REDAKSJON:
KNUT GARSHOL, ANDERS M. HELTZEN, AMUND MOWINCKEL-AMUNDSEN

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK
GEOTEKNIKK
1978

TAPIR

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK 1978
BERGMEKANIKK 1978
GEOTEKNIKK 1978

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK 1978

Foredrag fra Fjellsprengningskonferansen i Oslo 2. november 1978
Redaktør: Bergingeniør Anders M. Heltzen

BERGMEKANIKK 1978

Foredrag fra Bergmekanikkdagen i Oslo 3. november 1978
Redaktør: Bergingeniør Knut Garsol

GEOTEKNIKK 1978

Foredrag fra Geoteknikkdagen i Oslo 3. november 1978
Redaktør: Siv. ing. Amund Mowinckel-Amundsen

NORSK JORD – OG FJELLTEKNISK FORBUND
TILKNYTTET NIF

TAPIR
1979

FORORD

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

Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk
Norsk Bergmekanikkgruppe
Norsk Geoteknisk Forening.

Den viktigste oppgaven for forbundet er å koordinere virksomheten for de tre foreningene til beste for deres ca. 850 medlemmer. Fjellsprengningskonferansen, Bergmekanikkdagen og Geoteknikkdagen som et felles arrangement er et resultat av denne koordinerende virksomheten.

Det er foredragene fra dette arrangementet som ble avviklet i Oslo 2. og 3. november 1978, som blir presentert i denne boken. Boken inngår som en del av kursavgiften og blir automatisk sendt til deltakerne. Salget av boken er overlatt til Tapir.

En redaksjonskomite med en redaktør for hver fagdel har gått igjennom og tildels bearbeidet manuskriptene. Figurtallet er for mange av foredragene redusert. Det samme gjelder også for et fåtall av de innleverte manuskripter. Meninger og synspunkter som fremlegges i den enkelte artikkel, står helt og fullt ut for forfatterens egen regning.

Redaktørene vil gjerne få takke foredragsholderne for arbeidet med manuskripter og figurer.

På arrangørenes og egne vegne håper vi at boken vil gi nyttige opplysninger som kan komme fremtidige prosjekter til gode.

Oslo i mars måned 1979.

Knut Garshol *Anders M. Heltzen* *Amund Mowinckel-Amundsen*

DEL I: FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

Sivilingeniør Egil Vedner:
VELKOMSTTALE

1. Bergingeniør A. M. Heltzen:
VIDEREFØRING AV INFORMASJON . . . . . 2 sider

2. Sivilingeniør Jørn-Tore Glomnes:
OPPLEGG OG ERFARINGER FRA TERSKELSPREGNINGER VED SARP KRAFTVERK . . . . . 12 sider

3. Sivilingeniør Thorbjørn Herre:
TERSKELSPRENGNINGER VED BINGFOSS KRAFTVERK . . . . . 3 sider

4. Sivilingeniør Finn Knutson:
DAGBRUDDSDRIFT
ERFARINGER MED PRODUKSJON OG LADING DIREKTE I BORHULL 2 sider

5. Bergingeniør Edgar Leistad:
NITROGLYSERINFRIE SPRENGSTOFFER I SMÅ OG MELLOMSTORE HULLDIAMETERE – ERFARINGER FRA PRODUKSJON OG BRUK 7 sider

6. Siv. ing. Erik Koll Larssen:
FORHOLD SOM PÅVIRKER DE SPRENGNINGSTEKNISKE EGENSKAPER TIL AMMONIUMNITRAT–OLJE SPRENGSTOFF (ANFO) 11 sider

7. Bergingeniør John Utsi:
SLETTSPRENGNING OG RENSK AV HØYE DAGBRUDDSVEGGER . . . 6 sider

8. Ingeniør Per M. Nilsen:
ERFARINGER MED HYDRAULBORING: . . . . . 4 sider

9. Siviling. O. T. Blindheim:
FORSØK MED VANNJET I NORSKE BERGARTER . . . . . 8 sider

10. Siviling. O. T. Blindheim:
ERFARINGER FRA DRIFT AV TUNNELER MED DIAMETERE 6 - 7 M I USA . . . . . 9 sider

11. Bergingeniør Arnulf M. Hansen:
FULLPROFILBORING AV TUNNEL. ERFARINGER FRA EIDFJORDANLEGGENE . . . . . 5 sider

12. Siviling. Odd G. Askilsrud:
ERFARINGER FRA AURLAND . . . . . 7 sider

13. Siviling. Torstein Lange Larssen:
ERFARINGER FRA STREKNINGEN MAJORSTUA – TORSHOV . . . . . 9 sider

14. Sivilingeniør Thor Skjeggedal:
FULLPROFILBORING: ERFARINGER FRA KJØPSVIK OG BÆRUM . . . 6 sider

DEL II: BERGMEKANIKK OG GEOTEKNIKK

FELLESSESJONEN

15. Overingeniør Egil Lundbrekke:
PROSJEKTERING OG BYGGING AV UNDERSJØISKE VEGTUNNELER...11 sider

16. Overingeniør Tor Erik Frydenlund:
GEOFYSISKE FORUNDERSØKELSER FOR UNDERSJØISKE VEGTUNNELER I FJELL . . . . . 15 sider

17. Dr. ing. Reidar Lien:
Siv. ing. Knut Garshol:
UNDERSJØISK TUNNEL RAFNES – HERØYA . . . . . 7 sider

18. Sivilingeniør John H. Creed M. Sc.:
SENKETUNNELER – TUNNELER LAGT I SJØBUNN. . . . . 8 sider

19. Sivilingeniør Arnulf Arild:
FORSLAG TIL DYKKET FLYTENDE RØRBRO. . . . . 8 sider

BERGMEKANIKKDAGEN

Dr. ing. Einar Broch, Geologisk Institutt, NTH, formann i Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund:
ÅPNINGSTALE . . . . . .

20. Nick Barton and Harald Hansteen:
LARGE UNDERGROUND OPENINGS AT SHALLOW DEPTH: COMPARISON OF DEFORMATION MAGNITUDES FROM JOINTED MODELS AND LINEAR ELASTIC F.E. ANALYSES . . . . . 30 sider

21. Bergingeniør A. M. Heltzen:
SPRØYTEBETONG PÅ SPRAKEFJELL. . . . . 8 sider

22. Bergingeniør Steinar Lund:
PRAKTISK BRUK AV BERGMEKANIKK VED NORSK NEFELIN. . . . . 7 sider

23. Gregg E. Korbin:
PREREINFORCEMENT AND REINFORCEMENT IN UNDERGROUND OPENINGS PERFORMANCE AND DESIGN CONSIDERATIONS. . . . . 31 sider

24. Avdelingsingeniør Jan Ask Andersen:
KORROSJON AV FJELLBOLTER . . . . . 12 sider

25. Siviling. Per Heimli:
FORANKRING MED KABELSTAG. . . . . 10 sider

26. Overingeniør Ola Jegleim:
ERFARINGER MED POLYESTERFORANKREDE BOLTER I VEGVESENET. . . . . 6 sider

GEOTEKNIKKDAGEN

27. Overingeniør Arild Aa. Andresen:
BORING I FAST OG STEINHOLDIGE MASSER . . . . . 27 sider

28. Civilingeniør Finn Schaarup:
SALLINGSUNDBROENS FUNDERING. . . . . 24 sider

29. Overingeniør Nils Rygg:
HØYE FYLLINGER AV LEIRE . . . . . 10 sider

30. Sivilingeniør Bjørn Finborud:
VEIBYGGING PÅ FILIPPINENE: HØYE FYLLINGER PÅ BLØT LEIRE. 17 sider

FJELLSPRENGNINGSKONFERANSEN 1978

VELKOMSTTALE

Formannen i Norsk Forening for Fjallsprengningsteknikk
Sivilingeniør Egil Vedner

Ærede gjester fra inn og utland – foredragsholdere – mine herrer – og dame.

På vegne av Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk, ønskes dere alle velkommen til årets Fjellsprengningskonferanse – den 15. i rekken.

I dagens Norge strir vi alle med store økonomiske problemer, også i de bransjer vår forening representerer. Våre gruver og bergverk sliter med nedleggelser og avsetningsproblemer, våre vassdragsutbyggere utsetter planer, og bevilgninger nedskjæres. Politikerene forandrer beslutninger etter vær og vind.

Entreprenørene har mye å gjøre, men slåss med lave priser og liten fortjeneste.

Konsulenter og maskinleverandører er det mange av, og de vil gjerne være med der det skjer noe, med sine produkter og tjenester, og har også mer å gjøre enn noen gang. Det er en noe ny og vanskelig situasjon vi står overfor etter mange år i stor velstand.

Det sies av kjente økonomer, at kun de firmaer som er i stand til å gjøre mer med samme antall folk eller færre, vil greie seg igjennom de første 1980-årene.

Med andre ord må vi bli mer effektive og kanskje også gå inn for mer automatisering.

Kanskje Fjellsprengningskonferansen i år kan gi oss tips om hvordan vi kan gjøre ting annerledes og bedre. Vi håper at vi har fått med en del interessante emner. Egentlig kan man vel si at programmet er lagt opp som en fortsettelse av fjorårets, der vi tok for oss en del nyheter vedrørende boring med hydrauliske maskiner, og ikke minst bruk av rotasjonsbormaskiner i harde bergarter. I år håper vi å få frem erfaringer fra en del av de anlegg der dette utstyr har vært i bruk.

Konferansen kan derfor deles i følgende emner:

1) Erfariner ved forskjellige sprengningsobjekter. – Nytt om sprengstoffer !!
2) Nytt om boreutstyr og
3) Erfaringer fra fullprofilboring !

Vi håper konferansen vil bli gjennomført i god gammel stil, på tross av at en viss monopolinstitusjon har skapt uanede problemer for arrangørene vedrørende gjennomføringen av en spesiell del av konferansen.

Før jeg gir ordet nok en gang til vår møteleder Anders Heltzen, vil jeg få opplyse at Foreningen har engasjert seg i planlegging av nordisk konferanse i Oslo om bruk av undergrunden i 1979. Konferansen vil ta sikte på planleggere og potensielle brukere av fjellrom. Norsk Jord og Fjellteknisk Forbund vil stå som arrangører av tiltaket.

Med dette ærklærer jeg den 15. Fjellsprengningskonferansen for åpnet.

Ordet er ditt Anders Heltzen !

VIDEREFØRING AV INFORMASJON.

Av bergingeniør A. M. Heltzen, Institutt for fjellsprengningsteknikk.

Uten å komme inn på nytten vi har av den informasjonen vi får her eller andre steder, vil jeg stille spørsmålet: I hvor stor utstrekning lykkes vi i å bringe vår tekniske viten og nye erfaringer videre til de som skal omsette dem i praksis, d.v.s. til arbeidsgjengene på stuff eller pall?

I hvilken grad oppstår der mot vår vilje og målsetting en større og større kløft mellom oss teknisk skolerte og de som skal utføre jobben?

Skal vi bidra til en bedre teknikk- bedre både arbeidsmessig og økonomisk, må vi ha arbeiderne med oss. Vi må informere slik at det fenger, og gjenta vår informasjon så lenge at den blir forstått. Vår konferanse, tekniske kurs og symposier har god tilslutning, og mange gode forsetter blir sikkert fattet med inspirasjon i det som foredras og diskuteres, men hva med vår aktivitet når vi er hjemme hos oss selv? Alle har vi det samme problem, i forskningsinstitutter, anlegg og bergverk.

Den som etterhvert har fått noen praksisår bak seg, vil naturlig spørre: Var kommunikasjonen mellom ingeniøren og arbeideren bedre før enn nu? Å bruke ordet 'før' her, vil vel avkreve et klarere begrep. Jeg vil derfor prøve å se på forholdene slik jeg husker de fra mine år som ingeniør ved Rødsand Gruber, Kongsberg Sølvverk, Mofjellet Gruver og Sulitjelma d.v.s. fra 1948 – 1959. La det være sagt med en gang. Ingen steder foregikk noen organisert opplæring av vanlige arbeidere. Tilbudet til etterutdannelse av ingeniørene og teknisk personale ellers var minimal. Det kunne være en studietur til et annet bergverk en sjelden gang. I heldigste fall en rundreise utenlands for de dyktigste. Dette munner ut i at de informasjonene vi tok imot, og som vi kunne gi videre, på langt nær var av et slikt omfang som idag. Hvordan kunne en likevel i denne perioden bringe teknikken så mange betydelige skritt videre? Hvordan klarte en å få alt dette nymotens akseptert av folkene? Jeg tror jeg vet et svar ut fra mine egne erfaringer. Den personlige kontakten mellom ingeniøren, formannen, stigeren og arbeideren var kanskje sterkere.

Informasjon ved stuffen eller på arbeidsstedet som en gjensidig utveksling av tanker og erfaringer var i mange tilfeller en naturlig del av den felles læreprosess begge parter befant seg midt oppe i. En tok seg tid – på begge hold. Ingeniøren gikk på jevnlige besøk og ga seg tid til å drøfte problem. Det var en selvfølge at minereren slo av boremaskin og la annet verktøy tilside – iblandt for å være med på en god historie eller for en faglig diskusjon om tekniske og arbeidsmessige forbedringer. Det var ikke bare den unge ingeniøren som kom på besøk. Den eldre, oftest overordnete ingeniøren tok seg også tid til å besøke arbeidsplassen for å se, rettlede og høre.

Den direkte kontakten mellom ingeniøren, formannen og stuffmannen eller maskinkjøreren tror jeg er blitt dårligere etterhvert. Mye skyldes opplagt den fullstendige mekaniseringen og det høyt oppdrevne tempoet som vi opplever idag. De forholdene blir ikke bedre. Derfor er infomasjonsmulighetene via direkte kontakt på arbeidsstedet ikke slik de var og representerer heller ikke noe aktuelt alternativ til forbedret kunnskapsformidling. Vi må finne andre veier. – Men først – hvor står vi?

Via interesseorganisasjonene som Entreprenørenes Landssammenslutning, Bergverkenes Landssammenslutning og arbeidstakernes organisasjoner som Norsk Arbeidsmandsforbund og Norsk Bygningsindustriarbeiderforbund skjer der i en ganske stor utstrekning en bevisst fagrettet opplæring. Det kan her være på sin plass å nevne Entreprenørenes kranførerkurs, og sammenslutningens aktive deltakelse i forberedelsene til den nye opplæringen av skytebaser, eller LO's og NAF's engasjement i opplæring i vernerutiner for arbeidere i våre bransjer. Intern kursvirksomhet skjer også innen firmaer. Den omfattende kursvirksomheten til Statens Teknologiske Institutt må spesielt fremheves.

I forhold til tidligere år har det utvilsomt skjedd en betydelig økning av praktiske kurstilbud for ansatte med ulike arbeidsoppgaver innen bedriftene. Det er det med kurs – det fordrer stort sett at en er borte fra jobben – med produksjonstap og direkteutlegg til følge.

Et utvalg av entreprenører og bergverk fikk seg tilsent et spørreskjema hvor det ble bedt om opplysninger om den interne informasjonen i de ulike firma. Det kom inn svar fra 6 enreprenørbedrifter og 6 bergverk.

I spørsmål lød: *Er der informasjonssammenkomster mellom stedlig eller sentral arbeidsledelse og baser/arbeidere på anlegget om prosesser som direkte berører arbeidet som er i gang?*

For begge gruppene fordeler svarene seg med 50% på ja og delvis.

Spørsmål 2: *Er der informasjonssammenkomster for å belyse emner for en mer generell høyning av kunnskapsnivået?*

Her har 2 av bergverkene svart ja, 3 delvis og et ikke, mens av entreprenørene svarer 5 delvis. Delvis vil for entreprenørene si at det kan være ja-svar for enkelte anlegg. En sammenligning med bergverkene vil derfor halte.

Spørsmål 3: *Har det vært ytret ønske fra ledelsens side om slike informasjonssammenkomster?*

Her er ja svar fra 5 bergverk og 4 entreprenører.

Spørsmål 4: *Har det vært ytret ønske fra arbeidernes side om slike informasjonssammenkomster?*

Svarene her er interessante. Mens 5 av bergverkene svarer ja, er det bare en entreprenør som svarer ja, en delvis og resten nei. En kan gjøre seg sine refleksjoner. Anleggsarbeideren har jevnt over et mer jag over jobben enn gruvearbeideren. Dette forklarer kanskje noe av ulikheten. Den stadige skiftingen av arbeidsplassen er nok også et viktig moment. Nu skal en ikke se bort fra at der rundt på mange anlegg er en usedvanlig god kontakt mellom ledere og arbeidere, og at en gjennom denne kontakten oppnår en ikke ubetydelig kunnskapsformidling.

Hvor det er informasjonsmønster, foregår disse alt overveiende i arbeidstiden. I noen tilfeller skjer det både i arbeidstid og i fritid. Det er vel ikke urimelig at når det dreier seg om personlig opplæring, bør en del av fritiden kunne disponeres til dette formålet.

Ut fra de innhentede opplysninger er der ved anleggene og bergverkene jevnt over personell som er faglig dyktige og innsiktsfulle nok til å kunne gi en tilfredstillende informasjon om de aller fleste ledd i arbeids- og produksjonsprosessene.

Vi har knapphet på tid de aller fleste av oss. Det er derfor tiden og ikke viljen til et bedre informasjonsopplegg det hele som oftest står på.

Møter og sammenkomster som dreier seg om miljø, vernearbeide og den generelle arbeidssituasjon blir det mer og mer av. Kontakt om arbeidssituasjonen er en dyd av nødvendighet, men går denne type møter ut over den tekniske informasjonsvirksomheten?

Det må være en balanse her. Teknikken er tross alt grunnlaget vi skal bygge på.

OPPLEGG OG ERFARINGER FRA TERSKELSPRENGNINGER VED SARP KRAFTVERK

Sarp Hydro-electricity plant - underwater blasting.

Sivilingeniør Jørn-Tore Glomnes, Ingeniør Thor Furuholmen A/S.

SAMMENDRAG

For å åpne vannveien gjennom kraftstasjonen ved Sarp kraftverk ble tersklene med fangdammene sprengt i inntaks- og utløpskanalen, henholdsvis ca. 1900 m^3 og 1600 m^3

Sprengningene ble foretatt med stengte luker og vannfylt grop. Hensynet til nærliggende bebyggelse og tilleggslaster på luker og varegrinder var bestemmende for dimensjoneringen av salvene. Foredraget gir en oversikt av beregningsgrunnlaget, dekningsmetoden og praktisk utførsel av arbeidene.

SUMMARY

To open the waterway for the turbinoperation at Sarp powerplant, one had to excavate the cofferdam sills and cofferdams at the intake- and outlet channel. 1900 m^3 and 1600 m^3 respectively.

The blasting had to take place with closed gates and water between gates and cofferdams. The dimensionering of the rounds had to take into account the nearly buildings and structures, and excessive pressure on gates and trashracks. This review gives the basis for calculations for the rounds, - method of shielding and the practical performance of the excavation.

1. Presentasjon

Sarp Kraftverk ble satt i drift i april 1978 etter en byggetid på vel 3 år. For å åpne vannveien til og fra Glomma gjennom kraftstasjonen, måtte tersklene og fangdammene i inntaks- og avløpskanalene fjernes, Fig.2.1. Sprengningene måtte foretas mens det fremdeles foregikk arbeider i kraftstasjonen - da massene skulle fjernes før kraftverket kunne settes i drift. Derfor var det en forutsetning at lukene var stengt under salveskytingen.

