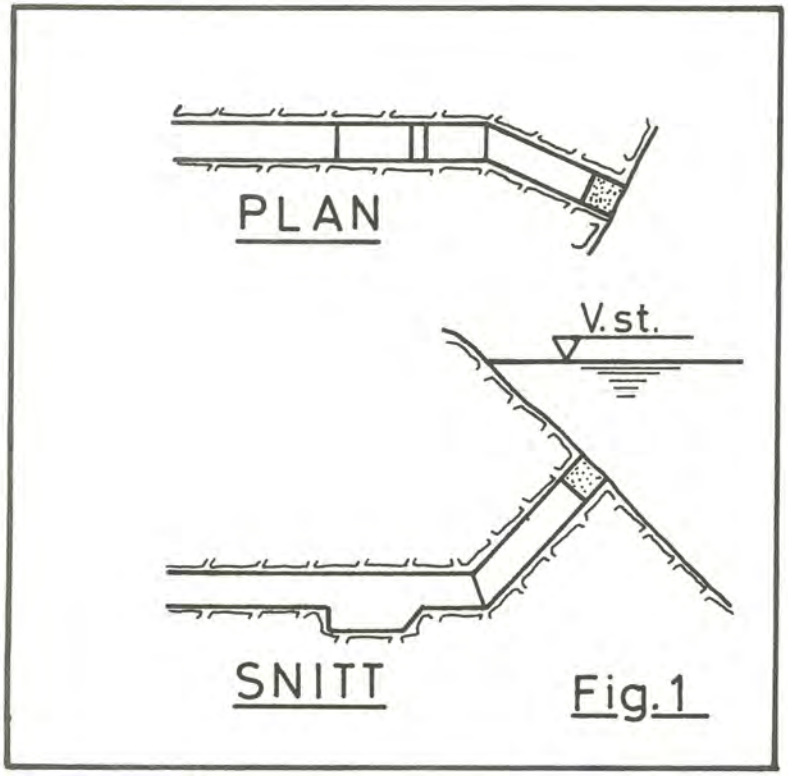

PLAN
V.st.
SNITT

Fig.1

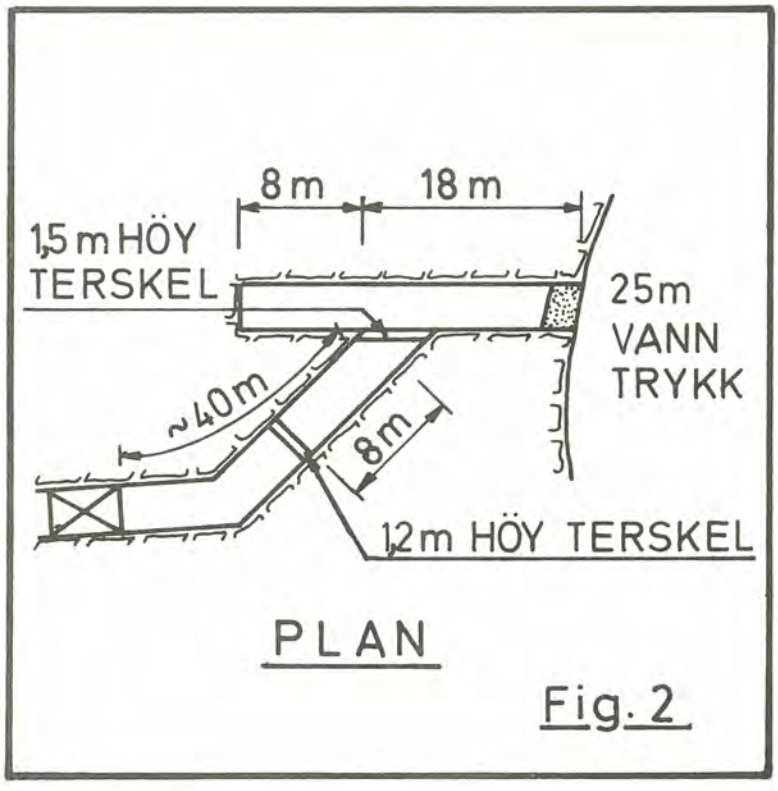

8 m
18 m
1,5 m HÖY
TERSKEL
25m
VANN
TRYKK
≈40m
8m
1,2m HÖY TERSKEL
PLAN

Fig. 2

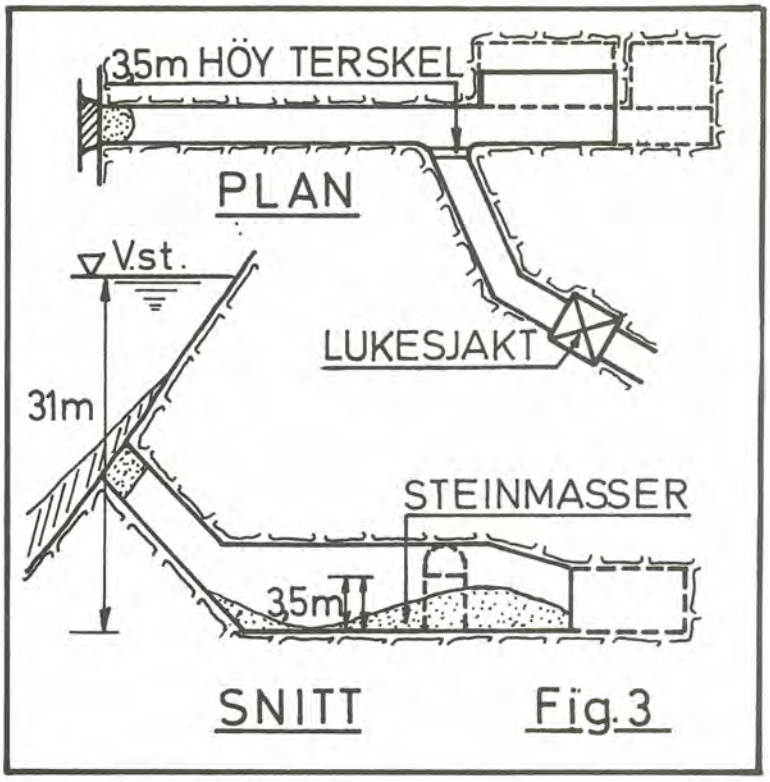

3,5m HÖY TERSKEL
PLAN
V.st.
LUKESJAKT
31m
STEINMASSER
3,5m
SNITT

Fig. 3

SPESIALLADNINGER FOR SPRENGNINGSARBEIDER

av

sivilingeniør Egil Lund
Grubernes Sprængstoffabriker A/S

SPESIALLADNINGER FOR SPRENGNINGSARBEIDER

Når man tar for seg de produkter sprengstoff-fabrikkene leverer idag kan det være vanskelig å sette noe bestemt skille mellom de man kan kalle spesialladninger og vanlige ladninger. Når det f.eks. kommer et nytt sprengstoff eller en ny patrontype på markedet, vil man den første tid gjerne kalle dette en spesialladning.

I de senere år har det som kjent funnet sted en rivende utvikling innen fjellsprengningsteknikken, og sprengstoff-fabrikkene har gjort sitt ytterste for å bidra til denne utvikling. Det er fra fabrikkenes side nedlagt et stort arbeid for til enhver tid å kunne levere produkter, som tilfredsstiller tidens krav til riktige og rasjonelle ladninger.

Frem til 1955 ble det her i landet av sprengstoff vesentlig brukt patronerte dynamitter og nitroglyserinholdige pulversprengstoffer med patrondiametere på 20 - 30 mm, og med største patronlengde på 8".

I årene 1950-55 hadde man kommet frem til at man ved bruk av tett boring og forsiktig lading av konturhullene kunne det oppnås penere og mindre skadede fjelloverflater enn ved tidligere benyttede sprengningsmetoder. Det oppstod derfor et behov for en redusert ladning med passende sprengvirkning for dette formål. Til å begynne med ble den reduserte ladning laget på arbeidsstedet, idet dynamittpatroner ble kløvet på langs og surret på en trelist. Dette var en lite rasjonell arbeidsmetode, og det var derfor et utbredt ønske blant sprengningsfolk, som drev med kontursprengning, om å få en fabrikkprodusert ladning til dette bruk.

Her i landet begynte sprengstoffabrikkene å produsere konturladninger i 1955. Disse ladninger fikk en noe forskjellig utforming fra de to fabrikker. Den ene fabrikk tok opp en produksjon av listeladninger, d.v.s. en trelist pålagt en halvsirkulær streng av dynamitt. Den andre fabrikk tok opp produksjonen av rørladninger, d.v.s.papprør fylt med sprengstoffet gurit.

Da produksjonen av disse ladninger ble påbegynt ble det utelukkende brukt borserie nr. 11 til konturssprengning. Ladningens styrke ble derfor tilpasset denne borhullsdiameter, og en passende diameter på henholdsvis liste- og rørladning ble funnet å være 25 mm og 17 mm.

Senere ble det aktuelt å bruke større borhullsdiametere (2" - 3"). Da konturladningenes styrke må tilpasses borhullsdiameteren, har dette ført til at det idag leveres listeladninger med 25 og 40 mm diameter, og rørladninger med 17 - 22 - 25 - 30 mm diameter fylt med forskjellige typer sprengstoffer. Rørladningene leveres idag i plast, og produksjonen av rørladninger er tatt opp av begge fabrikker.

Som konturladning i forbindelse med presplitting og lange nedadrettede borhull med $2\frac{1}{2}$" - 3" diameter, er det i den senere tid tatt i bruk detonerende lunte påtapet dynamittpatroner med avstander avhengig av den ønskede ladning pr. m. borhull. Denne ladning har hittil blitt laget på arbeidsstedet, men man må regne med at denne ladning etterhvert vil bli levert ferdig fra sprengstoffabrikkene.

Fra 1955 og utover har bruken av tungt borutstyr ved pall- og tunnelsprengninger blitt stadig mere utbredt her hjemme.

Det tunge borutstyr slo som kjent først igjennom ved pallsprengninger med bruk av borkroner med $2\frac{1}{2}$ - 3" diameter. Sprengstoffabrikkene ble stilt overfor den oppgave å levere sprengstoffpatroner som passet for disse borhullsdimensjoner.

Behovet for disse sprengstoffpatroner var til å begynne med lite, og forbrukerne var som oftest ikke riktig klar over hvilke diametere sprengstoffpatronene burde ha. På grunn av disse problemer og lang leveringstid på egnede patroneringsautomater valgte man å fylle sprengstoffet i plastslanger, og fikk på denne måte sprengstoffpatroner som i form minner om "store spekepølser". Både dynamitter og pulversprengstoffer ble patronert på denne måte. Patrondiameterne var fra 42 mm og oppover, og patronlengden ble valgt på 60 - 70 cm. Disse sprengstoffpatroner viste seg velegnet til pallsprengninger med grovt borutstyr, og de patroner som leveres idag skiller seg ikke vesentlig fra de første som ble laget.

Jeg vil gjerne få nevne at når man tar for seg en tabell over patrondiametere for disse store sprengstoffpatroner, må man undre seg over de underlige tall som er valgt for patrondiameterne, idet standard patrondiameter er 42, 48, 51, 57, 63 mm o.s.v., mens det rimelige ville vært 45, 50, 55, 60, 65 mm o.s.v. Grunnen er den at i den første tid måtte man bruke de plastslanger som fantes på markedet. Dimensjonene på disse store slanger ble oppgitt i flat bredde, og standard bredde hadde sprang på 5 mm. Som et eksempel kan nevnes at en slange med bredde på 75 mm gir en patrondiameter på 48 mm, 80 mm bred slange gir patrondiameter på 51 mm. osv.

Forbruket av plastslanger til sprengstoffpatroner er nå så stort at denne slange blir bestilt separat, og sprengstoffabrikkene har derfor tatt under overveielse å gå over til patrondiametere avrundet til nærmeste 5 mm, som f.eks. 45, 50, 55 mm o.s.v., men såvidt vi har forstått vil våre kunder helst ha de patrondimensjoner de er blitt vant til, og vil nødig ha noe skifte her.

Innen tunneldriften har overgangen til tungt borutstyr gått senere enn ved pallsprengning, og maksimal borhulldiameter har hittil vært 2". Av denne grunn har det stort sett lykkes

i tide å skaffe nyere og bedre patroneringsautomater, som kunne produsere egnede sprengstoffpatroner til dette formål. Idag er man stort sett blitt stående ved patrondiametere på 35, 40, 45 mm og patronlengder på 40 cm til dette borutstyr.