En nærmere presentasjon av Sarp Kraftverk finnes hos siviling. Harald Hauge, Fjellsprengningskonferansen 1976.

2. Stedlige forhold

Løsmassene over tersklene var fjernet tidligere. Kanalen i Glomma var ferdigsprengt vinteren 1977. Fjellprofiler forelå, og en var kjent med at fjellforholdene var gode - uten stor risiko for større vannlekasjer.

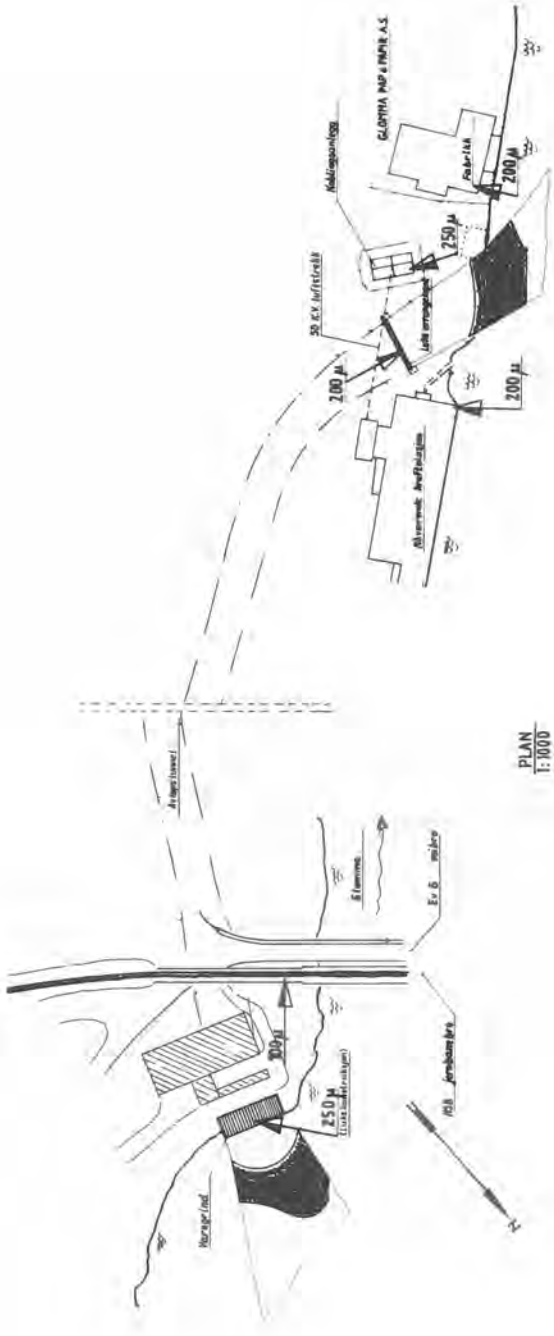


Fig. 2.1 Oversikt over Sarp Kraftverk. Antatte amplituder ifra sprengning av terskler er angitt med pil.

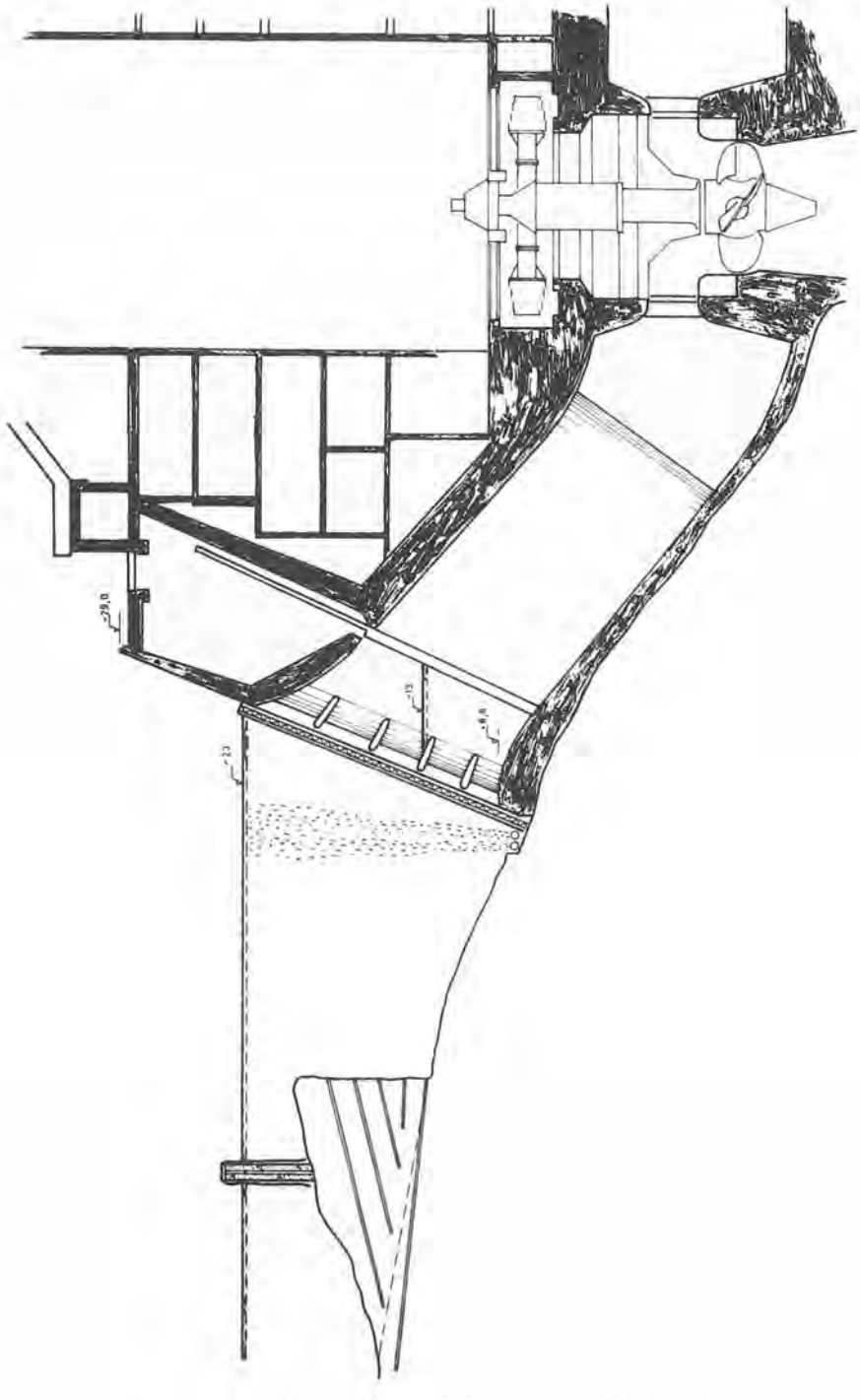


Fig. 2.2 Inntaket med terskel, fangdam, trykkluftgardin og beskyttede luker.

Salvene var beregnet til 1900 m^3 i inntaket med en stuff på ca. 250 m^2, - og ca.1600 m^3 i utløpet. Minste avstand til luker ca.25 m.

3. Planlegging

Planleggingen av salvene måtte ta hensyn til:

1) Tilleggsbelastning på luker og varegrinder p.g.a. trykkstøt.
2) Rystelser.
3) Fragmentering.
4) Sprut.

Institutt for fjellsprengningsteknikk fikk allerede på prosjekteringsstadiet i oppdrag å løse de sprengningstekniske problemer for byggherren, og ut fra rystelseskriteriet ble max ladningsmengde satt til 150 kg/tenner for tersklene. Omtalt av siviling. Hauge 1976. Det viste seg at fra leverandørenes side var lukene beregnet for høyst 20 m vanntrykk med normal sikkerhet. Med vannfylt grop og uten ekstra forordninger kunne den foreslåtte salve føre til trykkstøt på lukene tilsvarende 90 m vanntrykk.

Da det alltid er usikkerhet forbundet med en slik sprengning som denne, og da det er store verdier som kan bli ødelagt, ble følgene sikringstiltak vedtatt.

Tillatt ladning:	Terskel	80 kg pr. tenner
	Fangdam	20 kg pr. tenner

3.1 Inntak

Tetting av varegrind.
Vannfylt grop mellom terskel og varegrind.
Redusert vannstand mellom varegrind og luke.
Luftgardin.
Dekning av fangdam og topp terskel. Fig. 2.2.

3.2 Utløpsterskel.

Vannfylt grop.
Dekning av luke.
Luftgardin.
Dekning av terskel med matter.
Avstand til lukene var her større, slik at det var sprut man var mest opptatt av.

4. Beregninger.

Det ble foretatt beregninger for antatte tilleggslaster som kan oppstå under sprengningen, – samt tilleggslast som kan tillates på luker og varegrinder.

Under forhold som nevnt og med følgende forutsetninger:

Tabell 1		1	2	3
Refleksjonskoeffisient, impuls	$Ø_I$	4	2	1,7
" trykk	$Ø_p$	3	1	1,3
Dempningsfaktor trykk	D	0,1	1	1,2

Koefisientene er målt bl. a. ved V.H.L.

Det viste seg at varegrindene var mest utsatte for skader p. g.a. trykkstøt. Disse er konstruert svakere oppe enn nede, og påkjenningene er derfor beregnet både i bunn og topp og ved øverste flyndre, Fig.2.3.

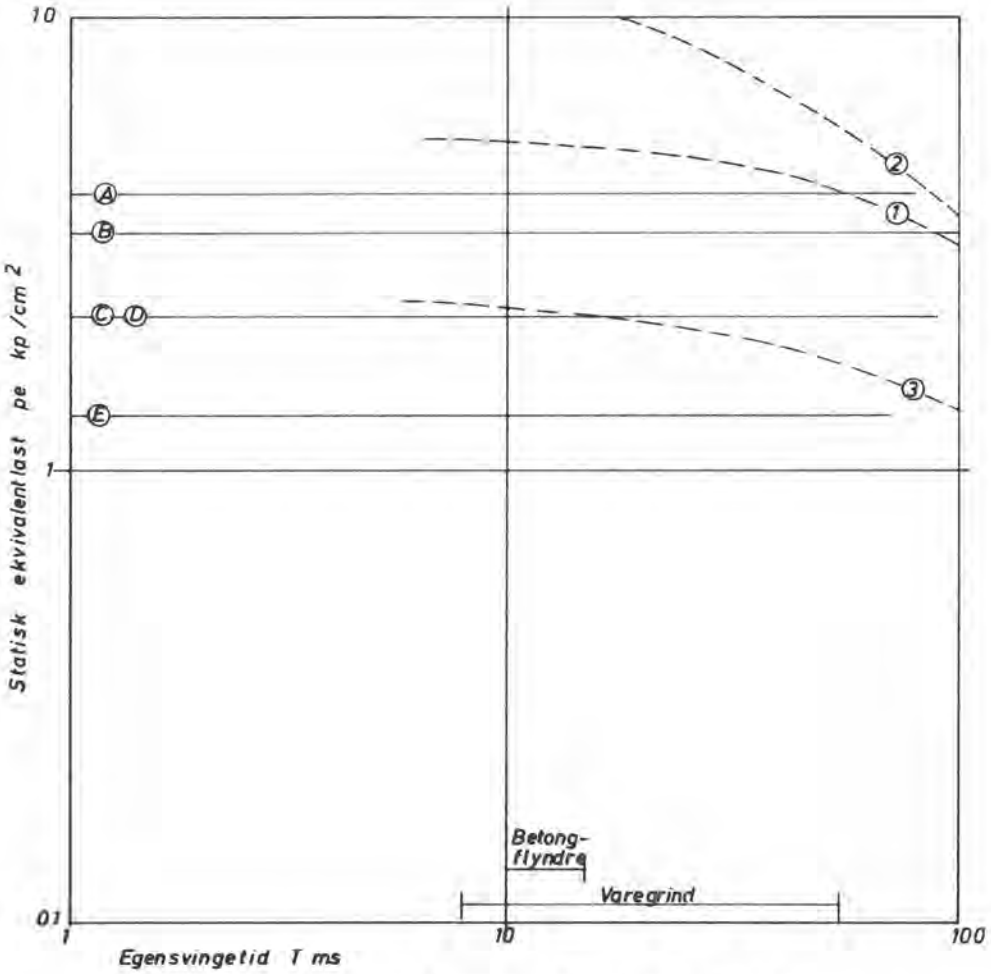


Fig 2.3 Inntak - terskelsprengning. Påkjenning varegrinder.

Tilleggslasten fra sprengningene blir minst øverst. Det var derfor rimelig å tro at kurve 1 viser forholdene i topp og kurve 3 i bunn.

Diagrammet viser også at tilleggsbelastningene kunne overstige det varegrinden kan ta opp, dvs. en begynnende flytning og brudd.

Belastningene er kortvarige, og derfor antok man at skadene ville bli små. Man antok videre at med mindre det skulle skje noe uforutsett med sprengningene, ville varegrindene ikke få større skader enn at de var fullt brukbare.

Diagram, Fig. 2.4 viser resultatene fra beregningene for inntakslukene.

En kan her se at det kun er under de ugunstigste forhold at trykkstøtene vil overstige

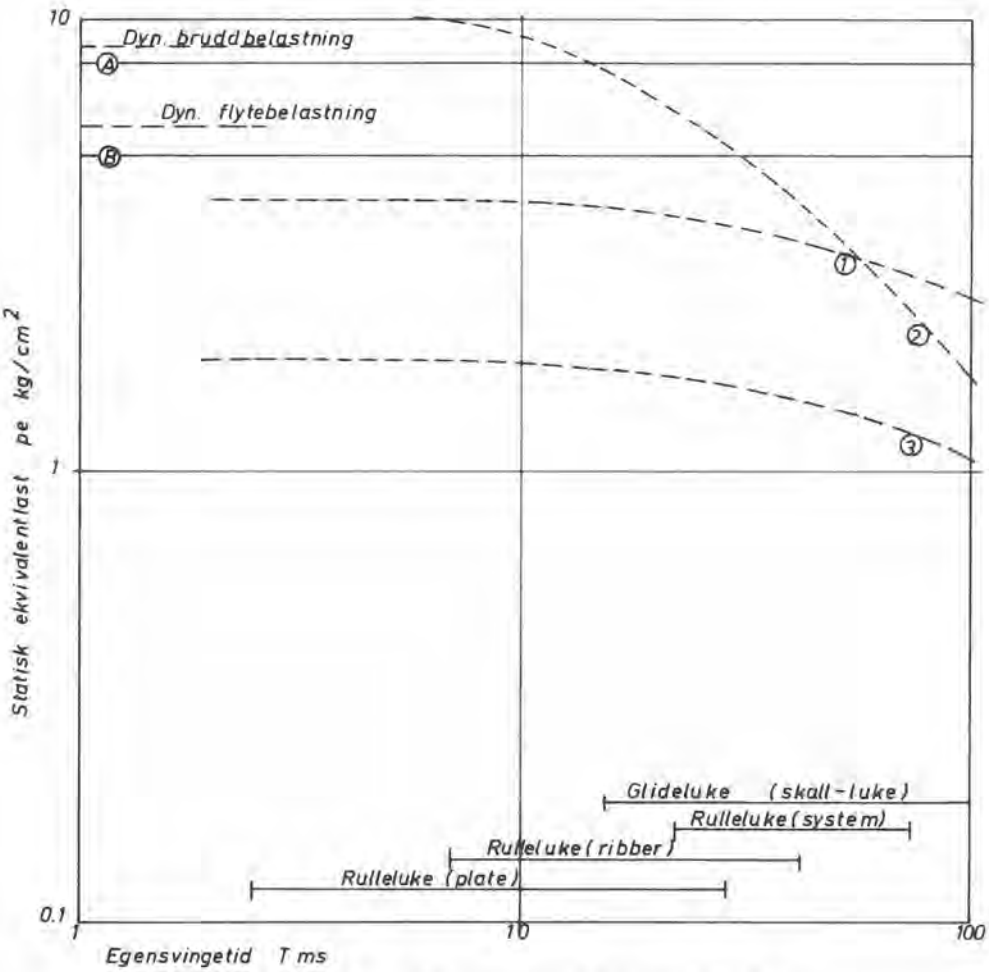


Fig. 2.4 Inntak - terskelsprengning. Påkjenning på luker.

lukenes bruddbelastning 8kp/cm^2. Man antok videre at p.g.a. det reduserte vanntrykket foran lukene ville forholdene være gunstige - som vist i kurve 3.

5. Sikkerhetstiltak

Det ble lagt ned mye arbeid og penger i å beskytte varegrinder og luker.

5.1 Inntaket

Utenpå varegrind ble det lagt en vegg av 2 x 4" pløyd plank, 20 cm expandert polyuretanskum, videre 2 x 4" plank og det hele dekket med tømmer. Veggen ble gjort tett med armert plastfolie. Fig. 2.5. Fangdammen og toppen av terskelen ble dekket med „Borregårdsduk", kassert duk fra papirmaskinene. Den er seig, tung og trekker mye vann, og egner seg for dekking mot småsprut. Denne ble hengt løs over fangdammen.

Pukk ble fyllt opp foran varegrindterskelen til en høyde av ca. 2 m. Denne hadde en tosidig oppgave, nemlig å ta imot for sprut og redusere grabbedybden.

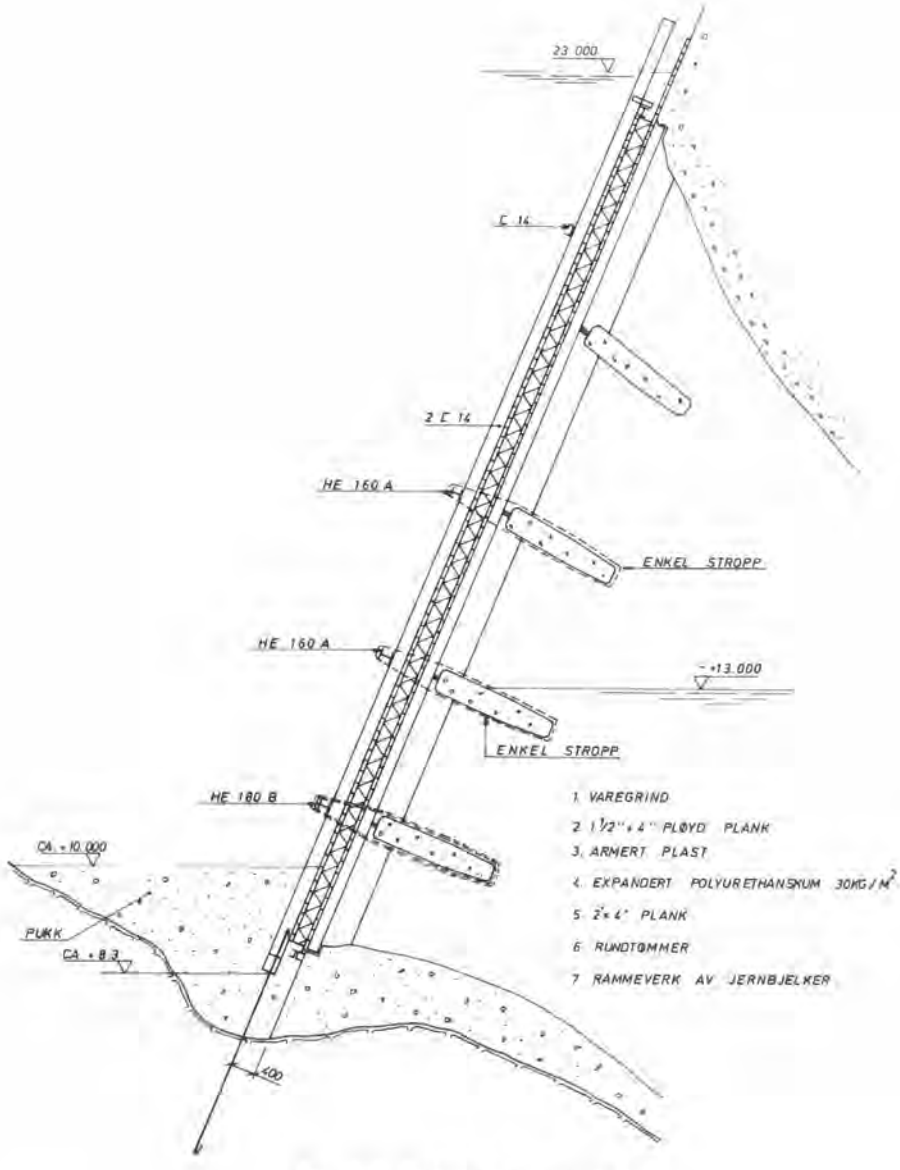


Fig. 2.5 Dekning av varegrind.

5.2 Utløpet

Polyuretanskummet ble festet direkte på lukene. Fig. 2.6 Borregårdsfilt og skytematter over topp terskel og festet med wirenett.

5.3 Luftgardin

Denne ble laget av 2 stk 2" plastslange, med hull d = 1,0 mm i en avstand av 2,5 mm i 2 rekker, luftforbruk 40 m^3.

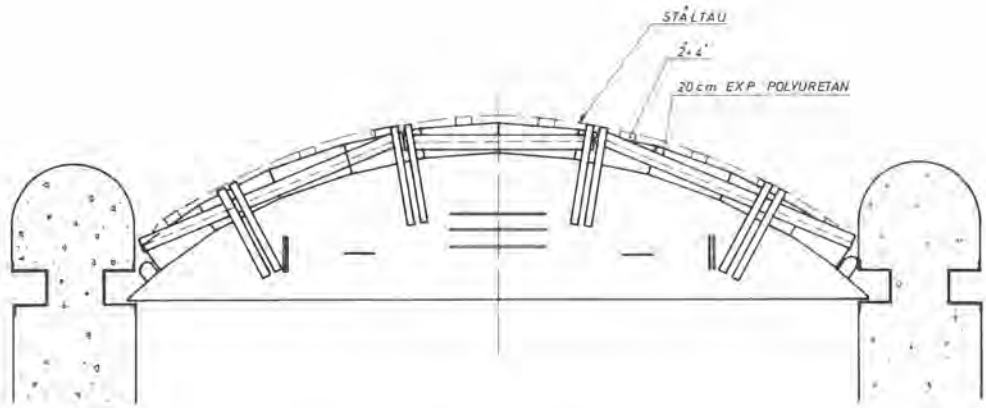


Fig. 2.6 Dekning av luke i avløp.

6. Sprengning

6.1 Inntak

Fangdammen var her slått ned til kote ca. 24, og stuffen rettet opp og borplan for salven laget. Fig. 2.7. Ved bestemmelse av hullavstand og forsetning gikk en ut fra den ønskede ladningsmengde en kunne oppnå pr. 1m hull og begrensningen pr. tenner nr.

Under byggingen av fangdammen ble det innstøpt rør med c/c 65 cm. Terskelen ble boret innenfra med liggere. Til boringen ble det nyttet en Rock 701 og 2 1/2" kroner. Borhullene hadde et fall på 15° bortsett fra liggerasten som fulgte stigningen på kanalbunnen.

For å få en nøyaktig boring ble en basislinje trukket opp foran stuff og en annen lengre bak denne, og ved hjelp av profilen av salven ble borhullslengdene utmålt og retning angitt.

For salven ble det nyttet Extra Dynamitt

22 x 200 mm i fangdam
40 x 600 mm i liggerrasten
35 x 600 mm i de øvrige hull

Tenning: VA - OD tennere 1 stk pr. borhull i fangdam og 2 stk pr. hull i terskel.
Tennerne var forsynt med så lange ledninger at koblingen hang tørt på fangdam.
Tenneapparatet CI - A700 ble brukt for initiering av salven.
Sprengstoff - forbruk: 1,03 kg/m^3 fast fjell

6.2 Utløp

I utløpet ble fangdammen sprengt ned i sin helhet før terskelen. Forøvrig samme prosedyre som, for inntaksterskelen.

Sprengstoff-forbruk: 0,86 kg/m^3 fast fjell

7. Fjerning av masser

Til fjerning av utslagssalvene ble det nyttet en Brøyt X4T med forlenget stikke og 5 - skålet appelsingrabb med volum 1 m^3. Denne ble brukt til en dybde av 11 m. Senere ble denne i inntaket skiftet ut med wiregrabb for å nå ned til bunn. Noe av massene ble fjernet ved skuffegraving. All grabbing er utført fra flåte bestående av 10 stk „Selmerpontonger".

I inntaket ble massene flyttet flere ganger før den kunne lastes opp på land av en stor gravemaskin. Da wiregrabben ble tatt i bruk, ble massen levert i lekter. I avløpet derimot ble det lagt

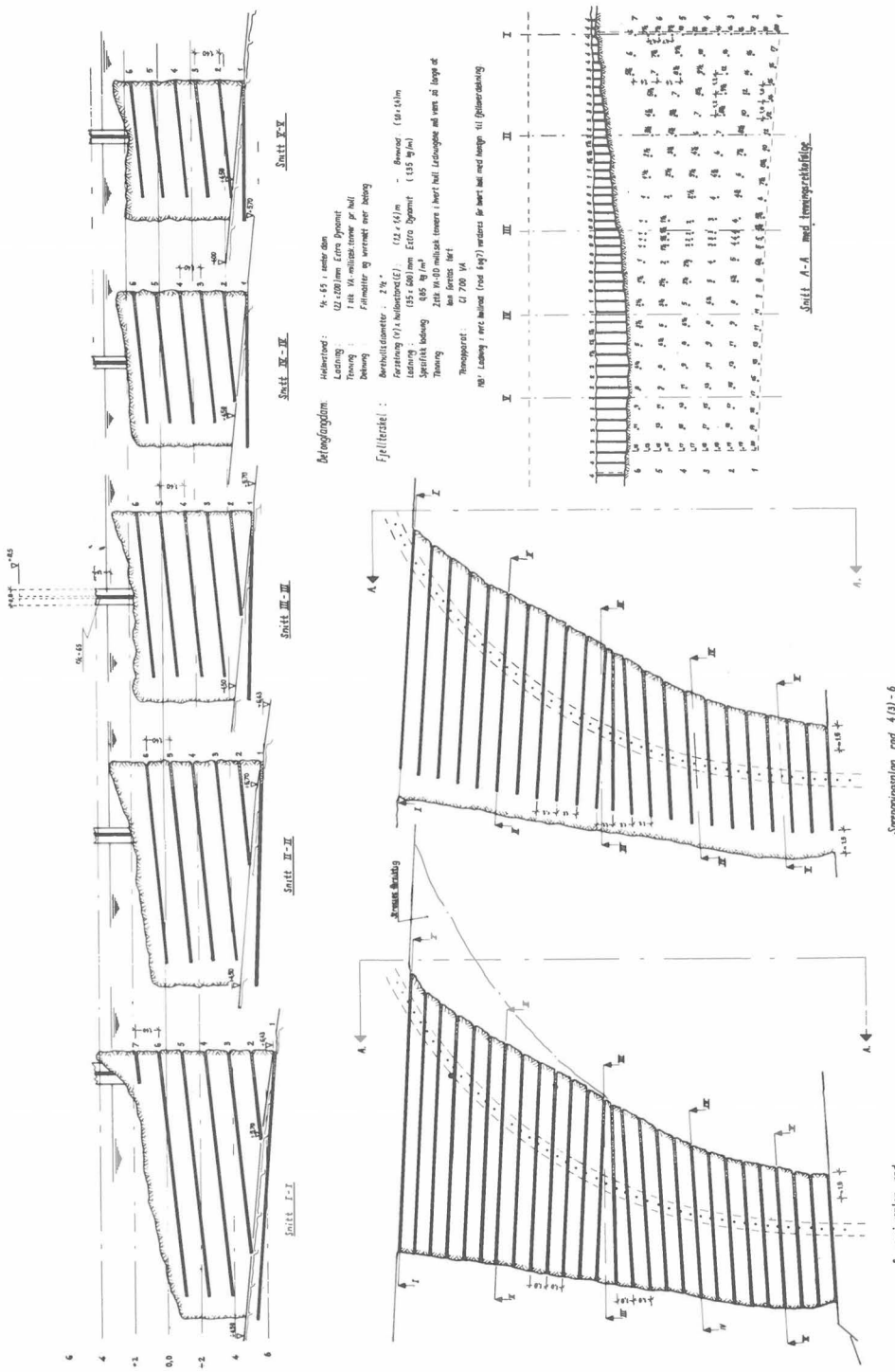


Fig. 2.7 Sprengningsplan for inntaksterskel.

ut kjørebru av 5 stk Duofloat med dekke av kjørelemmer som massen ble grabbet inn på. Herifra ble massene lastet og båret i land av 10T hjullaster.

Ut fra lasstelling ble det grabbet 4700 m^3 løsmasse i inntaket og 4900 m^3 i avløpet.Det er her å merke at forskjellen i mengde fra salvene målt i fast m^3 er at stuffene ble rettet opp innenfra før terskelskytingen, og massene ble liggende i gropa til skytingen av tersklene. I utløpet lå der også masser igjen fra kanalsprengningen vinteren før.

Driftsresultat

Tabell 2

	Inntak 11 uker		Avløp 6 uker		Inntak + avløp	
	Timer	%	Timer	%	Timer	%
Grabbing	602	69	288	57	890	64
Rep. under grabbing	145	17	11	2	156	11
Venting under grabbing	11	1	39	8	50	4
Graving	100	11	103	20	203	15
Rep. under graving	15	2	22	5	37	3
Venting under graving	0		42	8	42	3
	873	100	505	100	1378	100

Grabbing inkluderer: Dieselfylling, daglig vedlikehold og flåteforflytning.
Reparasjoner " : Den tid maskinen ikke kunne benyttes p.g.a. maskinelt avbrudd.
Venting " : Hovedsakelig blokksprengning.

Målepkt.	Ufiltrert	Gjennom lavpassfilter				
		100 Hz	50 Hz	20 Hz	10 Hz	5 Hz
A.1	285 μ S	152	109	85	43	18
A.2	210	115	79	55	24	10
A.3	225	120	79	49	24	18
B.2	330	109	85	24	12	0
B.3	285	85	85	30	15	0
C.1	255	85	60	30	12	0
C.2	260	67	60	36	12	0

Tallene angir μ S. = 10^{-6} mm/mm

Fig. 2.8 Maks. deformasjoner målt på inntaksluken.

Kapasiteter

I inntaket antar en at i gjennomsnitt ble all masse lempet 2 ganger, og vi får da en time-kapasitet her på 12 lm^3/t, mens i avløpet er der en kapasitet på 16 lm^3/t. Toppkapasitet over det beste skiftet var 35 lm^3/t.

Massene både i inntak og avløp var finskutt og velegnet for grabbing. Det må tilføyes at rensk mot fjell er tidkrevende, og at i utløpet ble det rensket ialt 1100 m^2. Kapasiteten avtar noe i dybden, men blir spesielt merkbar ved vanndybder over 10 m, da mindre arbeidsområder gjør det nødvendig med hyppig flåteflyttning. Både i inntak og avløp lå massene i området 4 - 11,5 under vann som er grabbens maksimale arbeidsdybde.

MÅLEPKT.	UTSVING I μ m	FRAMHERSKENDE FREKVENS	MERKNAD
S 1	1130	18 Hz	
S 2	1943	18	
S 3			KABELBRUDD
S 4	1050	13	
S 5	743	18	
S 6	1683	18	
S 7			KABELBRUDD
S 8			KABELBRUDD
S 9	1000	100	
S 10			KABELBRUDD
S.1	1274	21	Målepkt. hvor
S.7	425	20	avlesning er gjort
S.5	763	23	på skriver nr. 2
S.4	1145	18	med større følsomhet
	TALLENE ANGIR I $\mu m = 10^{-6}$ m		

Fig. 2.9 Maks. utsving på inntaksluken.

8. Målinger

For å få en kontroll på beregningene ble det utført målinger med seismomenter (utsvingsmålinger) og med strekklapper (deformasjonsmålinger). De første ble utført av Institutt for fjellsprengningsteknikk, mens de andre ble utført av Sentralinstituttet for Industriell Forskning. Det ble også forsøkt vanntrykksmålinger med Hydrofoner, men disse ble p.g.a. forholdene så ugunstig plassert at det ikke er tatt hensyn til disse målingene.

Tabellene fig. 2.8 og fig.2.9 viser max deformasjoner og utsving i hvert målepkt.
- med den største deformasjonen i B.2, ribbe på skall - luken.

Tar man utgangspunkt i de høyeste målte deformasjoner finner en ut ved beregning at pålagt last har vært 2,17 kp/cm^2 for den midterste luka og 1,48 kp/cm^2 i sideluka.

Som en ser av diagram, fig. 2.4 av forhåndsberegningene, ligger de målte resultater mellom

kurvene for belastninger som ble satt opp og ligger godt under lastene som lukene kan ta opp.

Registreringen viser jevne forløp, som tyder på at salven har gått som planlagt uten fortenning eller overslag mellom ladningene.

9. Konklusjon

Sprengnigene ble vellykket. Ingen skader hverken på luker eller andre konstruksjoner. Fragmenteringen var god.

Litteraturhenvisninger:

Institutt for fjellsprengningsteknikk:
Rapport: 494 - 3 - 51
494 - 3 - 56

TERSKELSPRENGNINGER VED BINGSFOSS KRAFTVERK

Sivilingeniør Thorbjørn Herre, Høyer-Ellefsen A/S.
Bingsfoss Kraftverk ligger i Glomma, ved Sørumsand.
Byggherre: Akershus Elektrisitetsverk.
Konsulent byggeteknikk: A. B. Berdal
Entreprenør: A/S Høyer- Ellefsen

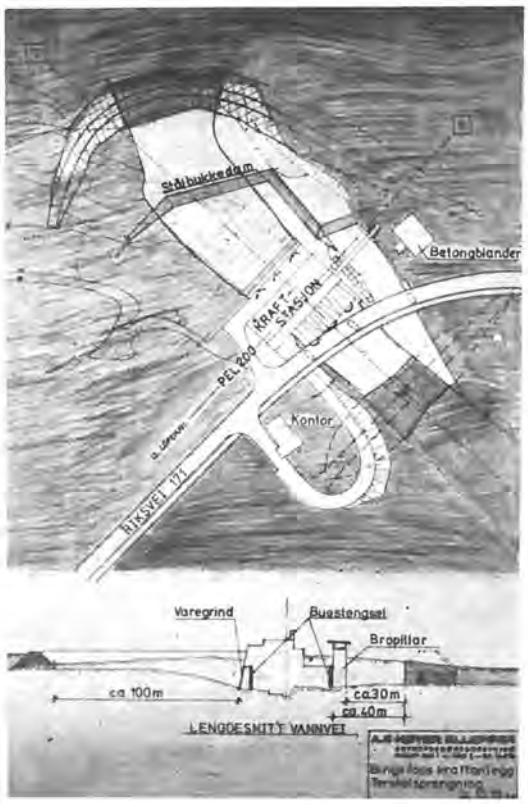


Fig.3.1 Situasjonsplan - Bingsfoss

Kraftstasjonen var høsten - 77 skjermet av to fangdammer. På bildet Fig.3.1 ses kraftstasjonen, med ny veibro like bak. Ca. 30 m fra bropillar, og ca. 40 m fra buene til stasjonen lå en fangdam i form av en fjellterskel på ca. 7500 m^3.

I terskelen var sprengt transport-tunnel gjenstøpt med buet betong-propp. Inntakskanalen var på dette tidspunkt skjermet av den ytterste dammen. Den innerste fangdammen var utført som stålbukkedam og bygget for å ta flomvannføring. Stålbukkedammen var fjernet på dette tidspunkt. Fangdammen i inntaket var delvis fundamentert på fjell og delvis på løsmasser.

Fig.3.2 viser karakteristisk snitt igjennom fangdammen. Høyden på fangdammen var opptil 7-8 m, fjellterskel under 2-3 m. Lengden av fjellterskel i horisontalplanet, opptil 30 m. Vi tenkte oss i prinsippet å bore to raster. Fjellet i øverste rast var imidlertid så fillete at vi kun

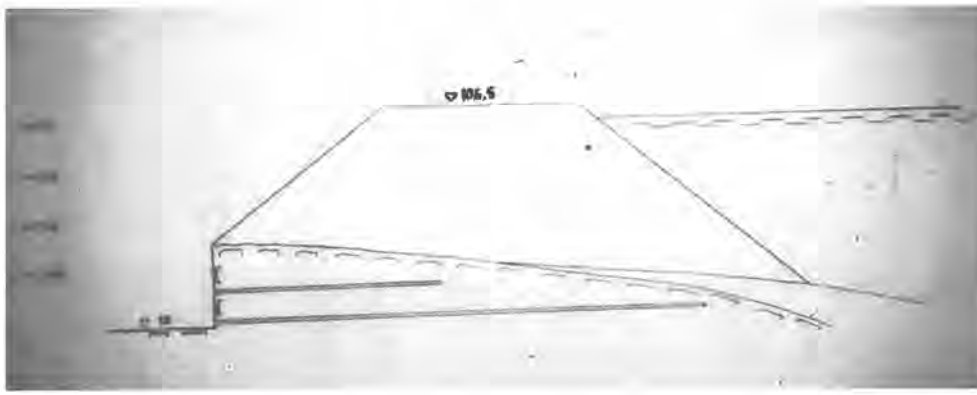


Fig.3.2 Sett gjennom fangdam.

fikk boret øverste rast, på deler av salven. Boringen ble utført med vanlig air-track, 2 1/2" krone og styrerør på første stang.

Ladearbeidet ble utført i 53 mm plastrør. Det ble skåret ca. 3 cm sliss i plastrøret, ammunisjon lagt ned, og røret tapet igjen. Ladningene, som ble opptil 28 m lange, var tildels vanskelige å få inn i borhullene. Vi ville i dag boret 3" hull, i stedet for 2 1/2", for å få bedre plass for ammunisjon.

Salven ble redusert til et minimum da vi på stasjonsiden plukket ned så mye som mulig uten for store lekkasjer. Resultatet ble da en terskel på 7200 m^3 som måtte tas i én salve.