De nye patroneringsmaskiner som ble anskaffet for de større patrondimensjoner kan også produsere patroner med 25 mm diameter og 40 cm. patronlengde, og denne patrondimensjon har blitt meget populær i de siste par år.

I tillegg til de vanlige nitroglyserinholdige sprengstoffer som dynamitter og pulversprengstoffene Lynit og Geomit, har det i de senere år kommet på markedet nitroglyserinfrie sprengstoffer til bruk ved vanlige sprengningsarbeider. Disse sprengstoffer kan inndeles i AN-oljesprengstoffer og slurries. AN-oljesprengstoffene leveres løspakket i 25 kg's sekker. Slurries leveres både patronert i plast og løspakket i bulk. Begge disse typer sprengstoffer har med unntagelse av enkelte større gruber og steinbrudd, vunnet langt mindre innpass ved sprengningsarbeider her i landet, enn hva man hadde ventet på grunnlag av de opplysninger man hadde fra U.S.A. og Canada.

I løpet av det siste år er det også kommet på markedet et sprengstoff spesielt beregnet til parallellhullskutter. Dette sprengstoff har vist seg å være meget godt egnet til dette formål, og har fått stadig større anvendelse. Sprengstoffet leveres i patroner med dimensjoner på 25 mm x 400 mm og vil bli nærmere omtalt senere.

Konturladninger

Før de enkelte konturladninger omtales nærmere, bør man se litt på hva som foregår i et borhull når et sprengstoff detonerer, og hvorfor man kan oppnå relativt ubeskadigede fjelloverflater ved tett boring og svak lading av disse hull.

På figur 1 er vist fotografi av en sprengstoffstreng som detonerer. I de sivile sprengstoffer forplanter detonasjonen seg stort sett med hastigheter på 2000 - 6000 m/sek, d.v.s. at i løpet av 500 - 170 µsek er energien frigjort i en sprengstoffstreng av 1 meters lengde, og det er dannet store mengder gass med høyt trykk og høye temperaturer.

Under forutsetning av at sprengstoffet fyller ut hele borhullet kan man beregne det eksplosjonstrykk som oppstår på borhullsveggen. Som eksempel kan nevnes at for et hull fylt med dynamitt vil dette trykk være ca. 20.000 atmosfærer. Når det ved siden av sprengstoffet er en del luft i borhullet, vil de dannede gasser begynne å ekspandere før trykket virker på borhullsveggen, og eksplosjonstrykket blir lavere enn det beregnede. Jo dårligere et sprengstoff fyller ut borhullstverrsnittet dess lavere blir derfor det eksplosjonstrykk som virker på borhullsveggen.

For å unngå knusing av fjellet i borhullet må eksplosjonstrykket være mindre enn fjellets bruddstyrke for trykk.Dette vil i praksis si at eksplosjonstrykket må være 5000 atm. eller mindre avhengig av fjellsorten.

Fig. 2 viser sprengningsforsøk som er foretatt i plexiglass med 2 hull med forskjellig diameter, men ladet med samme sprengstoffmengde. Av figuren fremgår tydelig at eksplosjonstrykket har vært størst i det hull som har den minste diameter, og at det her er oppstått størst skade på borhullsveggen.

Ved konturssprengning er det derfor om å gjøre å bruke en ladning, som i den anvendte borhullsdiameter ikke forårsaker skade på fjellet rundt borhullet, og tilpasse hullavstanden og forsetning etter denne ladning.

I Sverige har man funnet ut at en passende ladning pr.meter er ca. 1/10 del av den ladning man får, når hele borhulls-

tverrsnittet fylles med dynamitt.

På grunn av de sivile sprengstoffers spesielle egenskaper byr det på problemer å fremstille brukbare ladninger med små diametere, og man skal se på disse problemer og de løsninger man er kommet frem til i konturladningene.

I tabeller over sprengstoffer er som oftest detonasjonshastigheten oppgitt. De oppgitte detonasjonshastigheter er de maksimale detonasjonshastigheter, og i praksis vil man ikke komme opp i disse detonasjonshastigheter. Ved våre fabrikker er i den senere tid foretatt en del målinger av detonasjonshastigheten i borhull. Måleresultatene for noen av forsøkene er gjengitt på figurene 6 - 9.

For at et sprengstoff skal detonere med maksimal detonasjonshastighet, må sprengstoffstrengen ha en viss minstediameter. Med avtagende diameter på sprengstoffstrengen avtar også detonasjonshastigheten, for til slutt å dø ut når diameteren blir tilstrekkelig liten.

I ladninger med mindre diameter enn 20 mm er det derfor ikke tilrådelig å bruke de vanlige dynamitter og pulversprengstoffer som Lynit og Geomit, idet detonasjonshastigheten vil bli så lav at detonasjonen ofte vil stoppe opp på sprengstoffstrengen.

Da produksjonen av 17 mm rørladning ble tatt opp, måtte man derfor gå over til å bruke sprengstoffet Gurit, som består av 50% nitroglyserin og 50% kiselgur.

I rørladninger med større diameter enn 20 mm kan det brukes andre sprengstoffer, som Lynit og Geomit, uten fare for at detonasjonen skal dø ut på ladningen, og man har derfor ikke funnet at det byr på noen fordel å bruke Gurit i de større rørladninger, når man kan oppnå like gode sprengningsresultater med billigere sprengstoffer.

I praksis har det vist seg at man ofte finner rørladninger igjen når salven er skutt. I rørladningenes barndom kunne nok dette av og til skyldes at detonasjonsbølgen døde ut på selve rørladningen, men idag er rørladningene av så god kvalitet at rørladninger i røysa skyldes at rørladningene ikke er blitt initiert av tennpatronen.

På fig. 4 ser vi overføring av detonasjonsbølgen fra en patron til en annen. Når avstanden mellom patronene blir for stor, vil detonasjonen ikke forplante seg fra den ene patron til den andre, og detonasjonsbølgen i sprengstoffstrengen vil dø ut.

Da rørladningene blir liggende svært løst i borhullet, kan de på grunn av sjokkbølgene i fjellet fra foregående hull ristes bort fra tennpatronen, og avstanden mellom tennpatron og rørladning kan bli for stor til at tennpatronen kan initiere rørladningen. Rørladningen vil da blåses ut av hullet på grunn av gasstrykket fra tennpatronen. Når man bruker rørladning er det derfor meget viktig at rørladningene fordemmes godt eller fastkiles i borhullet.