Det ble valgt å bore stendere 2 1/2", i prinsipp bormønster 1,5 x 1,5 m. Pallhøyden ble ca. 11m, bortsett fra partiet til venstre, hvor det lå en fangdam med ca. 7 m fjell under. Vi boret forøvrig gjennom fangdammen med ordinær ODEX utrustning.

Salvehull ble ladet med 5 stk. 50 x 600 mm ekstra dynamitt i bunn, deretter 45 x 600 mm ekstra dynamitt: 2 m uladet. Konturhull ble ladet med rørladning. Tenner nr. O ble ladet med 50 x 600 mm dynamitt.

Bakerste 2 raster ble ladet forsiktig for å hindre sprut mot buene i stasjonen. Resultatet av forsiktig ladning var at sprut ble unngått, men samtidig fikk man endel store blokker og dermed undervannsspretting.

Tenningsrekkefølgen ga plog-virkning, som etterhvert dreiet inn mot konturen, for dermed å få bakhold for de høyeste tennings-nummer.

Tennere var VAOD med intervall 0-80. Vi brukte to tennere i hvert hull, den ene i bunn, den andre 4-5 m fra topp. Salven ble koblet i 11 serier á 46 tennere.

En liten detalj når det gjelder kobling: ved kontrollmåling av salven, fikk vi ikke ohmmeteren til å stå stille. Det var en liten bevegelse i instrumentet, som så ut som den fulgte vindkastene. Koblinger ble sjekket, og vi fant at det var meget lett å dra ledningene ut fra koblingshylsene. Det viste seg å være forskjellige tverrsnitt på 6 m og 12 m tennerladning. Den tynne ledningen ble da ved å bruke koblingshylsene tvinnet løst rundt den tykke med ubrukelig kobling som resultat. Hele ledningssystemet ble kuttet og koblet på nytt.

Måling av rystelsene fra salvesprengningen viste verdier under 50% av de beregnede, til tross for beregningsgrunnlag 127 kg pr. intervall, mens utført var 177 kg pr. intervall.

Før salven ble skutt, ble det diskutert vannfylt, eller ikke vannfylt grop mellom salve og kraftstasjon. Det ble valgt tørr grop, av frykt for påkjenninger p.g.a. sjokkbølger i vann mot buene.

Etter salven var skutt, fungerte fangdammen praktisk talt like godt. Dette gjorde at opprensk bak salven kunne gjøres uhindret av vann. Lekkasjen gjennom salven øket så gradvis til lik vannstand på begge sider av salven.

DAGBRUDDSDRIFT
ERFARINGER MED PRODUKSJON OG LADING DIREKTE I BORHULL

(Lysbilde– og filmfremvisning).

Open pit mining. Experiences with production and loading directly to boreholes.
(Slides and film).

Sivilingeniør Finn Knutson, Dyno Industrier A.S.

SAMMENDRAG

For ti år siden startet Dyno Industrier A.S. lokalproduksjon av slurry hos Titania A.S. i Hauge i Dalane. Et år senere fulgte Rana Gruber i Storforshei og Bjørnevatn Gruber hos A.S. Sydvaranger. I sommersesongen –77 og –78 har også systemet vært anvent ved sprenging av stein til Sysedammen hos N.V.E. på Hardangervidda.

I den forløpne tid er der med kontinuerlig blande- og lademetode pumpet fra mobile enheter ca. 70.000 tonn til borhull med diameter fra 5" til 12 1/4". De anvendte slurrytyper, som går under betegnelsen SLURRIT, inneholder ikke sprengstoff som noen komponent, og er dessuten karakterisert ved at deres tetthet innen visse grenser reguleres etter behov. SLURRIT er motstandsdyktig mot vann og fortrenger dette fra borhullet under pumping. Initieringen foregår med detonerende lunte og pentolittprimere. Forsinkelsen tilveiebringes med forsinkerelmenter. Produksjons- og lademetoden er effektiv og sikker. For lagring av råvarer og for produksjon av mellomprodukter er der reist anlegg innenfor grubeområdene, de såkalte Slurrystasjonene.

Filmopptaket er gjort hos A.S. Sydvaranger i Bjønevatn og ved Sysendammen hos N.V.E. på Hardangervidda høsten 1978. Det er lagt vekt på de forberedende arbeider for en salve, nemlig nøyaktig boremønster, omhyggelig forarbeid med detonerende lunte, primere og forsinkere. Det vises interiører fra en slurrystasjon og lading på salve hvor borhullsdybden kontrolleres umidelbart før ladingen og Slurritens sp. vekt er under jevnlig kontroll. Sakte film fra sprengningen gir godt inntrykk av tenningsrekkefølge. Lyd med kommentarer.

SUMMARY

10 years ago Dyno Industrier A.S. started up local production of slurry at the mines of Titania A.S. in Hauge i Dalane, succeeded one year later by Rana Gruber in Storforshei near Mo i Rana and Bjørnevatn Gruber of A.S. Sydvaranger near Kirkenes. During the summer seasons of -77 and -78 the system has also been used at the quarry for the stone filled dam of N.V.E. at Sysen at Hardangervidda.

During these ten years there is by continuous mixing- and loadingmethod pumped from mobile units about 70.000 m. tons to boreholes in the 5" to 12 1/4" diameter range. The slurrytypes used, which are nominated SLURRIT, contain no explosives matter as ingredient, and are furthermore characterized by its density control within certain limits. SLURRIT is waterresistant and displaces the water during pumping. The initiation is fullfilled by detonating cord and pentolit primers. The delay is taken care of by delay elements. The production- and loadingmethod is effectiv and safe. For storage of raw materals and for production of intermediate products, there are erected stageing areas, the so called Slurry Stations Within the premises of the mines.

NITROGLYSERINFRIE SPRENGSTOFFER I SMÅ OG MELLOMSTORE HULLDIAMETERE – ERFARINGER FRA PRODUKSJON OG BRUK

Eksplosives without nitroglycerine i small-and medium diameter boreholes - Experiences from production and use.

Bergingeniør Edgar Leistad - Dyno Industrier A/S.

SAMMENDRAG

Overgangen fra nitroglyserinholdige- til nitroglyserinfrie sprengstoffer i småddiameter- og mellomdiameter-området går langsomt.

Sprengstoffprodusentene har måttet erkjenne at det er en vanskelig oppgave å utvikle nye sprengstoffer med minst like gode bruksegenskaper som nitroglyserin-sprengstoffene, men uten deres negative egenskaper.

Utvikling og utprøving av nitroglyserinfrie sprengstoffer i smådiameter-og mellomdiameter-området i Norge her pågått siden 1972. Norske bergarter krever vanligvis sprengstoffer som utvikler mye energi og gass. Det er vanskelig å finne frem til resepter som tilfredsstiller disse kravene, samtidig som produktene skal være initieringsfølsomme (helst fenghetteføIsomme), detonasjonsstabile og lagringsbestandige.

To nye nitroglyserinfrie sprengstoffer, Alumit M og Minit,er utviklet og vil bli markedsført i 1979.

SUMMARY

The conversion from traditional explosives, sensitised with nitroglycerine, to other types without nitroglycerine is going slowly in the small diameter and medium markets.

The producers of explosives have had to accept that it is difficult to develop alternatives which show equally good properties in use.

The development and field testing of explosives without nitroglycerine have been going on continuously since 1972. Norwegian rock normally requires explosives with high specific energies and gas volumes.

It is difficult to develop compositions which combine these properties with adequate levels of sensitivity (perferably detonator sensitivity), stable detonation characteristics and good storage lives.

Two new explosives without nitroglycerine, Alumit M and Minit, have been developed and will be marketed in 1979.

1. Utviklingen internasjonalt

Produsenter av nitroglyserinsprengstoffer har også i 1978 kunnet registrere at

utviklingen mot nitroglyserinfrie sprengstoffer i smådiameter-området (borhullsdiam.1"-2") og mellomdiameter-området (borhullsdiam. 2" - 4") går meget langsomt.

1.1 Situasjon i USA

En betraktning av forholdene i USA, det ledende land i verden når det gjelder sprengstoffutvikling, viser at nitroglyserinsprengstoffenes andel av det totale marked sank fra ca. 12% i 1972 til ca. 7% i 1977. I samme periode økte det totale sprengstoffmarked fra 1,2 mill. tonn til 1,7 mill. tonn. Ser man imidlertid bort fra de store dagbruddene i kull- og malmbrytning som representerer grovhulls-området, viser statistikken at nitroglyserinsprengstoffene holder stillingen. Der de har sitt naturlige leie og kan konkurrere, savner man fortsatt et nitroglyserinfritt alternativ som brukeren helt ut er villig til å satse på.

1.2 Situasjon i Europa

I Europa går utviklingen enda langsommere enn i USA. ANFO har stort sett stabilisert seg på markedet, og slurrysprengstoffene har hatt en mindre fremgang i mellomdiameter-området, men i smådiameter-området har man heller ikke her et nitroglyserinfritt alternativ som kan konkurrere med nitroglyserinsprengstoffene i pris og bruksegenskaper. Stort sett arbeider man etter de samme utviklingslinjer som man kjenner fra USA.

2. Utviklingen i Norge

Norge er blandt de land i verden som bruker mest sprengstoff pr. innbygger. Slurryteknologien er kommet lenger her enn i noe annet land i Europa.
Markedsoversikten for perioden 1972 - 77 viser at nitroglyserinsprengstoffenes andel av det årlige forbruk er gått nedover, men det er bare i grovhulls-området man har hatt full overgang til nitroglyserinfrie sprengstoffer (fig.5.1).

2.1 Kraftutbygging og tunnelsprengning

Norge har enda betydelige vannkraftreserver som kan reguleres. Derfor vil tunnelsprengning være en viktig faktor i norsk bergsprengning i mange år feremover. Sprengstoffer i tunnelsalvene er Dynamit og nitroglyserinholdige pulversprengstoffer eller Dynamit og ANFO. Sprengteknisk sett gjør disse produkter jobben sin, men man ønsker i dag sprengstoffer som gir større sikkerhet og bedre miljø. En utvikling mot nye nitroglyserinfrie sprengstoffer under dagen bør derfor også ta hensyn til disse ønskene.

2.2 Hva er gjort til nå?

I perioden 1972 - 74 gjennomførte Dyno Industrier en utprøvingsserie av slurrysprengstoffer i norske gruver og tunneler. Forsøkene omfatter en undersøkelse av sprengstoffenes evne til å bryte fjell og analyse av sprenggassene. Sprengstoffene var av to ulike typer, det ene med fin-aluminium som følsomhetsgiver, det andre med monomethylaminnitrat (MMAN). Sprengningsresultatene viste at når man ikke forandret borplanen og erstattet Dynamit/Glynit med slurrysprengstoff, patron for patron, fikk man en inndrift ca. 85% av den normale. Sprenggassmålingene viste at det ble oppnådd betydelig reduksjon i innholdet av carbonmonoskyd (CO) og nitrøse gasser (NO_x). Kravet til høyere energiinnhold var fundamentalt. Siden 1974 har man derfor arbeidet med å utvikle resepter som på et gitt tunneltverrsnitt ville gi samme inndrift som den man fikk med konvensjonelle sprengstoffer.

	1972	1973	1974	1975	1976	1977
NG-SPRENGSTOFFENES ANDEL I % AV TOTAL-FORBRUKET	70	60	55	56	52	53

Fig. 5.1 Nitroglyserinsprengstoffenes andel av det totale sprengstoffmarked i Norge 1972 - 77

	ENHET	DYNAMIT	GLYNIT	ALUMIT M	MINIT
TETTHET	KG/LITER	1,4	1,15	1,23	1,15
KRITISK DIAMETER (TENNER NR. 6)		20 MM	17 MM	17 - 22 MM	17 - 22 MM
KRITISK TEMPERATUR (TENNER NR. 8)	°C	-20	-15 - -20	-10	-15 - -20
KRITISK DYBDE (TENNER NR. 8)		<50 M	-	>50 M	-
OVERFØRING		2-3 X DIAM.	4-5 X DIAM.	1-2 X DIAM.	1-2 X DIAM.
ENERGI	KCAL/KG	1087	1080	1080	1080
GASSVOLUM	LITER/KG	874	850	800	860
FØLSOMHETSGIVER		NITROGLYS.	NITROGLYS.	MMAN	ALUM./GLYKOL

Fig. 5.2 Kjemiske/fysiske egenskaper

I smådiameter- og mellomdiameter-området har man i dag to alternativer:
Alumit M og Minit

Tabell over egenskaper (fig.5.2) viser at tallene for beregnet energi er omtrent like for de sprengstoffer som er sammenlignet. Alumit M har noe lavere gassvolum enn de øvrige. Dynamit har vesentlig høyere tetthet enn de øvrige. Her skal bemerkes at Alumit M må tilsettes et tetthetsreduserende middel, f.eks. glasskuler, for ikke å miste følsomhet under påvirkning av dynamisk trykk. Dette er forøvrig en egenskap som gjelder for alle slurries i smådiameter-området.

3. Slurrysprengstoffet Alumit M

Dette er et sprengstoff fortrinnsvis utviklet for tunnelsprengning. Følsomhetsgiver er monomethylaminnitrat (MMAN), og sprengstoffet er følgelig en Dyno-modifikasjon av Du Pont's Tovex kjent fra utprøvingen i 1974.

3.1 Produksjon

Siden utprøvingen startet sommeren 1977, er det forbrukt ca. 7 tonn i dimensjonen

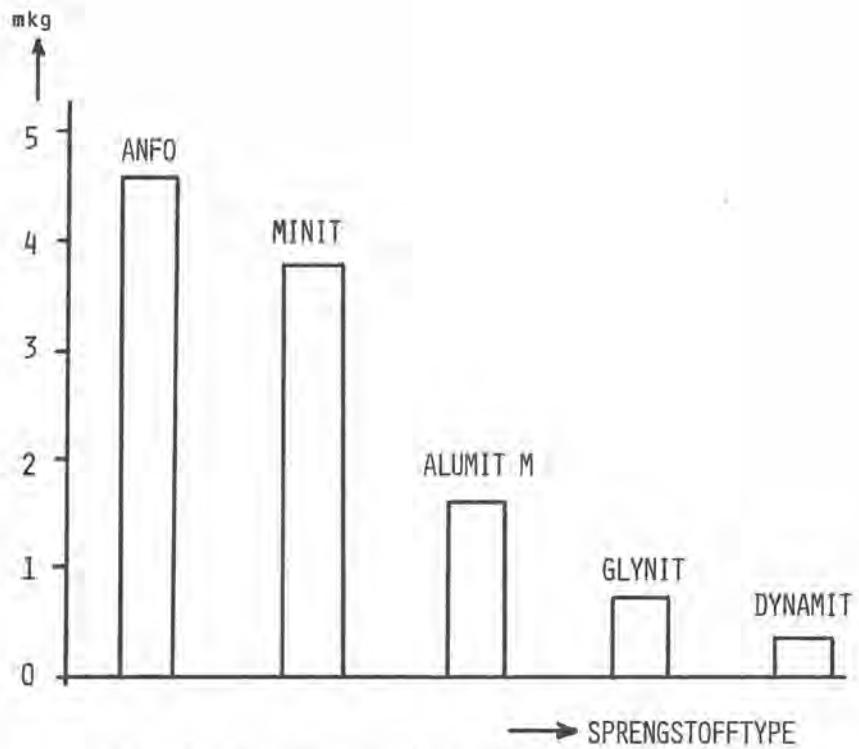


Fig. 5.3 Sikkerhetsundersøkelse (Bam–Fallhammer)

35 x 400 mm. Sprengstoffet er patronert i plastslange som er eneste kjente patroneringsmåte for dette produktet (flytende konsistens i patroneringsøyeblikket). Patroneringen har til nå foregått improvisert og manuelt. I disse dager bygges det på Gullaug Fabrikker opp en produksjonslinje som vil kunne gi en årsproduksjon på ca. 1000 tonn. Parallelt med dette ser man på en utvidelse av anleggene til 3000 tonn pr. år med mulighet for ytterligere økning om det skulle bli nødvendig. Følsomhetsgiveren MMAN produseres ikke i Norge. Inntil videre vil denne råvaren bli tatt inn fra utlandet. Det er imidlertid under prosjektering et MMAN-anlegg på Gullaug.

3,2 Bruk

Utprøvingen i fjell er foretatt ved Folldal Verk's gruve på Hjerkinn og i flere tunneler ved norske kraftanlegg. Tverrsnittene har variert fra 24 m^2 til 40 m^2, og salvelengden fra 12' til 18'. Resultatene har vist at Alumit M kan erstatte nitroglyserinsprengstoffene under de fleste forhold. I tungsprengt fjell kan Alumit M være marginalt som bunnladningssprengstoff. Det skyldes den relativt lave tetthet i borhullet i forhold til Dynamit, som det gjerne sammenlignes med. Plastpatronene kan by på ladetekniske problemer i fliset fjell og i vannfylte borhull. Dette må stuff-folkene lære seg å ta hensyn til.

4. Pulversprengstoffet Minit

Dette sprengstoffet er utviklet som et alternativ til Glynit. Følsomhetsgiver er en kombinasjon av fin-aluminium og glykol.

Minit har lavere følsomhet for mekanisk påvirkning enn Glynit. Fig. 5.3 viser fallhammerverdier for ANFO og de fire sprengstofftyper som omtales i denne artikkel. Den positive virkning lav følsomhet gir for sikkerhet under bruk, virker i negativ retning for overføring og detonasjonsstabilitet, som altså er dårligere enn for Glynit (fig.5.2).

4.1 Produksjon

En målsetting under utviklingen av Minit har vært at sprengstoffet skal produseres i eksisterende blande-og patroneringsutstyr.

Pølsedimensjonene (50 mm - 85 mm) er prioritert først. Det er imidlertid også utviklet resepter for 35 mm patroner. Produksjonslinjen for Minit-pølser vil være klar i år, mens 35 mm patroner prioriteres i 1979.

4.2 Bruk

Utprøvingen av Minit, som har pågått siden høsten 1976, har omfattet pallsprengning med kombinasjonen Dynamit/Minit samt sprengning i tunnel ved 4 kraftanlegg. I tunnelen er det i alt ladet og skutt 74 salver. Tverrsnittet har variert fra 24 m^2 til 40 m^2, og salvelengden fra 12' til 16'.

Erfaringene for Minit er at sprengstoffet kan erstatte Glynit under de fleste forhold i mellomdiameter-området. Kuldefølsomhet og vannbestandighet er god, og lagringsprøver har ikke vist endringer i kjemisk/fysiske egenskaper de første 12 måneder.

I smådiameter-området er overføringen marginal. Det arbeides med modifisering av reseptene for å bedre overføringen.

5. Sikkerhet og miljø

Sikkerhet under produksjon og i bruk på sprengningsstedet er en vesentlig egenskap for alle typer sprengstoffer. Man har brukt mange år på å bringe nitroglyserinsprengstoffene opp til det sikkerhetsnivå de har i dag, men man forventer at nye sprengstoffer allerede i introduksjonsfasen ligger på et noe høyere nivå enn disse.

Fallhammerverdi, brenntest og påskytningstest viser at man har lykkes med dette for Alumit M og Minit. Miljøspørsmålene er satt i fokus hos produsent og bruker. Man vil gjerne ha sprengstoffer som ikke gir hodepine, og man ønsker minst mulig innhold av skadelige gasser i sprenggassene.

Ved å fjerne nitroglyserinen har man også fjernet hodepinen. Analyse av sprenggassene viser at Alumit M og Minit ligger godt an i forhold til de sprengstoffer de sammenlignes med (fig. 5.4 og fig. 5.5).

6. Produksjon og kvalitetskontroll

I utviklingsarbeidet må man ofte improvisere ved å blande i bøtter og spann og patronere på meget enkelt utstyr. Men fra det øyeblikk beslutning om markedsføring er tatt, må det velges en prosess for produkter som tar hensyn til sikkerhetskrav, miljø og gjerne også ønsker om automatisering og fjernstyring. Med andre ord helt i overensstemmelse med det man allerede har gjort for nitroglyserinsprengstoffene.

Kvalitetskontroll er et nødvendig og viktig element i en sprengstoffproduksjon. Nitroglyserinsprengstoffene tåler små variasjoner i reseptene uten at det går utover kvalitet og bruksegenskaper. Slik er det ikke alltid med nitroglyserinfrie sprengstoffer. Selv små variasjoner i visse råvarer og prosessbetingelser kan resultere i tapt følsomhet og dårlig overføring.

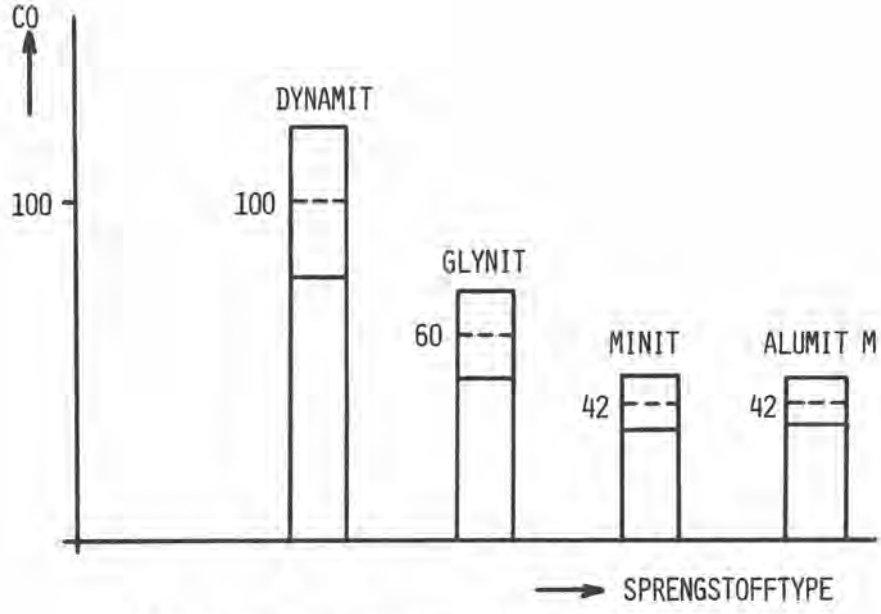


Fig.5.4 Sprenggassmålinger – måling av carbonmonoksyd (CO)
(Målinger utført i 22,5 m^3 celle og nitrogenatmosfære)

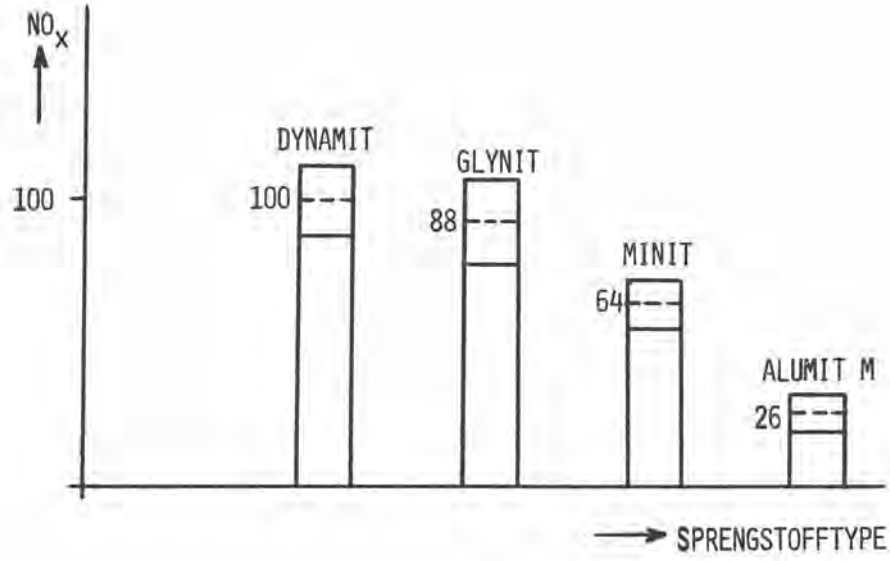


Fig.5.5 Sprenggassmålinger – måling av nitrøse gasser (NO_x)
(Målinger utført i 22,5 m^3 celle og nitrogenatmosfære)

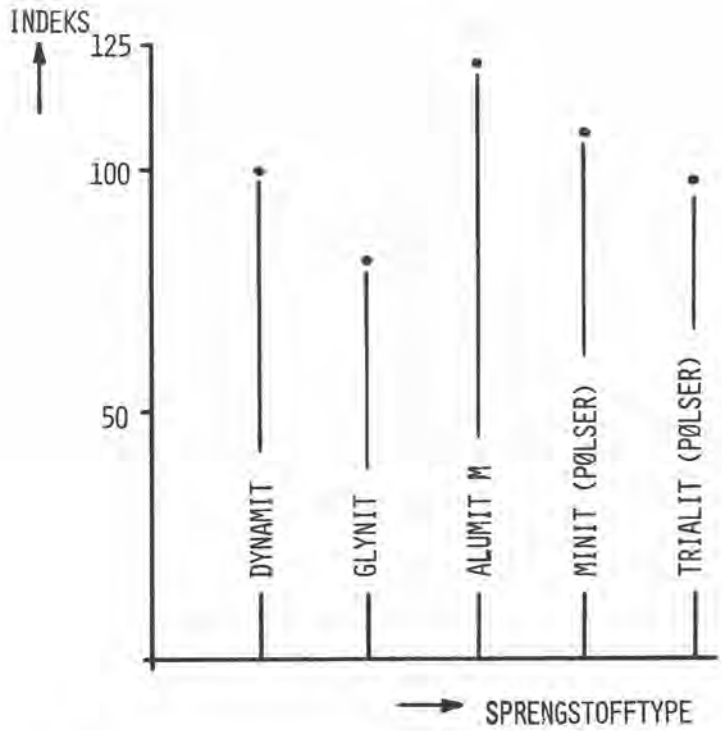


Fig. 5.6 Råvareprisindeks for forskjellige sprengstofftyper (1978)

Dette får som konsekvens at kvalitetskontrollen må være grundigere her enn for nitroglyserinsprengstoffene, både under produksjon og på de ferdige produkter.

7. Hva vil de nye sprengstoffene koste?

Et sprengstoff i smådiameter- og mellomdiameter-området krever relativt dyre råvarer. Det kan være aluminiumpulver, MMAN, glykol, glasskuler for å hindre dødpressing osv.

En råvareprisindeks basert på råvarepriser høsten 1978 viser at både Alumit M og Minit ligger over Dynamit(fig. 5.6).

Fremstillingsprosessen er kostnadskrevende enten man produserer nærstyrt, eller man satser på automatisering og fjernstyring.

Den sikkerhetsfilosofi man la opp til for nitroglyserinfrie sprengstoffer for noen år tilbake, er forlatt. Ulykker i USA og Canada har vist at selv om sikkerhetsnivået er økt, kan også disse sprengstoffene detonere utilsiktet når betingelsene er til stede (økt trykk og temperatur, innspenning). Produkajonsanleggene må derfor bygges slik at en eksplosjon ikke får katastrofale konsekvenser for fabrikken selv og dens omgivelser.

Alumit M og Minit vil etter det jeg nå har sagt, få en salgspris som nødvendigvis ligger noe over henholdsvis Dynamit og Glynit.

Tiden vil vise om brukerne er villige til å betale en høyere pris for det de vinner i økt sikkerhet og beder miljø.

FORHOLD SOM PÅVIRKER DE SPRENGNIGSTEKNISKE EGENSKAPER TIL AMMONIUMNITRAT–OLJE SPRENGSTOFF (ANFO)

Factors influencing the field performance of ammoniumnitrate-oil blasting agents (ANFO)

Siv.ing. Erik Koll Larssen, Seksjon Industrikjemi, Norsk Hydro.

SAMMENDRAG

De praktiske resultater som oppnås med ANFO i fjellsprengning avhenger av en rekke rent bruksmessige forhold. Spesielt ved anvendelse av ANFO under jord og i små hulldiametre er det av betydning at de bruksmessige forhold legges til rette for en best mulig utnyttelse av sprengstoffet. De fysikalske forhold ved den anvendte ammoniumnitrat kan varieres for å tilpasses best mulig til varierende bruksforhold. Her i landet kan denne mulighet ikke utnyttes på grunn av gjeldene retningslinjer.

SUMMARY

The field perfomance of ANFO in rock blasting depends on several factors in control of the blaster. When using ANFO underground and in small diameter boreholes it is of special importance to adjust conditions to make full use of the potential of ANFO. This also applies to the physical properties of the ammonium nitrate. In this country regulations state, however, that all ANFO be non cap-sensitive.

Generelt om virkningen av sprengstoffer

Virkningen av et sprengstoff beror på frigjøring av kjemisk bundet energi i form av sjokk-energi, varme og ekspanderende gassformige reaksjonsprodukter i løpet av uhyre kort tid. Sjokkenergien er knyttet til en detonasjonsfront som beveger seg med overlydshastighet. Mengden av den frigjorte energi er et mål for sprengstoffets styrke. Hastigheten av energi-frigjøringen gir sammen med energimengden uttrykk for effekten som energi pr. tidsenhet.

Et sprengstoff når sin ideelle detonasjonshastighet når hele energifrigjøringen finner sted i selve detonasjonssonen begrenset av detonasjonsfronten og det såkalte Chapman-Jouquet planet.

Det finnes en rekke laboratoriemetoder for bestemmelse av styrken og effekten av et sprengstoff, men ingen av disse har vist seg å gi noe fullgodt uttrykk for brytningsevnen under praktisk fjellsprengning. Ved å utføre praktiske sprengningsforsøk under veldefinerte betingelser har Langefors og Kihlstrøm kommet frem til en generell korrelasjon mellom den relative vektstyrke og energi-innholdet og volumet av de gassformige reaksjonsprodukter(1).

$$S = \frac{5}{6} \cdot \frac{Q}{5000} + \frac{1}{6} \cdot \frac{V}{0{,}85}$$

Q = energiinholdet (KJ/kg)
V = gassvolum ved 0°C og 1 atm. (m^3/kg)

I praktisk sprengningsarbeide med et gitt borhullsvolum blir volumstyrken som er produktet av vektstyrke og ladetetthet, avgjørende. I fig.6.1 er en rekke ANFO-varianter sammenlignet med et referansesprengstoff og forskjellige slurry-typer.

EXPLOSIVE	PROPERTY	Q Energy KJ/kg	V Gas Volume m^3/kg	S Weight strength	Energy Equivalent E = 1/S kg	P Loading Density kg/dm^3	P · S Bulk strength	Equivalent Drillhole Volume E/P dm^3
	Dynamite LFB (Reference)	5,000	0.85	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Straight ANFO	ANFO 94.3/5,7	3,900	0.96	0.84	1.19	0.80	0.67	▲1.49
	» »	3,900	0.96	0.84	1.19	0.85	0.71	1.40
	» »	3,900	0.96	0.84	1.19	0.90	0.76	1.32
	» »	3,900	0.96	0.84	1.19	▼1.00	▼0.84	1.19
Aluminized ANFO	ANFO 91.7/4.3/4 Al	4,300	0.90	0.89	1.12	1.00	0.89	1.12
	» 88.9/3.1/8 Al	4,700	0.85	0.95	1.05	1.00	0.95	1.05
	» 86.1/1.9/12 Al	5,100	0.78	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Slurries	IREGAL 316	3,000	0.80	0.66	1.51	1.30	0.86	1.16
	SL-10	3,150	0.80	0.68	1.47	1.30	0.88	1.13
	SL-16	4,100	0.75	0.83	1.20	1.30	1.08	0.92
	TRIALIT-K3	3,600	0.80	0.76	1.32	1.45	1.10	0.91
	REOLIT A	3,550	0.76	0.74	1.35	1.50	1.11	0.90

Fig.6.1 ANFO-sprengstoff sammenlignet med referansesprengstoff og forskjellige slurry-typer

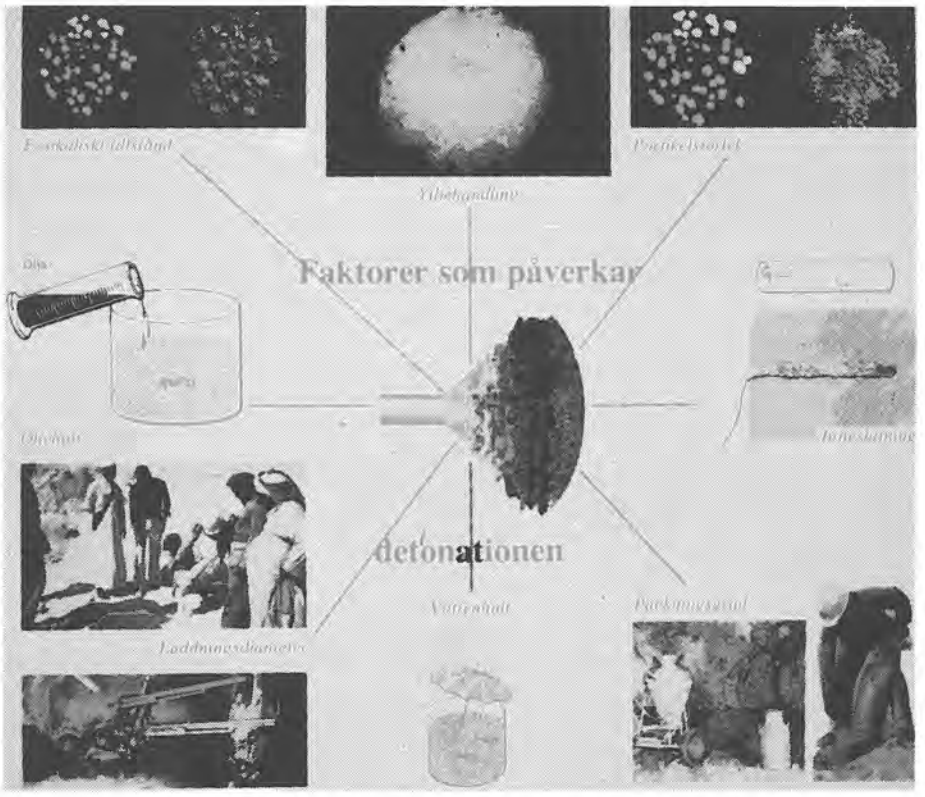


Fig. 6.2 Viktige faktorer som påvirker detonasjonsforløpet av ANFO.

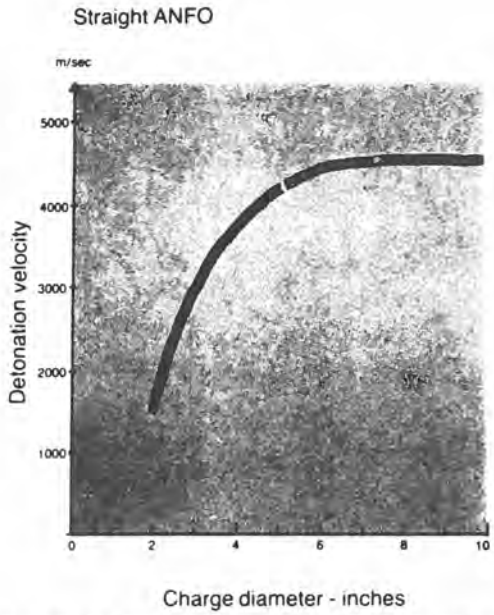


Fig.6.3 Innvirkning av ladningsdiameteren på detonasjonshastigheten av ANFO.

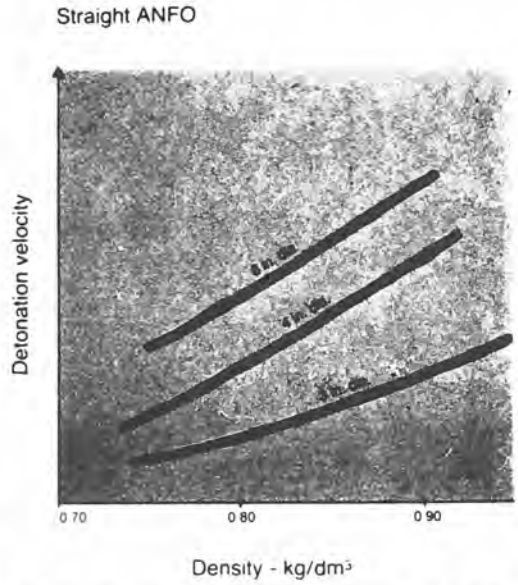


Fig.6.4 Detonasjonshastigheten øker lineært med ladetettheten.

Blir detonasjonshastigheten for lav, risikerer man et reaksjonsforløp som gir redusert vektstyrke. I spesielt tungsprengt fjell ønsker man gjerne høyest mulig detonasjonshastighet for å oppnå et høyt eksplosjonstrykk og høy brisans. I praksis blir derfor oppgaven som regel å legge forholdene til rette for en høyest mulig detonasjonshastighet.

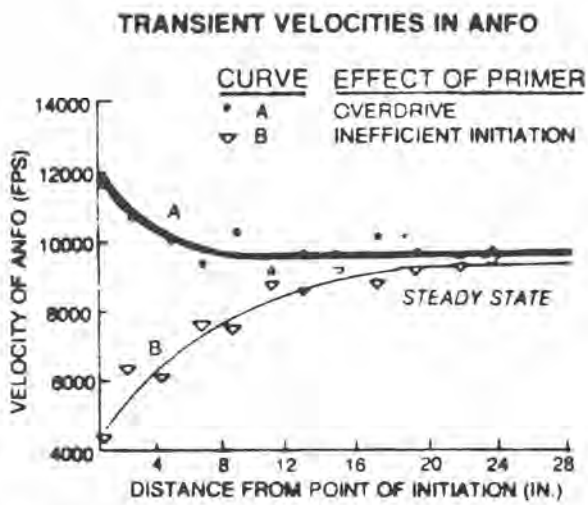


Fig.6.5 Stabil detonasjonshastighet – overgangssone.

Fig. 6.2 gir en oversikt over de viktiske faktorer som påvirker detonasjonsforløpet av ANFO.

Faktorer som brukeren kontrollerer

1. Ladningsdiameter

Fig, 6.3 viser at ladningsdiameteren har en markert innvirkning på detonasjonshastigheten, noe som forøvrig ikke er spesifikt for ANFO.

2. Ladetetthet

Fig. 6.4 viser at detonasjonshastigheten øker tilnærmet lineært med ladetettheten uansett diameter. For å oppnå optimal ladningstetthet på rundt 1 kg/dm^3 må pneumatisk ladeapparat benyttes. Ved høyere ladetetthet vil detonasjonshastigheten igjen avta, og ved rundt 1,20 - 1,25 risikerer man at ANFO ikke lar seg initiere til detonasjon.