Rør- og listeladninger leveres idag med forskjellige diametere og fylt med forskjellige typer sprengstoffer. På fig.4 er vist bilde av de forskjellige typer rør- og listeladninger, og på fig. 5 er oppgitt ladningsmengde pr. m. for de forskjellige typer.

Rørladningene fra de to sprengstoffabrikker er stort sett like med unntagelse av skjøtanordningene for rørene.

17 og 22 mm rørladning leveres som en skjøtbar rørladning. 25 mm rørladninger og større leveres som glatte rør i en meters lengde uten skjøteanordning.

I lange nedadrettede grovhull har det som konturladning vist seg mest praktisk å bruke detonerende lunte påtapet dynamitt

patroner. Ved å velge forskjellige patrondiametere og avstander kan man få den ønskede ladning pr. m.

Koronit og Brennit

I de siste år har parallellhullskutter med et eller flere grovhull kommet i skuddet her i landet, både i små og middelstore tunneler, og dette må vel for en stor del tilskrives Coromantkutten.

For alle parallellhullskutter gjelder at kutten har lett for å brenne sammen, når det brukes for kraftig ladning i kutthullene. En passende ladning er funnet å være ca. 0,3 kg dynamitt pr. 1.m. eller tilsvarende mengder av svakere sprengstoffer.

Til å begynne med ble det brukt å lade kutthullene med vekselvis halve 25 mm x 8" dynamittpatroner og 10 cm lange trepinner, hvilket gir en ladning på ca. 300 gr pr. 1.m.

Dette er imidlertid en sen lademetode, og en av sprengstoffabrikkene begynte derfor å undersøke om man ikke kunne oppnå den samme brytning med et svakere sprengstoff uten bruk av trepinner. Etter en del forsøk kom man frem til et egnet sprengstoff, som fikk navnet Koronit. Koronit er bl.a. tilsatt kjølende salter, slik at man får lavt eksplosjonstrykk og lave eksplosjonstemperaturer og sammensintring av fjellet unngåes. Koronit leveres i 25 x 400 mm patroner, og lading av borhullene går derfor hurtig.

Et tilsvarende sprengstoff "Brennit" leveres nå av den annen sprengstoffabrikk.

Oversikt over målte detonasjonshastigheter i borhull

Ved våre fabrikker er det i den senere tid foretatt en del målinger av detonasjonshastigheter i borhull for forskjellige sprengstofftyper. Målingene er foretatt over en lengde på en meter av sprengstoffstrengen. Noen av måleresultatene er gjengitt på figurene 6-9.

Som det fremgår av måleresultatene er de målte detomasjonshastigheter adskillig lavere enn de teoretisk maksimale detonasjonshastigheter.

---oOo---

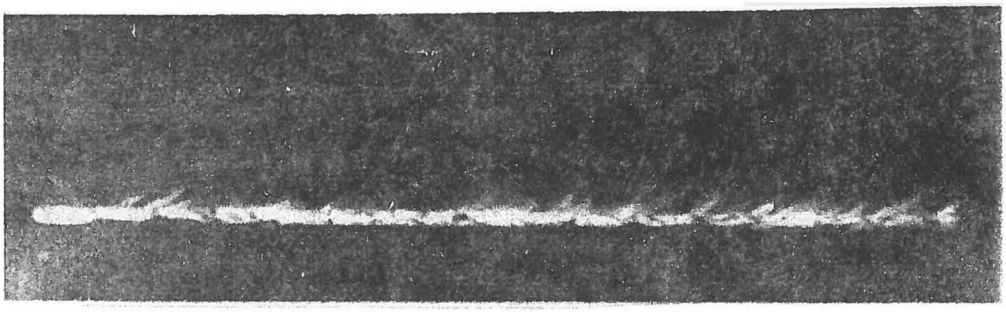


Fig. 1. Fotografi av en detonerende sprengstoffstreng (Nobel Hefte, mai 1959).

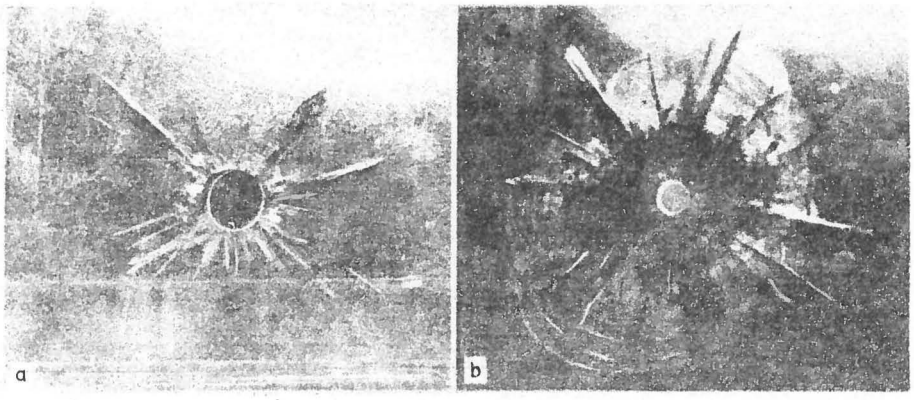


Fig. 2. Samme ladning er brukt i begge hull. 1 (a) var volumet av hullet fire ganger så stort som i (b). (Rock Blasting, Fig. 10:1)

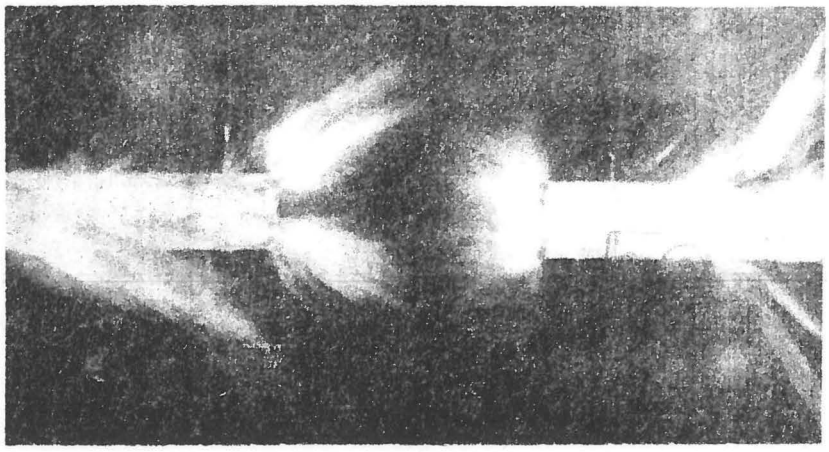


Fig. 3. Detonasjonsoverføring mellom to sprengstoffpatroner (Nobel Hefte, sept. 1958)