3. Vanninnhold

Undersøkelser foretatt av Monsanto har vist at detonasjonshastigheten avtar relativt langsomt for vanninnhold opp til ca. 4% for deretter å avta raskere. Ved vanninnhold i området 9 - 10% blir detonasjonen usikker.

Svenske undersøkelser viser en jevnt avtakende detonasjonshastighet opp til 8% vann som tilsvarte absorpsjonsevnen til den anvendte AN-prills. Reduksjonen i hastighet tilsvarte da ca. 20% (2).

En norsk undersøkelse med Hydro's An-prills viste derimot en markert økning i detonasjonshastigheten ved et vanninnhold på 5% ved tenning innen 1 time etter vanntilsettingen (3).

En ladestreng av ANFO dekket av vann vil maget raskt gi en volumkontraksjon på ca.20% og ytterligere ca. 5% etter en viss henstand. Lading av ANFO i vanninnholdige borehull bør derfor bare skje ved hjelp av pneumatisk ladeapparat som fyller hullet fra bunnen. Tenning bør skje kortest mulig tid etter lading og kobling.

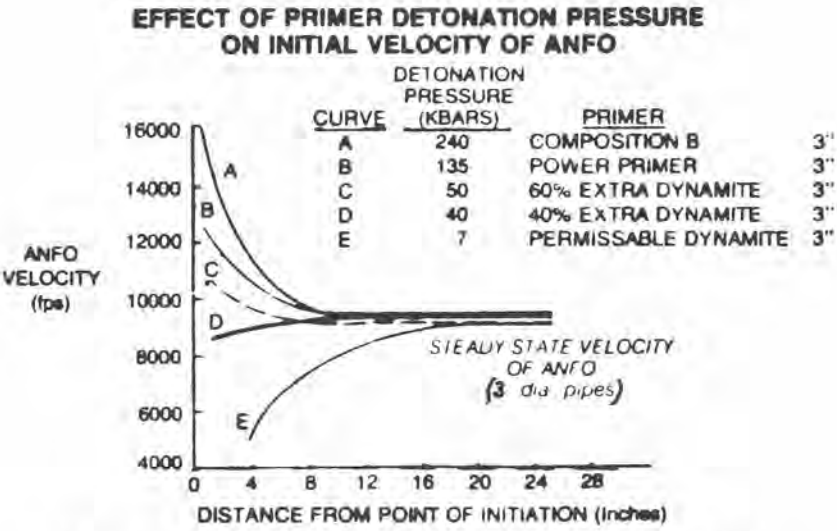


Fig. 6.6 Primeren må ha et detonasjonstrykk større enn ANFO's.

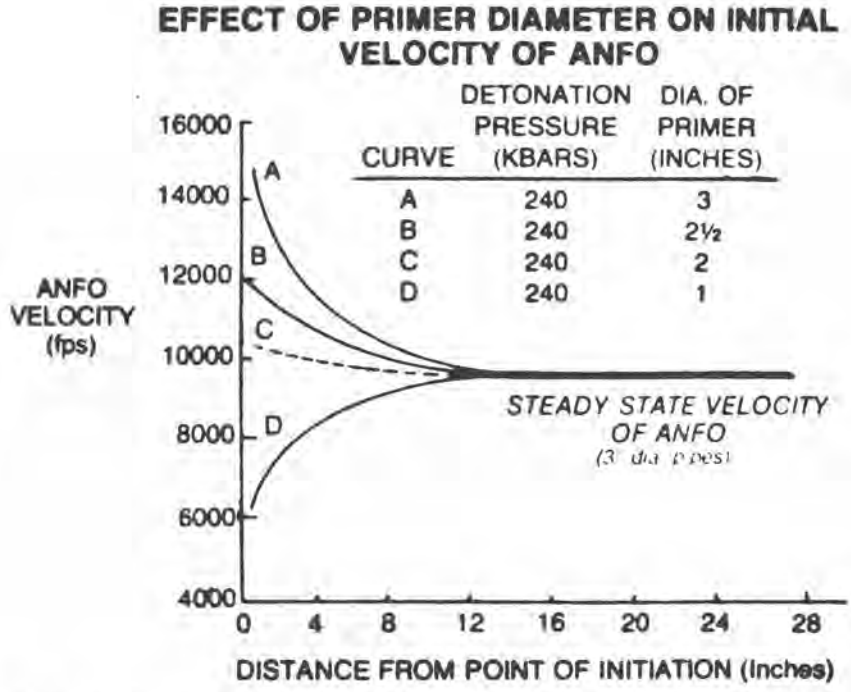


Fig. 6.7 Primeren må ha tilstrekkelig diameter i forhold til hull- og ladningsdiameteren.

4. Initiering

ANFO er relativt tregt sprengstoff å initiere og behøver derfor en relativt høy initieringsenergi. Utilstrekkelig initiering medfører at en betydelig del av ANFO-ladningen ikke gir den

maksimale energi og effekt, i verste fall fullstendig detonasjonssvikt.

Selv om man i borhull av små diametre kan bringe ANFO til detonasjon kun med tenner nr. 8, er anbefalt praksis å anvende en egen primer. Her i landet er det vanlig å benytte dynamittpatroner som primere.

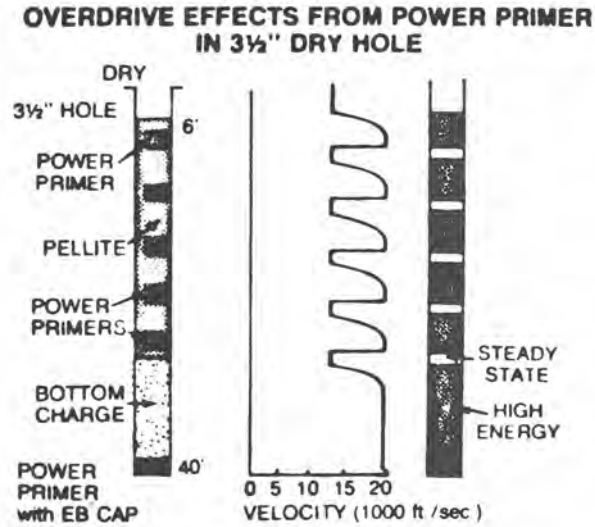


Fig. 6.8 Primere som akselleratorer i ANFO-streng.

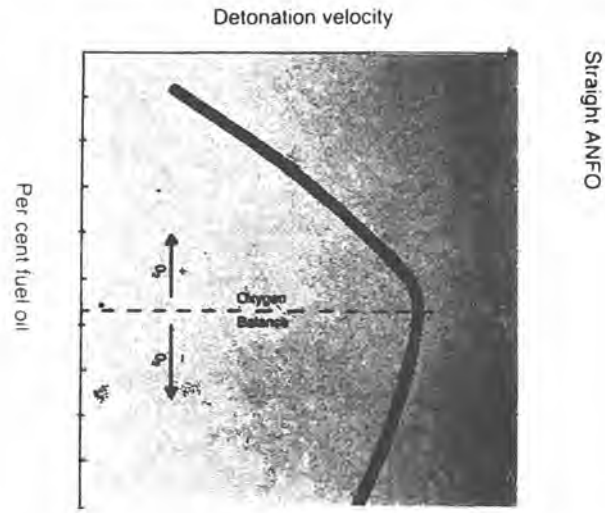


Fig. 6.9 Detonasjonshastighetens avhengighet av oljetilblandingen.

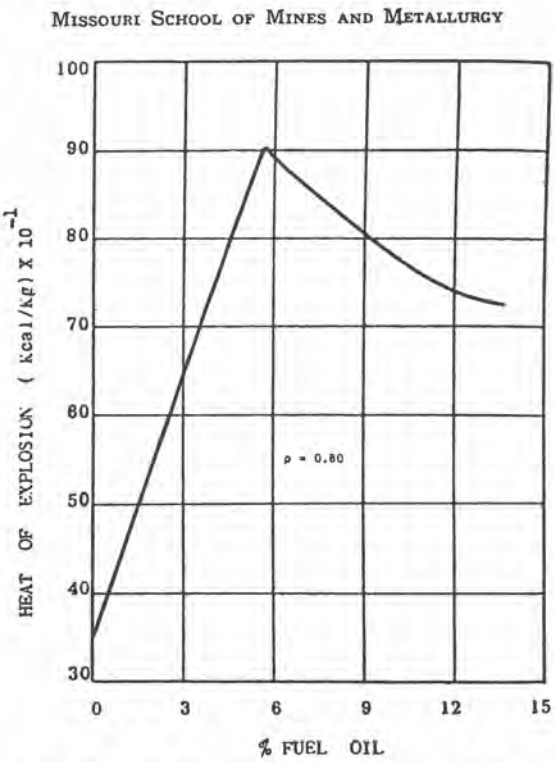


Fig. 6.10 Energiinnholdets avhengighet av oljetilblandingen.

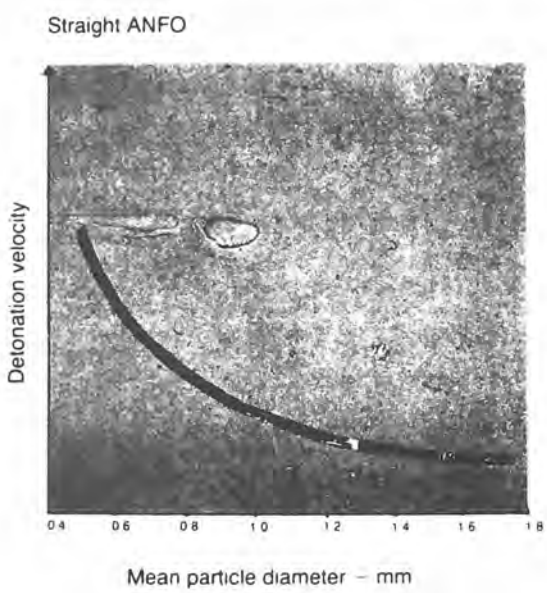


Fig. 6.11 Detonasjonshastigheten øker med avtakende kornstørrelse.

Når detonasjonshastigheten tidligere er satt i relasjon til enkelte sprengningstekniske parametre, siktes det til den såkalte stabile (steady state) detonasjonshastighet som først nåes i en viss avstand fra initieringspunktet. Forut for dette ligger en overgangssone hvor hastigheten kan være større eller mindre enn den stabile avhengig av initieringen, fig.6.5. Ved svak (low energy) initiering vil hastigheten i overgangssonen ligge under den stabile. Ved tilstrekkelig kraftig initiering (high energy) vil hastigheten i overgangssonen ligge over den stabile.En betingelse for å oppnå „high energy" initiering er at primeren har et detonasjonstrykk som er høyere enn ANFO's, fig.6.6. En annen betingelse er at primeren har en tilstrekkelig diameter i forhold til hull- og ladningsdiameteren, fig. 6.7. Selve primeren må også ha en større langde enn diameter for å dra full nytte av detonasjonsstøtet fra primeren.

I praksis må man velge en primer hvor kombinasjonen av detonasjonstrykk og diameter gir det ønskede energinivå. Teoretisk vil det være riktig å ha høyest mulig energi i bunnen av hullet enten dette er vertikalt eller horisontalt.

Når først stabil hastighet er nådd, vil denne opprettholdes gjennom hele ANFO-strengen såfremt ikke ugunstige forhold plutselig opptrer. Ved å anbringe primere som akselleratorer i ANFO-strengen, kan man oppnå en raskere detonasjon, fig.6.8.

Anvendelse av detonerende lunte for tenning av primer i bunnen av hullet medfører risiko for at lunten starter en radiell initiering av „low energy" gjennom hele ANFOstrengen. Dette vil bare gjelde for hulldiametere under en viss størrelse, og i litteraturen angis grensen noe varierende fra 4" opp til 8". Målingen ved Hydro's forskningssenter viste at ANFO av Hydro's AN-prill ikke lot seg initiere av lunte av styrke 10 g/m (50grains/ ft) i 4" stålrør.

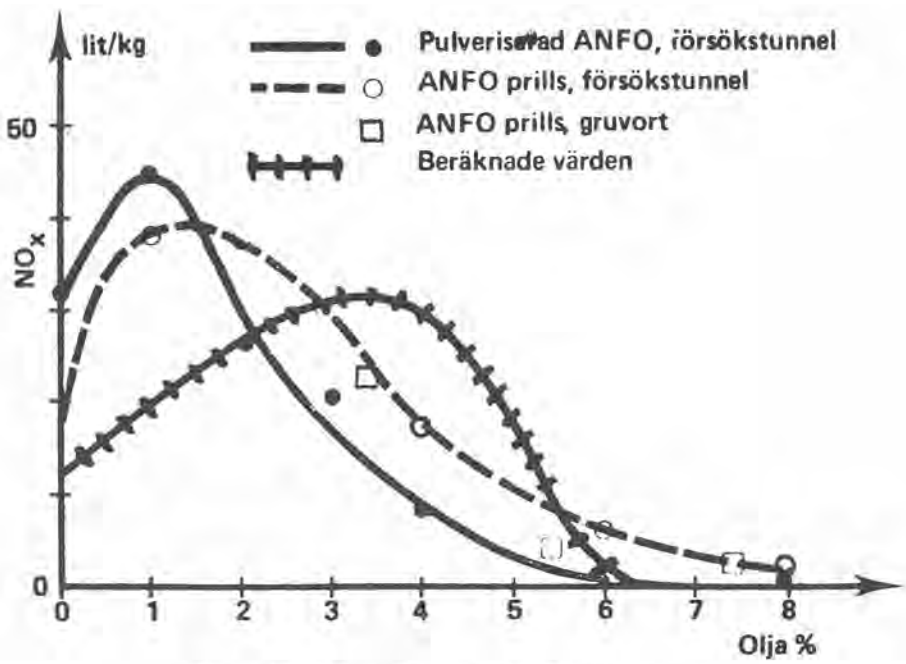


Fig. 6.12 NO_x ved varierende oljeprosent.

5. Oljeinnhold

Fig.6.9 og 6.10 viser markerte maksima for henholdsvis detonasjonshastighet og energiinnhold ved en oljemengde på 5,7 % tilsvarende oksygenbalansert ANFO. Det forutsettes her en blanderutine som bevirker en tilstrekkelig homogenitet. Undersøkelser tyder på at man oppnår høyere detonasjonshastighet ved å la ANFO stå i minst et par timer før bruk (3). Presentasjonen av ANFO avhenger av intimiteten i blandingen av ammoniumnitraten og oljen. Men her spiller også de fysikalske egenskapene til ammoniumnitraten en stor rolle.

Faktorer som produsenten av AN-prills kontrollerer

Fig. 6.11 viser at detonasjonshastigheten øker med avtakende partikkelstørrelse på ammoniumnitraten. Dette gjelder bare for nitrat av typen porøs prills. Ved anvendelse av pneumatisk ladeapparat kan man oppnå en viss nedknusingseffekt som gir høyere detonasjonshastighet. ANFO fremstilt av krystallisk AN med svært liten partikkelstørrelse vil ha lavere detonasjonshastighet. Det som først og fremst er avgjørende, er strukturen, porøsiteten av den enkelte partikkel. De små hulrom i en porøs partikkel bevirker en jevn og intim fordeling av oljen. De virker videre som såkalte „hot spots" som startpunkter for detonasjonsreaksjonen. For å redusere nitratens tendens til sammenbaking må prillsen gjennomgå en spesiell overflatebehandling. De midler som her anvendes, vil ha innvirkning på hastigheten av oljeoppsugingen, men ikke på selve penetrasjonen.

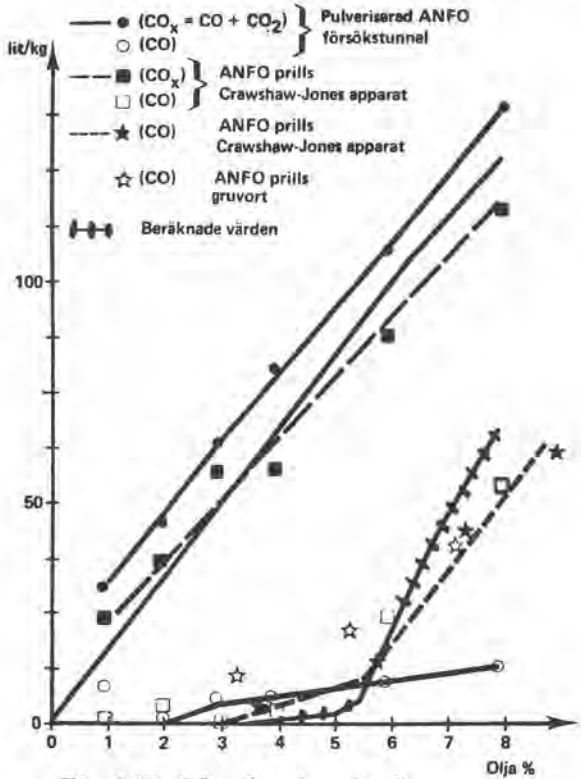


Fig. 6.13 CO ved varierende oljeprosent.

Målinger utført ved Institutt for Fjellsprengningsteknikk viste økning i detonasjonshastigheten på rundt 20 % og 10% for den porøse forsøksprillsen i rørdiametre i henholdsvis 33 mm og 46 mm (4). I grovhullsområdet kan man forvente at den gunstige effekt av øket porøsitet forsvinner.

Forsøksskyting i 5 salver i hulldiameter 43 mm i Kjørholt kalksteinsgruve viste bedre fragmentering av skutt stein og lettere lasting.

ANFO fremstilt av denne type porøs prills vil være såkalt „cap-sensitive" og tillatelse ikke anvendt her i landet.

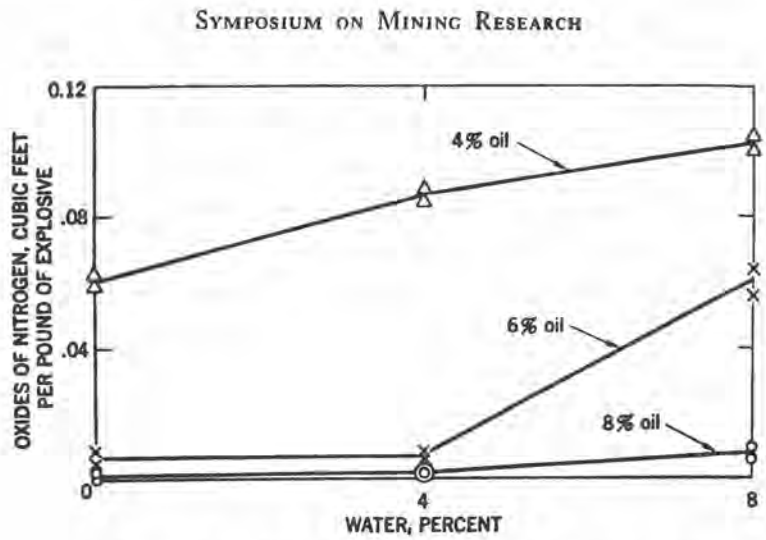


Fig. 6.14 Innvirkning av vanninnhold på NO_x–mengden.