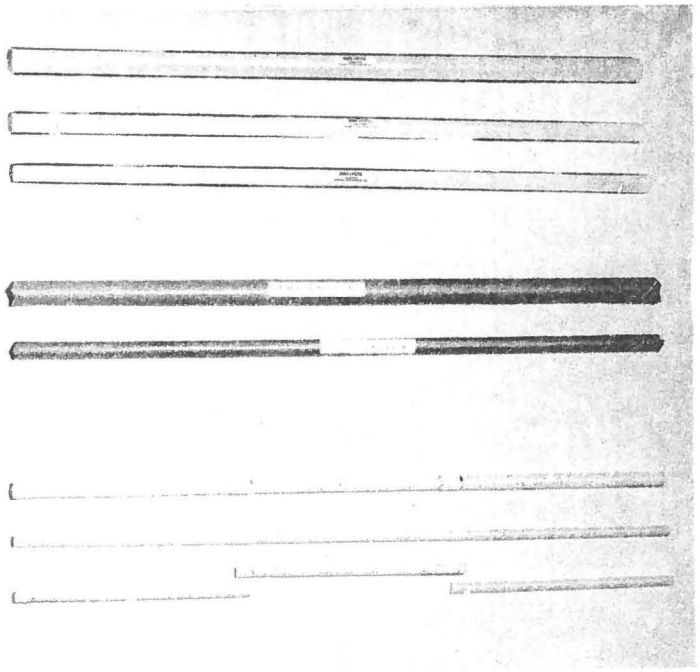


Fig. 4. Rør- og listeladninger

RØRLADNINGER

Sprengstoff	Rør diameter mm	Ladningsmengde pr. m. rørladning gram
Gurit	17	190
Gurit	22	410
Lynit	22	550
Lynit	25	550
Lynit	30	750

LISTELADNINGER

25 mm diam.	Lengde 1 m.	Ca. 350 g. spesialdyn. pr. m.
40 mm diam.	Lengde 1 m.	Ca. 800 g. spesialdyn. pr. m.

Fig. 5. Tabell over ladningsmengde for rør- og listeladninger.

Figurene 6 - 9 viser måling av detonasjonshastigheter i borhull for forskjellige typer sprengstoffer og forskjellige patrondiametere.

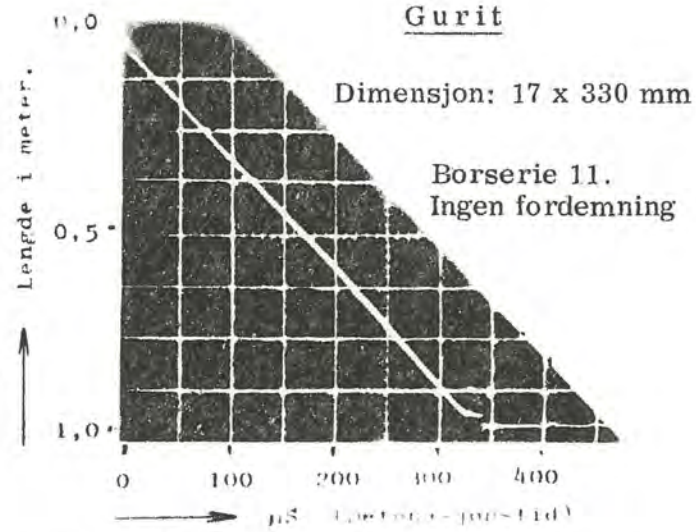


Fig. 6. 17 mm rørladning med gurit. hulldiam. 33 mm.
Målt detonasjonshastighet: 2800 m/sek.
Teoretisk maksimal detonasjonshastighet: 3700 m/sek.

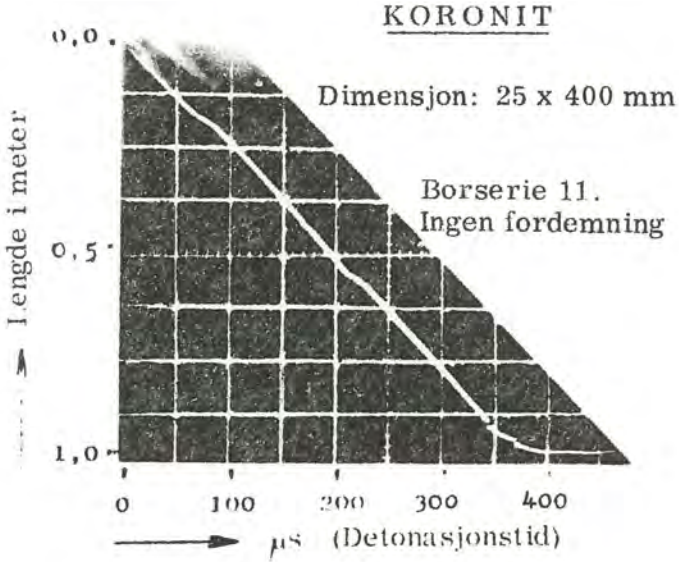


Fig. 7. 25 mm Koronit, hulldiam. 33 mm.
Målt detonasjonshastighet: 2800 m/sek.
Teoretisk maksimal detonasjonshastighet: 3500 m/sek.