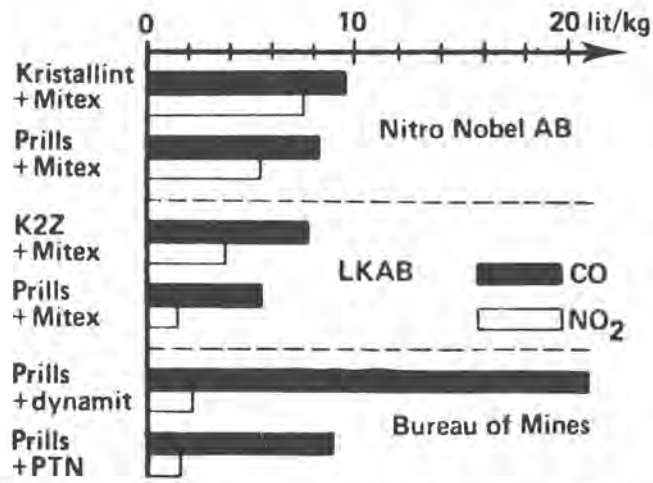


Fig. 6.15 Sammenligning med svenske og amerikanske målinger.

Sprenggasser

Sprenggassene fra ANFO vil i hovedsaken være H_2O, CO_2 og N_2. Men selv ved en nøyaktig oksygenbalansert blanding som detonerer under ideelle forhold, vil det dannes mindre mengder NO_x og CO. Dette gjelder for alle sprengstoffer og skyldes de termodynamiske likevektsforhold ved de høye temperaturer og trykk som opptrer ved en detonasjon. Mengde NO_x og CO øker ved avvik fra oksygenbalanse, såvel som ved forhold som betinger utilstrekkelig initiering eller redusert detonasjonshastighet. Fig. 6.12 viser mengde NO_x ved varierende oljeprosent (5). Fig. 6.13 tilsvarende for CO. Fig. 6.14 viser effekten av vann ved forskjellig initiering på NO_x–mengden. Fig. 6.15 er endelig en sammenligning mellom svenske og amerikanske målinger.

REFERANSER

(1) „**Methods of physical characterization of explosives.**"C.H.Johansson and U.Langefors, Intern. Congr. of ind. chem. 46th proceedings V. 3 (1966).

(2) „**Innverkan av vatteninblanding på ANFO's detonasjonsegenskaper**". Algot Persson og Lars-Åke Almgren, Stiftelsen Svensk Detonikforskning DS 1974 : 6.

(3) „**Rapport fra forsøkene med Isanol og ANFO ved Heggedal, Asker**". Kontor for Fjellsprengningsteknikk, berg-ing. B. Petterson, November 1973.

(4) „**Undersøkelse av 5 forskjellige ammoniumnitratkvaliteter som råstoff for ANFO**". Institutt for Fjellsprengningsteknikk, oktober 1977, siv.ing. K. Kure, berg-ing. T.M. Larsen, berg-tekn. R. E. Bakken.

(5) „**ANFO sprängämnen, initiering, detonation, toxiska gaser**". Stiftelsen Svensk Detonikforskning TMI-1975.

(6) „**Further studies on ammonium nitrate-fueloil compositions**".Fifth Annual Symposium on Mining Research, University of Missouri, 1960.

SLETTSPRENGNING OG RENSK AV HØYE DAGBRUDDSVEGGER

Smooth blasting and cleaning the benches in open pit mines.

Bergingeniør John Utsi, A/S Norsk Jernverk, Rana Gruber.

SAMMENDRAG

I den senere tid har det vært en trend mot større hulldimensjoner i slettsprengning. Dette fordi større utstyr gir bedre økonomi og gjør arbeidet mer effektivt. Foredraget gir en kort orientering om slettsprengning med 7 5/8" og 7 7/8" hulldiameter ved Rana Gruber.

SUMMARY

In the recent years there has been a trend to larger sizes of blastholes in smooth blasting. The reason for that is that bigger equipment makes the drilling/blasting operations more economic and more efficient. This paper gives a short information about smooth blasting with 7 5/8" and 7 7/8" at Rana Gruber.

1.0 Innledning.

Rana Gruber ligger ca 25 km nord for Mo i Rana sentrum. Det utgjør gruvedivisjonen innen konsernet A/S Norsk Jernverk.

Brytingen foregår i dag i fem forskjellige dagbrudd, og produksjonsmengden er i hovedsak avpasset jernverkets behov for slig. For 1978 vil totalproduksjonen i gruva bli ca 9 mill tonn. Fram til høsten 1974 har all produksjon kommet fra Ørtvann,Vesteråli og Finnkåteng dagbrudd. Ørtfjell og Stensundtjern er ennå i åpningsfasen, og man kan foreløpig se bort fra disse i veggstabilitetssammenheng.

2.0 Planlegging av endelige dagbruddsvegger.

Ved planlegging av dagbruddets totalvinkel, bredden av sikringshyllene, hylleavstand og vinkelen mellom hyllene, har man tidligere basert seg på erfaringer fra lignende anlegg. Utviklingen i den senere tid har medført at dagbruddene kan drives dypere enn tidligere, og den totale stabilitet har derfor fått større interesse. Med økende dagbruddsdyp øker også risikoen for større ras, og det er vanlig at man benytter seg av de kunnskaper som finnes innen bergmekanikken for å bestemme dagbruddets totalvinkel. Ser man så på detaljene ved pallhøyden, hyllebredde/hylleavstand, så reguleres disse blandt annet av størrelsen på bore- og lasteutstyret. I de eldste bruddene ved Rana Gruber, hvor lastingen stort sett har foregått med P & H 1400 maskiner, er pallhøyden 12,5 m. I Ørtfjell regner man med å bruke større utstyr, og her er pallhøyden planlagt til 15 m. Sikringshyller settes igjen for hvert dobbelte produksjonsnivå, det vil si for hver 30 m vertikal avsetning i Ørtfjell og 25 m for de øvrige brudd. Hyllebredden er henholdsvis 13 og 10 m. Veggvinkelen mellom de enkelte hyllenivåer er i underkant av 70 $^{\circ}$ og totalvinkelen blir da 51° (fig. 7.1).

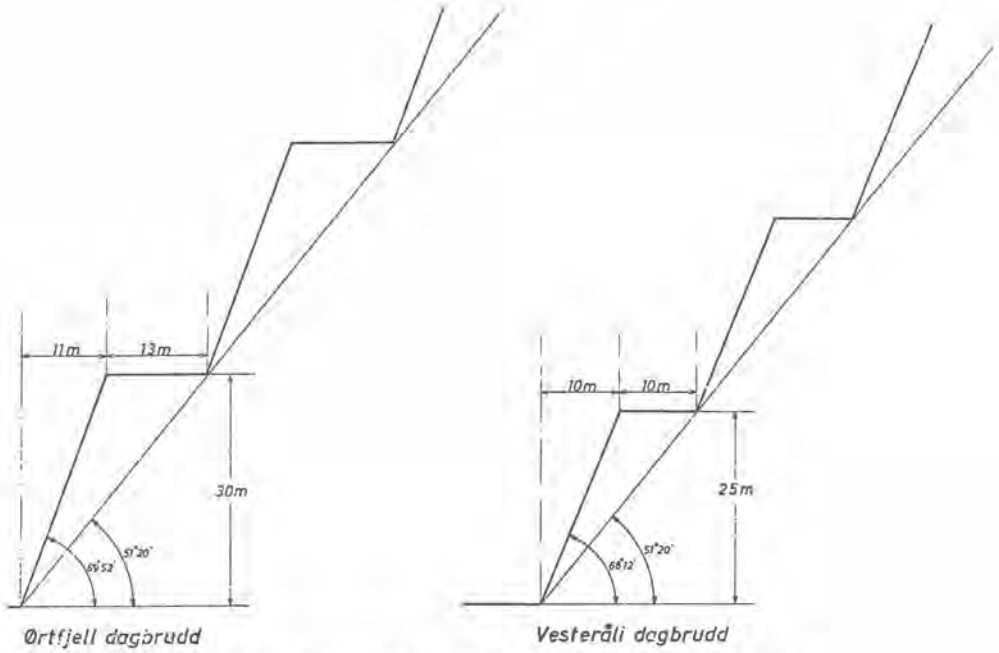


Fig. 7.1 Planlagt endelig vegg i Ørtfjell og Vesteråli dagbrudd.

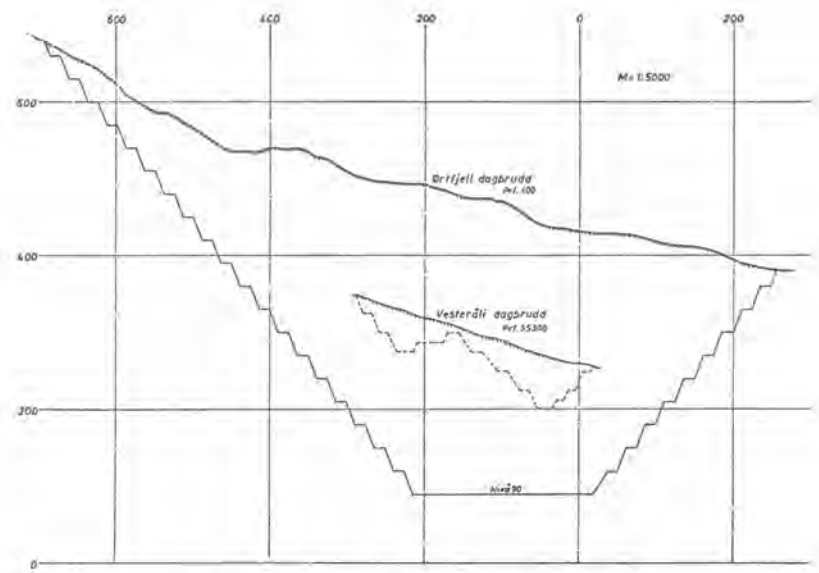


Fig. 7.2 Snitt av Ørtfjell og Vesteråli dagbrudd.

De fleste forekomster som Rana Gruber driver på, er relativt små med en planlagt vertikal avsenkning mellom 100 og 150 m. Ørtfjell dagbrudd vil imidlertid på dypeste partiet få en høydeforskjell mellom topp og bunn på ca 500 m. (fig.7.2).

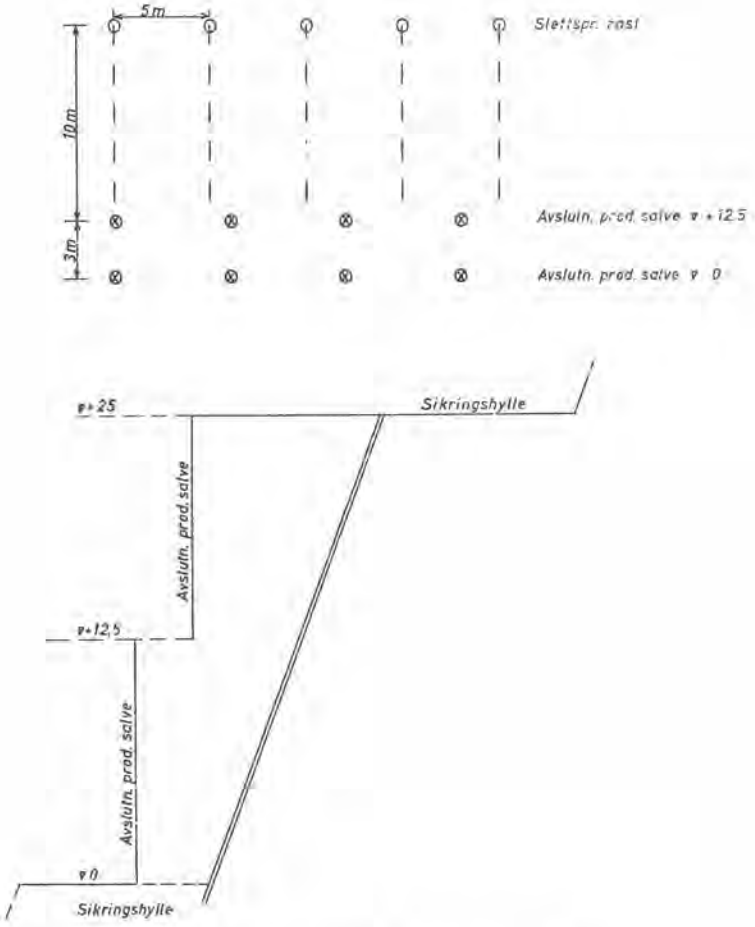


Fig. 7.3 Avslutning av prod. salve mot endelig vegg.

3.0 Slettsprengning.

Når et hyllenivå skal etableres, avsluttes produksjonssalva 10 m fra endelig vegg (Fig. 7.3). Dette gjøres av to grunner: i første rekke for å unngå for store skader på endelig vegg fra produksjonssalva og dernest for å få en rimelig forsetning for slettesprengningen. Dette er et kompromiss, idet rystelsene fra produksjonssalva som avsluttes bare 10 m fra endelig vegg, lager sprekker og åpner svakhetssoner lenger inn i veggen. På den annen side bør slettsprengningen bestå av en eller maksimalt to raster. Erfaringer viser at slettsprengningssalver bestående av flere raster får mer karakter av en ordinær salve, og resultatet blir ikke så godt som ønskelig.

Teoretisk brukes sprengstoffenergien i slettsprengning, som i presplitting, til å danne spalt mellom to nabohull. Det meste av energien frigjøres ved dette, og man får relativt liten ødeleggende effekt på gjenstående vegg. Hulldimensjon og sprengstoffkonsentrasjonen har selvfølgelig stor betydning for skadenes omfang- tror man. Ved Rana Gruber er det forsøkt slettspregning med 6" hulldiameter ladet med glynitt. Ladningsmengden har vært 5,3 kg/m i bunn og 2,7 kg/m i pipe. Hullavstanden har vært variert fra 2,5 m til 3,5 m.

Resultatet er tilfredstillende, men det er en ukurant hulldimensjon for dagbruddet, og ladearbeidet er meget tidkrevende og omstendelig. Man har derfor valgt å gå opp til en hulldimensjon som brukes i gruva og forsøke med sprengstofftype og lademetode som til daglig benyttes, nemlig 7 7/8" hull ladet med pumpeslurry, slurrit 10. Med en ladningskonsentrasjon på 38-40 kg/m er resultatene fortsatt tilsynelatende gode. Hvilke skader en så stor sprengstoffkonsentrasjon kan forårsake på lengre sikt, bør undersøkes nærmere.

3.1. Boring.

Rana Gruber anskaffet i 1976 en kombinert senk- og rotasjonsbormaskin av type Haus Herr HBM-230 for hylleboring. Maskinen har elektrisk/hydraulisk drift, og den er til en viss grad spesialbygd for formålet. Den er blandt annet noe kortere enn standard, og den er utstyrt med svingbord for å lette manøvrering på hyllene. Ved senkeboring ble det brukt Mission Megadrill A63-15HF senkborhammer sammen med 7 5/8" Mission og Coromant

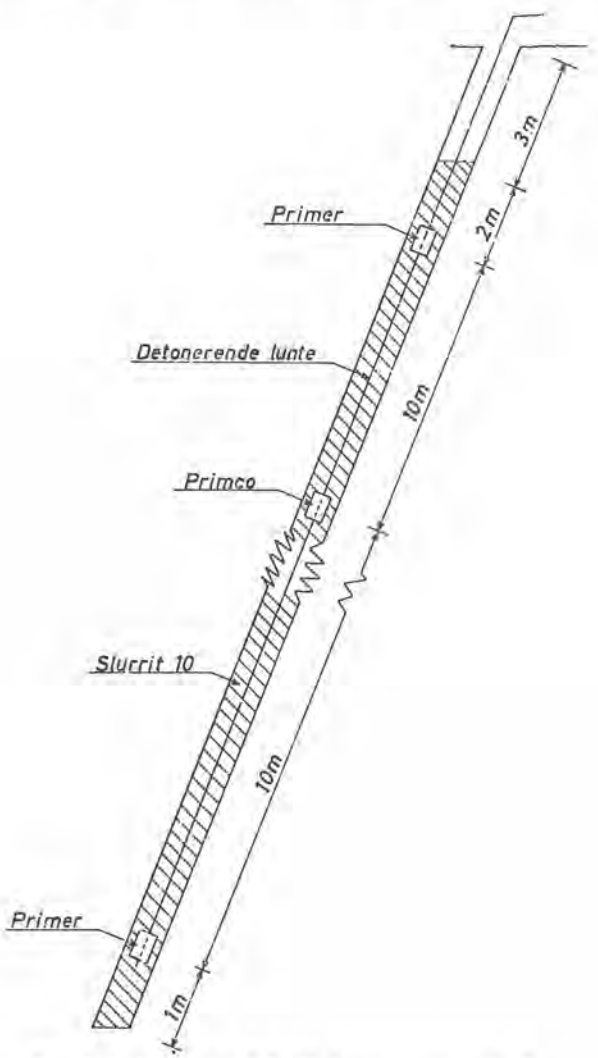


Fig. 7.4 Lading av 7 7/8" slettsprengningshull.

borkroner. I rotasjonsboring er det brukt 7 7/8" kroner. Effekten har variert mye. Med senkboring er det oppnådd maksimalt 70bm/skift, mens gjennomsnittet ligger på ca 40bm/skift. I rotasjonsboring er de tilsvarende tall 126 og ca 80bm/skift.

Maskinen som sådan har forøvrig ingen spesielle problemer med å bore 40 m lange hull i 65° - 70° vinkel.

3.2 Bormønster.

En slettsprengningssalve bores over to produksjonsnivåer, og hullet legges på 70° dersom spesielle geologiske forhold (skifrighet, lagdeling, etc.) ikke tilsier noe annet. Hullavstanden er 5 m (Fig. 7.3). Forsetningen kan variere fra 2 til 10 m i toppen ettersom bakbrekket fra produksjonssalva er stort eller lite. Normalt vil bakbrekket fra 9 7/8" hull være ca 8 m. Forsetningen i bunnen av hullet har større betydning og bør etter undertegnedes mening aldri være større enn hullavstanden. Dette for å få lettere utkast av massen, og for å hindre at sprengsoffet får knuse veggen bak salva.

3.3 Ladning og skyting.

Ladding foregår direkte fra ladetruck. Det brukes ensartet sprengstoff, slurrit 10, i hele hullets lengde, og det settes igjen 3 m uladet i toppen. Sprengstoff-forbruk pr. lademeter er avhengig av lekkasjer i fjellet. Det normale forbruk har vært fra 38 til 40 kg/lademeter.

Sprengstoffet initieres ved hjelp av 3 stk. 360 grams pentolittprimere og detonerende lunte (Fig. 7.4). Dersom man har flere raster, bruker man 20 ms lunteforsinkere mellom fremre og bakre rast. Siste rast mot endelig vegg må gå på samme forsinker for å få best mulig slettsprengningseffekt.

4.0 Etter – rensk.

En sikringshylle skal kunne ta i mot og stoppe blokkfall og mindre ras. Før den kan virke etter hensikten, må den ryddes, og kanten ned mot neste hylle (bakbrekk fra slettsprengningssalve) må bli rensket.

Til dette arbeidet er det leid en beltegående bakgraver Åkerman H 21 utstyrt med lang arm. Maskinen rydder hylla for løsmasse og tar ned blokker så langt ned langs hylla som den når. Parallelt med dette utføres manuell renskning med to til tre mann. Disse tar „finrensken" etter maskinen og foretar nødvendig nedskyting av blokker, utvidelsen av hylla etc.