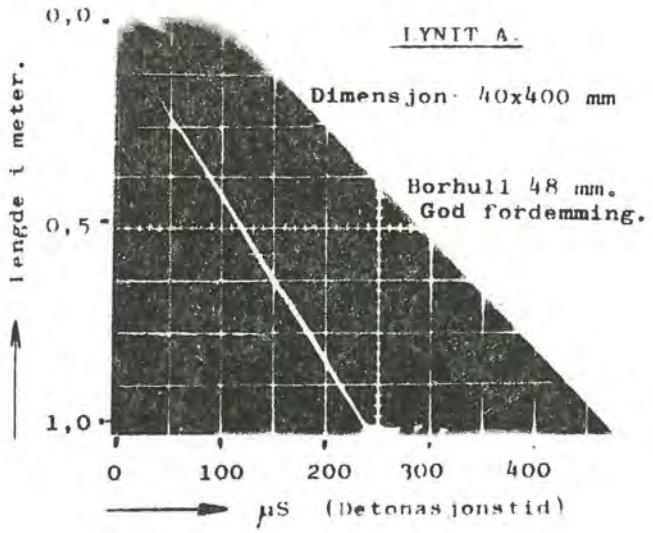


Fig. 8. 40 mm Lynit. Hulldiam. 48 mm.
Målt detonasjonshastighet: 4100 m/sek.
Teoretisk maksimal detonasjonshastighet: 5700 m/sek.

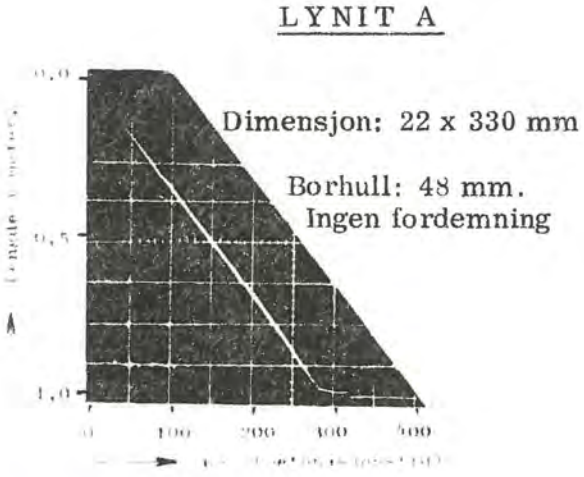


Fig. 9. 22 mm rørladning med Lynit.
Hulldiam. 48 mm. Målt detonasjonshastighet: 3350 m/sek.
Teoretisk maksimal detonasjonshastighet: 5700 m/sek.

KAPASITETSBEGREPER

av

sivilingeniør Odd Sjøholt

Norges Byggforskningsinstitutt
Produksjonsteknisk avdeling.

KAPASITETSBEGREPER

Ved bl.a. kalkulasjon, arbeidsplanlegging og kontroll av arbeidsforløp benyttes data av forskjellig slag. I denne forbindelse skal omtales begrep for tidsforbruk, mengdeangivelser og de tilhørende kapasiteter.

Behovet for entydige begreper er uten videre klart. I dag eksisterer ingen felles norske begrep, men noen firmaer og offentlige etater har etablert interne definisjoner. Svenske synspunkter ble fremlagt ved møte i Bergsprängningskommittén" 1963, og senere i "Byggnadsindustrin" nr. 4, 1964. Et forslag fra IVA (Ingeniörsvetenskapsakademien) vil foreligge 1966. Et norsk synspunkt finnes i "Norsk Vegtidsskrift" nr. 10, 1965.

Her skal presenteres noen foreløpige definisjoner som forsøkes brukt ved Norges byggforskningsinstitutt. Målet må imidlertid være å få etablert felles og entydige norske begreper. Spørsmålet om hvem som skal utvirke dette blir foreløpig stående ubesvart. Det bør besvares snarest.

I det følgende behandles tre hovedtyper av begrep, nemlig for tid, mengde og kapasitet. Begrepenes navn er ennå av mindre betydning, først og fremst må innhold og omfang defineres.

Tidbegrep.

For tidbegrep kan vi gjøre en grov oppdeling som vist på fig. 1.

Samtlige begrep dekkes ved å definere ressurstid, koplingstid, tilleggstid og avbruddstid.

Definisjoner:

RESSURS er det produksjonsmiddel en søker kapasiteten for. Det kan være en mann evnt. m/redskap eller maskin, det kan være et lag eller en maskin m/operatør. Ved delvis automatisk utstyr kan operatør og maskin betraktes som to koplede ressurser.

RESSURSTID er den tid en ressurs arbeider med forberedende, løpende eller avsluttende arbeid.
Sammen med ressurstid må oppgis:

a) arbeidsoppgavens (objektets) omfang
b) arbeidsmetode, operasjoner, arbeidsforhold
c) materialers art, beskaffenhet, ordning, beliggenhet og lignende
d) arbeidskraftens og/eller maskiners art og tilstand.

KOPLINGSTID er den tid en ressurs p.g.a. arbeidsmetoden nødvendigvis må vente ved kopling med andre ressurser eller arbeidsoppgaver. (Ventetid p.g.a. "underbemanning" e.l.regnes ikke som koplingstid). Sammen med koplingstid må oppgis:

a) ressurstid med tilhørende oppgaver
b) koplingens art og omfang

TILLEGGSTID er den tid en ressurs forbruker til forberedende, løpende og avsluttende tillegg i form av venting eller uproduktive tidforbruk inntil 1 time i sammenheng i hvert tilfelle.
Sammen med tilleggstid må oppgis:

a) ressurstid med tilhørende oppgaver
b) koplingstid " " "
eller i stedet for a og b:
c) metodetid

AVBRUDDSTID er den tid en ressurs venter eller er ute av drift minst 1 time i sammenheng i hvert tilfelle.
Sammen med avbruudstid må oppgis:

a) driftstid, eventuelt med en ytterligere oppdeling

Hermed er også de øvrige begrep i figur 1 definert, idet:

METODETID = RESSURSTID + KOPLINSTID
DRIFTSTID = METODETID + TILLEGGSTID
TOTALTID = DRIFTSTID + AVBRUUDSTID

En fast underoppdeling av hovedbegrepene er ønskelig. Et mulig system beskrives i det følgende.

Ressurstiden kan først inndeles i hovedgruppene forberedende (1), Løpende (2), og avsluttende arbeid (3). Videre kan disse grupper inndeles i operasjoner, deloperasjoner og eventuelt tempo og deltempo. For en del arbeidsprosesser bør en kunne utarbeide faste metodebeskrivelser og faste definisjoner for inndeling i operasjoner og deloperasjoner.

Ved å nummerere etter desimal-systemet får "ressurstid" en generell oppdeling som vist på fig. 2.

Koplingstiden (hovedgruppe 4) gis oppdeling etter behov.

Tilleggstiden kan først inndeles i hovedgruppene forberedende (5), løpende (6) og avsluttende tillegg (7).

Videre inndeles hovedgruppene i 9 faste undergrupper for en grov klassifisering av mulige årsaker. Innen hver av undergruppene bør så en inndeling fra 01-99 dekke normale behov, tildels med faste definisjoner og tildels for forskjellig bruk fra gang til gang. Generelt får da "tilleggstid" en oppdeling som vist på fig. 3.

Den faste inndeling i 9 undergrupper kan gjøres ut fra følg. stikkord:

1. Produktmodell (tegninger, beskrivelse m.m.)
2. Arbeidsledelse, adm., plan og oppfølging
3. Materialer
4. Maskiner
5. Arbeidere
6. Produksjonsprosess
7. Kontroll
8. Produkt
9. Vær

Stikkordene kan illustreres ved modell som vist på fig. 4.

Som nevnt bør de 9 faste undergrupper tildels ha en fast oppdeling, hvor en benytter enkelte nummer fra 01-99. Slik inndeling blir ikke beskrevet her. Den er imidlertid helt avgjørende for nytten av den grove klassifisering, bl.a. for klargjøring av omfanget for gruppene 1-9.

Avbruddstiden (hovedgruppe 8) inndeles i undergrupper tilsvarende som for tilleggstiden.

Mengdebegrep

Ved økonomiske oppgjør benyttes en rekke forskjellige mengdeenheter. Ulike målemetoder gjør det ofte nødvendig å bruke omregningsfaktorer ut fra praktiske erfaringer. Ved masseflytting ønsker en også å ha mål for lass-størrelser, skuffstørrelser m.m. Her skal kort omtales volumangivelser for masser.

For volum er m^3 grunnbegrepet. Vi må imidlertid for de fleste masser skille mellom forskjellige tilstander. Derav får vi

som hovedinndeling fast (naturlig lagret), løs (løsgjort, under transport) og komprimert (etter utlegging og komprimering). Videre kan måling skje etter teoretiske eller virkelig oppmålte begrensningslinjer. Av ovenstående får en da:

teoretisk fast m^3	m^3_{tf}
" løs m^3	m^3_{tl}
" komprimert m^3	m^3_{tk}
virkelig fast m^3	m^3_{vf}
" løs m^3	m^3_{vl}
" komprimert m^3	m^3_{vk}

For omregning kan brukes:

løsgjøringsfaktor	vl/vf
komprimeringsfaktor	vk/vl
overmassefaktor	vf/tf

Mål for lass- og skuffstørrelser kan også være teoretiske eller virkelige.

Teoretiske volum-mål forutsetter visse begrensningsflater for lasten, med såkalt "strøkent" mål eller med an angitt beregningsmetode for "toppet" mål. Den amerikanske foreningen "Society of Automotive Engineers" har i normene SAE J741a og J742a angitt teoretiske beregningsmetoder for trucker (scrapere o.l.) resp. frontlasterskuffer. "Toppet" mål forutsetter topphelning 1:2 (1:1 for scraper). For gravemaskinskuffer (for- og bakgravere) vil liknende teoretiske mål kunne brukes. Virkelige volummål må derimot i prinsipp omfatte volumet begrenset av lastekasse og lastens overflate (omhyllingsflate), og benevnes m^3_{vl}. Fyllingsgrad blir da m^3_{vl} i forhold til teoretisk strøkent eller toppet volum.

Kapasitetsbegrep

Ut fra de definerte tid- og mengdebegreper fremkommer tilsvarende kapasitetsbegreper, idet KAPASITET = MENGDE : TID. Kapasitetsbegrepene vises i fig. 5.

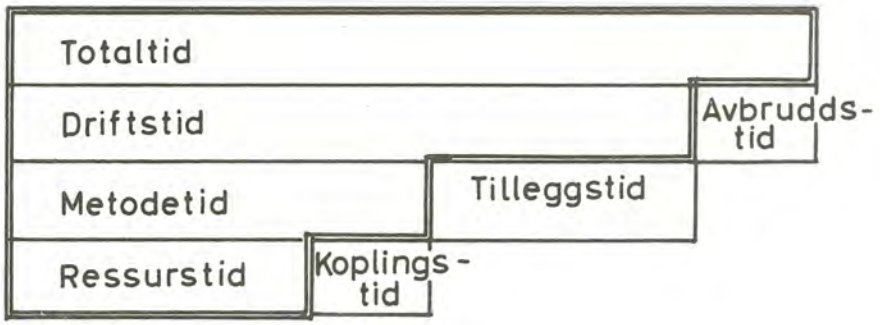
Sammen med kapasitetsangivelsen må mengdebegrepet spesifiseres. En rekke andre faktorer av betydning inngår som før nevnt i beskrivelsen av ressurstid, koplingstid, tilleggstid og avbruddstid. Disse faktorene er av stor betydning for bruk av kapasitetsdata.

Til slutt skal omtales den faktor (under ressurstid) som vedrører materialers art eller karakter. For masser er det da behov for flere inndelinger. Løsmasser behøver en jordartsklassifisering bl.a. ut fra gravetekniske synspunkter, bergarter en inndeling bl.a. ut fra bor- og sprengbarhet, og sprengte masser en inndeling bl.a. ut fra lastetekniske synspunkter.

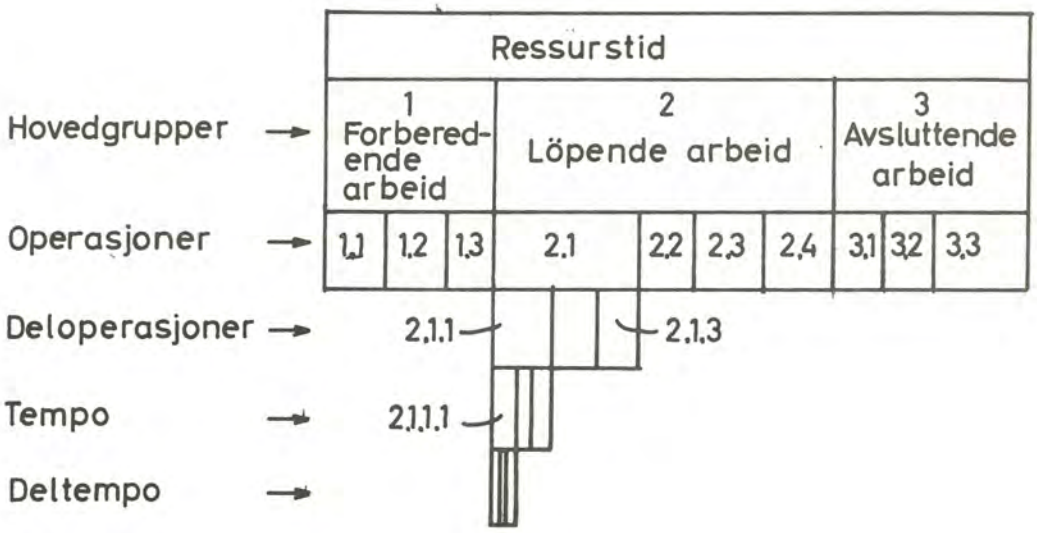
Eksempel på jordartsklassifisering finnes i "Finska Statsrådskomitténs klassificeringsnormer". Bor- og sprengbarhet målt etter definerte metoder kan danne grunnlag for en vurdering av bergarter. Fragmentering eller stykkefall bør være utgangspunkt for inndeling av sprengte masser. Her har "Kungl. Vattenfallsstyrelsen" gjort en inndeling i 5 grupper. Ved møte i "Bergsprängningskommittén" 1963 ble ut fra denne inndeling introdusert begrepet "relativ styckefallskoeffisient".

De punkter som er berørt i dette innlegg er av interesse for mange parter. NBI's produksjonstekniske avdeling mottar gjerne henvendelser med synspunkter.

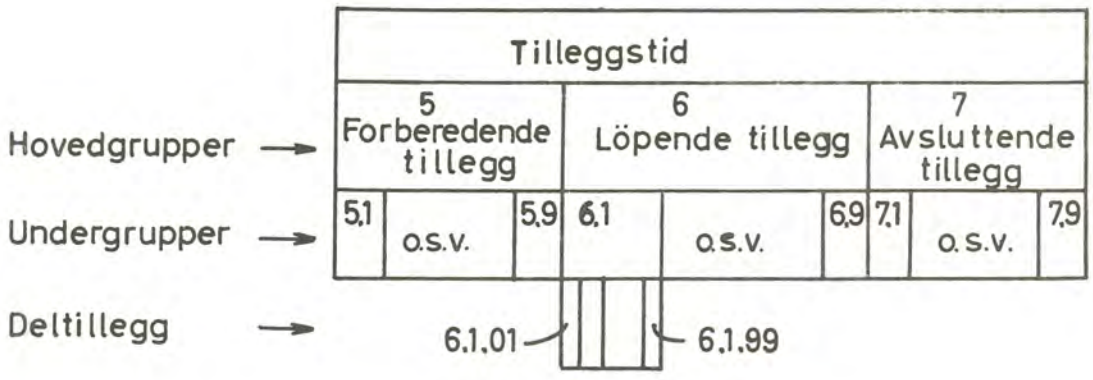
NORGES BYGGFORSKNINGS-INSTITUTT	Kapasitetsbegreper	Arkiv nr. F-404
Datum 18-11-1965	Fig. 1, 2 og 3	Tegn. nr.
		Blad nr.
		Sign.



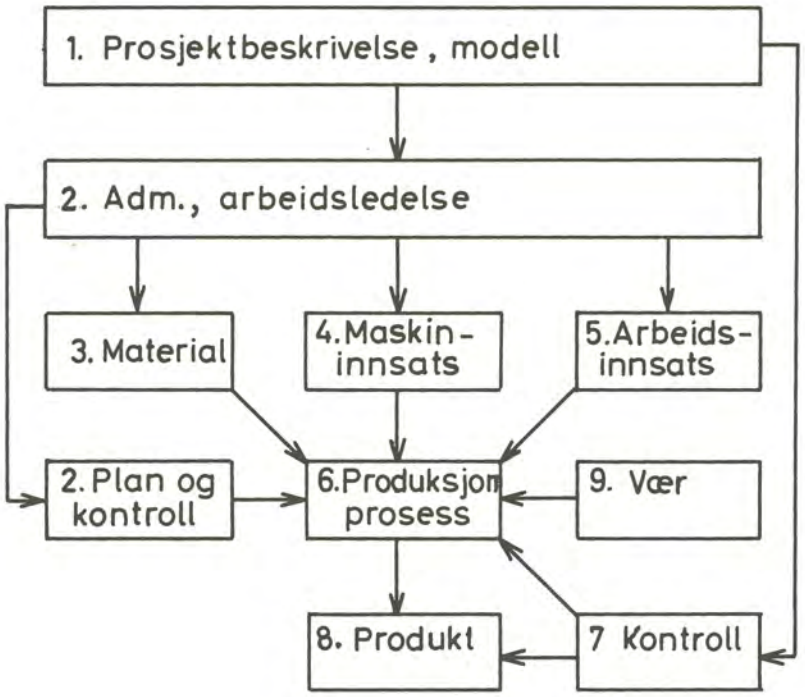
Figur 1



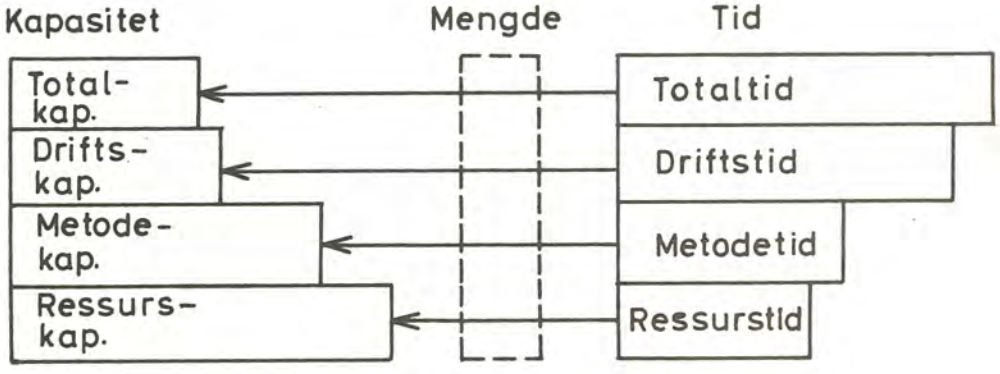
Figur 2



Figur 3



Figur 4



Figur 5