Effekten målt i antall meter ryddet hylle pr forbrukt time varierer selvsagt mye. I de deler av bruddet der man ikke har hatt slettsprengning, har arbeidet vært vanskelig på grunn av smale hyller og mye masse på hyllene. Det har delvis vært nødvendig med boring og skyting for å skaffe bredde nok til maskinen. Renskearbeidet har vært tidkrevende og kostbart. I 1977 gikk det med 0.5 maskintimer og 2.13 manntimer pr. rensket hyllemeter. I 1978 er det rensket ca 700 m hylle bak slettsprengningssalver. De tilsvarende tall er her 0,16 maskintimer og 0,51 manntimer pr. meter hylle.

5.0 Kostnader.

Driftskostnader for Haus Herr HBM 230 er under våre forhold 44,–kr/bormeter i rotasjonsboring og ca 24% høyere i senkboring. Under ideelle forhold får man 4.8 m^2 vegg pr. bormeter med 70° hull og hylleavstand 25 m.

Kostnader pr. m^2 vegg blir da følgende:

Boring	9.17 kr/m^2
Renskning	2.66 "
Totalt	11.83 kr/m^2

Det kan være av interesse å se på hva kostnadene ville blitt uten slettsprengning. Ved ordinær produksjon ville den tonnasjen som settes igjen for slettsprengning, vært boret med 9 7/8" maskin. Volumet er 175 m^3 pr.m hylle, eventuell overmasse fra bakbrekk er ikke tatt med. Effekter og kostnader med 9 7/8" maskin er 32,2 m^3/bormeter og 35,– kr/bormeter. Med de effekter som man hadde i hyllerensk i 1977, ville kostnader pr. m^2 ',,vegg" blitt følgende:

Boring	7.14 kr/m^2
Rensking	9.40 "
Totalt	16.54 kr/m^2

Sprengstoffkostnadene er ikke medtatt da disse er lik i produksjonsboring og i slettsprengning.

Slettsprengning med 7 7/8" hulldiametre ser ut til både resultatmessig og økonomisk å ha fordeler framfor andre metoder ved Rana Gruber. Ser man på framtiden, så er det ennå flere oppgaver som må løses. Som tidligere nevnt, bør skadevirkningene både fra produksjonssalve og slettsprengningssalve undersøkes nærmere. Ut fra disse resultater er det så mulig å komme fram til hullavstand og sprengstofftype som gir ønsket resultat.

ERFARINGER MED HYDRAULBORING.

Experiences with hydraulic drilling

Ingeniør Per M. Nilsen, Ing. F. Selmer A/S

SAMMENDRAG

Ingeniør F. Selmer A/S har til nu boret ca. 2,5 mill. bormeter med hydrauliske boremaskiner av type Atlas Copco Cop 1038. Etter en utprøvingsperiode for maskiner og utstyr er en nu kommet dit at det bare er meget sjelden det blir tap av salve p. gr. a. maskinhavari.

Arbeidsforholdene på stuffen har forbedret seg vesentlig, og en opplever at driverne vegrer seg for å bruke trykkluftdrevet utstyr.

Energiforbruket er redusert med 70 % i forhold til trykkluftmaskiner.

Bormeterkostnadene ligger rundt 10 kr pr m. Brutto borekapasitet pr maskin er 60 – 80 bm pr time. Kronediameter 45 mm.

SUMMARY

2,5 mill. meter are drilled with Atlas Copco Cop 1038 hydraulic machine by the Norwegian contractor Ing. F. Selmer A/S. After a periode with technical problems the drilling is now going on without any serious troubble or break down of the machines.

The working conditions in the tunnels are improved. The workers sometimes refuse to operate ordinary air-pressure machines. The energy consumption is reduce with 70% in corelation to the consumption of air-pressure machines. The costs pr m borehole are about 10 kr. Brutto drilling capasity is found to be 60 – 80 m pr. hour. Bit diam. 45 mm.

I juni 1976 fikk ing. F.Selmer A/S i oppdrag av Helgeland Kraftlag og Nord-Trøndelag Elektrisitetsverk (Åbjørakraft) å bygge ut Åbjøravassdraget. Kraftstasjonen som heter Kolsvik Kraftverk, ligger 25 km inne i Tosenfjorden fra Terråk.

I forbindelse med dette prosjektet skulle det drives ut ca. 25 km med tunneler og sjakter, de fleste tunnelene med tverrsnitt på ca. 17 - 25 m^2. For å kunne gjennomføre et så stort tunnelprosjekt på en effektiv måte, fant entreprenøren det korrekt å gå til innkjøp av 4 stk. hydrauliske borrigger av merket Atlas Copco, utstyrt med hydraulboremaskiner av type Cop. 1038. Senere er det til andre tunnelprosjekter blitt innkjøpt flere rigger av samme type, og på de 2 årene som har gått siden oppstarten i Åbjøra, har Selmer boret ca. 2,5 mill. bormeter under dagen med hydraulboremaskiner.

Elektro – opplegget.

Da elektro-opplegget i tunnelene (bakarbeidene) er av vesentlig betydning for et vellykket driftsopplegg, vil vi prøve å gi et bilde av det opplegget som Selmer har brukt i de tunnelene som er drevet til dags dato.

På flere av våre fjellanlegg mottar vi anleggsstrøm med driftsspenning på 20KV. Transformatorstasjonen i dagen transformerer spenningen ned fra 20 til 11 KV som er den spenningen vi har valgt å benytte i tunnelene.

11KV-opplegget i tunnelene består av en aluminium høyspentkabel med tverrsnitt 3 x 150 mm^2 som henges opp i tunneltaket ved hjelp av bærewire. Bærewiren strekkes opp gjennom øyebolter.

Boreriggene har en driftsspenning på 500 V, slik at spenningen må transformeres ned fra 11 KV til 500 V. Disse transformatorene plasseres i tunnelene med ca. 750 meters avstand. Transformatorene er tørrisolerte og koster ca. 40.000.– kr. pr stk. Transformatorene flyttes innover i tunnelen etter hvert som tunneldriften skrider fram.

Lavspentopplegget i tunnelene består av en aluminiumskabel med et tverrsnitt på 3 x 240 mm^2 som henges opp i sneller på tunnelveggen.

Lavspentopplegget rigges opp ved at tromler med 240 m kabel koples inn etter hvert. Når 3 tromler er kjørt ut, (750 m), står en ny transformator montert, og høyspentopplegget er da ført 750 m fremover i tunnelen.

Alle arbeider med transformatorplassering, høyspent- og lavspentopplegget utføres av tunnelmannskapene under oppsyn av en elektriker som også utfører de nødvendige omkoplinger.

Kostnadene til elektro-opplegget: kabler, wire, bolter, trafo, etc. og riggearbeider ligger på ca. 100 - 150 kr/lm. Kostnadene er avhengig av avskrivningsreglene på utstyret og ikke minst av hvordan utstyret behandles.

Behovet for elektrikere på anleggene er ikke større idag enn tidligere. Det er tilstrekkelig med 1 elektriker til å følge opp en tunnelrigg som drives på 2 skift.

På riggen er det montert en kabeltrommel med 120 m kabel. Denne koples til lavspentopplegget når riggen kjøres forbi, og den tromles ut automatisk når riggen kjøres inn til stuff.

Kostnader.

Grunnlaget for boreriggskostnadene er 2,5 mill. boremeter utført med 12 borerigger og 46 boremaskiner.

Reservedeler	kr 3,00 pr. bm.
Reparasjonskostnader	kr 1,00 pr. bm.
Kapitalkostnader	kr. 3,50 pr. bm.
Borutrustning	kr. 2,50 pr. bm.
Totalt	kr. 10,00 pr. bm.

Kapasiteter.

Borsynk Ø 45 mm	140/180 cm pr. min.
Brutto borekapasitet pr. maskin	60/80 bm pr. time.

Med disse kapasiteter vil man med øvede mannskaper kunne drive 7 til 9 tunnelmeter pr. skift. Dette talleksempel gjelder i tunneler med tverrsnitt fra 20 til 30 m^2 utført med 3-boms-rigg.

Boreriggenes driftssikkerhet.

Vi fryktet at boreriggene med sitt avanserte elektriske- og hydrauliske utstyr, når de ble kjørt inn i det dårlige miljøet som eksisterer i tunnelene, med tanke på støv og fuktighet, og med behandling vi tross alt vet at boreriggene blir utsatt for av hårdhendte tunnelarbeidere, ville få mye stopptid grunnet maskinhavari. Men etter en innkjøringsperiode hvor man hadde en del problemer, har boreriggene senere fungert perfekt, og det er nå meget sjelden at man har salvetap på skiftet grunnet maskinhavarier på boreriggene.

Miljø.

Tunneldriving med luftdrevne boremaskiner medførte støyproblemer for mannskapene. Man fikk også dårlig sikt på stuff grunnet vanndamp og oljetåke. På de fleste boreriggene var lysutstyret også gjerne dårlig. Trykkluftopplegget til boreriggene var ofte mangelfullt sikret, og dette medførte ofte risiko for mannskapene. For å bedre sikten på stuff ble det brukt propanbrennere. Disse innebar også et faremoment ved at det ved enkelte anledninger har tatt fyr i boreriggenes oljeslanger og annet brennbart materiale.

Alle ovennevnte punkter er nå bedret, og miljøet og sikkerheten for tunnelarbeiderne i boretiden er nå så radikalt forbedret at det er ikke lett å flytte en tunneldriver som har prøvd driving med hydraulimaskiner tilbake til driving med luftdrevne boremaskiner.

Hydraulboreriggenes fleksibilitet.

Da vi ikke lenger rigger trykkluftopplegg i tunnelene, er vi avhengig av å bruke boreriggen som bolterigg ved sikringsarbeider. Boreriggen blir også brukt til oppboring av boltehull til diverse bakarbeider. På riggen er det plassert elektriske luftkompressorer. Disse driver ANFO ladeapparatene, og det kan i tillegg taes ut trykkluft til f.eks. mindre luftdrevet håndverktøy, (muttertrekkere, plugghullmaskiner, etc.)

Sikkerhetsforskrifter.

Med innføring av de nye hydraulriggene ble man i forbindelse med utførelse av samtidig boring og ladning pålagt av Statens Arbeidstilsyn nye forskrifter:

1) Transformatorene og boreriggene utstyres med meget følsomme jordfeilbrytere.
2) Det benyttes HU-tennere.
3) Tennerledningenes ender isolerer med koplingshetter.
4) Sikkerhetsavstandene mellom ladet hull og hull under boring er som tidligere. 2 m.

Ingen av disse påleggene har ført til driftstekniske problemer.

Høyspentopplegg i tunneler.

Ved å rigge høyspentkabel i tunnelene til forsyning av hydraulboreriggene, vil man i enkelte tilfeller oppnå en del indirekte fordeler. Man har da strømforsyningen klar til hjelpevifter for ventilasjonsopplegget. Det samme gjelder strømforsyning til kompressorstasjoner for sjaktdrifter. Dersom det er behov for pumpestasjoner, enten til vannforsyning eller vannlensing i tunnelene, har man også her strømforsyningen ferdig rigget. Ved et hvert strømuttak fra høyspentopplegget rigges en transformator og bryter.

Energiforbruk.

Hydraulboremaskinen bruker ca. 30% av den energien som luftboremaskinen bruker pr. boremeter. Dette må i dagens situasjon være med å telle ved valg av alternativ driftsmetode. På de 2,5 mill. boremeter som vi har boret med hydraulmaskiner til i dag, har vi

spart ca. 5 mill. KWH. Dette gjelder bare besparelsen ved netto boretid.

Service og vedlikehold.

For å oppnå gode driftsresultater må service- og vedlikeholdsopplegget tenkes nøye igjennom. Reparatørene må få den nødvendige utdannelse som skal til for å kunne drive et fagmessig og forebyggende vedlikeholdsarbeid. På anlegget må man også ha et godt utvalg av slite- og reservedeler. En del av vedlikeholdsarbeidet på riggene og boremaskinene krever stor nøyaktighet og en høy grad av renslighet. For å oppnå dette må man ha et velegnet verksted.

Konklusjon.

Hydrauliske borerigger utstyrt med hydraulboremaskiner er idag i ferd med å overta markedet. I Norge er det idag ca. 70 borerigger av denne type i drift, og det er bare et tidsspørsmål når den luftdrevne boremaskinen er utkonkurrert på markedet når det gjelder sprengningsarbeider utført under dagen. En 3-bomsrigg med ladekurv koster idag ca. 2.mill. kroner, noe avhengig av merke. Dette er en langt høyere pris enn hva man må gi for en rigg med trykkluftdrevne maskiner med samme kapasitet. En investering i en hydraulrigg krever med andre ord enda mer enn tidligere at man får god produksjon på riggene dersom investeringene skal kunne forsvares. Tallene for reservedelskostnadene pr. bm. (kr. 3,–) ligger overraskende høyt. Disse inkluderer imidlertid diverse ombygginger og forbedringer av riggene. Kostnadene er derfor i ferd med å bringes noe nedover, da ombyggingene bl. a.har ført til mindre forbruk av slitedeler. Kapitalkostnadene pr. bm. er også høye, selv om vi har hatt god utnyttelse på boreriggene. Dette er forårsaket av høy avskrivning de første årene. Levetiden på borutrustningen er overraskende god til tross for stor borsynk og et fantastisk påkjenning på borstålet. Dataene på kr. 2,50 pr. bm. er overraskende lave.

Den endelige konklusjon må være at hydraulmaskiner er kommet for å bli, spesielt der hvor høyt tempo i boreoperasjonen er av vesentlig betydning for resultatet. Luftboremaskinen har likevel sin berettigelse på de jobbene hvor boreoperasjonen utgjør en mindre del av totaljobben.(f.eks. i tunneler hvor sikringsarbeidene er den vesentlige delen av jobben.) Utviklingen for hydraulboreriggene går i retning av at driftsspenningen på riggene økes. Fra å starte på 380 V bygges det idag rigger på 660 V. Man bør prøve å utvikle utstyr og materiell slik at riggene kan kjøres på 1000 V. Dette vil i så fall medføre en forenkling av elektroopplegget, da man på tunneler med inntil 3 km. lengde kan sløyfe transformatorstasjoner og rigging av lavspentopplegg.

FORSØK MED VANNJET I NORSKE BERGARTER

Tests with waterjet in Norwegian rocks.

Siviling. O. T. Blindheim, Geologisk institutt, NTH.

SAMMENDRAG

En forsøksserie med vannjet i et utvalg av norske bergarter omtales kort. Resultatet av slisseforsøk og boring med vannjetassistert roterende skjærende boring diskuteres i forhold til bergartsegenskapene. Det demonstreres hvordan vannjetslissing kan ha anvendelsesmuligheter innen steinindustri, og hvordan vannjetassistert rullemeiselkutting kan tenkes å utvide anvendelsesområdet for fullprofilboring av harde bergarter. Videre forsøk med metoden anbefales.

SUMMARY

Testing with waterjet in a suite of Norwegian rocks are reported. Results from kerfing tests and waterjet-augmented drilling are discussed in relation to rock properties. It is demonstrated how waterjet kerfing has a potential as a processing tool in the stone industri, and how waterjet-assisted disc cutting can increase the use of tunnel boring in hard rocks. Further tests are recommended.

ER VANNJET NOE FOR NORSKE BERGARTER?

B. Kielland (1) stilte dette spørsmålet på Fjellsprengningskonferansen i 1976. For om mulig å svare på dette utførte forfatteren i samarbeid med professor Fun-Den Wang ved Excavation Engeneering and Earth Mechanics Institute (EMI) ved Colorado School of Mines våren 1978 et forsøksprogram med vannjet på en serie norske bergarter.

Forsøkene, som er detaljert rapportert av Blindheim & Wang (2), ble utført ved Colorado School of Mines, som har et omfattende forskningsprogram innen dette felt. Hjelp til prøvetaking og støtte til de innledende studier ble gitt av en rekke firmaer og institusjoner: Bergforskningen – BVLI, Institutt for Fjellsprengningsteknikk, Mobil Exploration Norway Inc. gjennom Norge-Amerika Foreningen, Motordrift A/S, Norges Teknisk-Naturvitenskapelige Forskningsråd og Sydvaranger A/S.

Undersøkelsene ble utført etter at en ved litteraturstudium og besøk til firmaer og institusjoner hadde klarlagt metodens status i dag. Ut fra dette ble en oversiktsrapport over vannjet innen bergbrytning utarbeidet, se (3).

BERGARTSUTVALG

Bergartene ble valgt ut fra tidligere erfaringer med bergartsstyrke og borbarhet for å representere en variasjon fra god til meget dårlig borbarhet.

TABELL 9.1 .
Utvalg av bergartsprøver fra Norge samt supplerende fra USA, inklusive borbarhetsindekser.

Bergart	Lokalitet	Borsynk-indeks DRI	Borslitasje-indeks BWI
Syenitt (Nordmarkitt)	Gjelleråsen, Oslo	69 „høy"	17 „lav"
Gneis (Kvartsdioritt)	Trolla, Trondheim	53 „middels"	35 „middels"
Skifer	Golan, Oppdal	50 „middels"	37 middels" til „høy"
Metagabbro	Skjøla, Trondheim	49 „middels"	19 „lav"
Kvartsittisk jernmalm	Tverrdalen, Sør-Varanger	23 „ekstremt lav"	75 „ekstremt høy"
Granitt	Lyon, Colorado	44 „middels til lav"	45 „høy"
Granodioritt	St. Cloud, Minnesota	42 „lav"	43 „høy"
Kalkstein	Knoxville, Tennessee	72 „høy"	5 „ekstremt lav"

Bergarter og lokaliteter fremgår av tabell 9.1. For de øvrige bergartsegenskapene henvises til (2).

SLISSEFORSØK.

Slisseforsøkene ble foretatt på tilsagede prøvestykker av bergartene og ble utført på et bevegbart prøvebord nærmest tilsvarende for en bygningssteins-sag.

Vannjetdysen av safir hadde 0,3 mm dyseåpning, og vannjettrykket ble variert fra 69 til 345 MPa. Forflytningshastigheten av vannjet i forhold til bergartsprøve var fra 12,5 til 75 cm/sek.,og avstanden fra dyse til prøve var 30 mm. Trykket ble levert av to enkeltvirkende trykkforsterkere som ble drevet hydraulisk og styrt slik at vanntrykket ble holdt jevnt under de enkelte forsøkene. Trykkforsterkerne hadde en forsterkningsfaktor på ca. 16. Samlet effekt for hele utstyret var 22 kW. Dette utgjorde imidlertid en mer komplisert enhet enn nødvendig for slisseforsøkene. Det oppsto ingen vanskér med utstyret under forsøkene.

Et eksempel på en av prøvene etter slisseforsøkene er vist i figur 9.1, der de enkelte slisser er utført under varierende trykk og forflytningshastighet.

Følgende generelle observasjoner kunne trekkes ut fra slisseforsøkene:

1. Slissedybden øker stort sett jevnt med økende vannjet-trykk.Et minste trykk„terskel trykket" må overskrides før noen sammenhengende sliss oppnås. Se figur 9.2 øverst.

Fig. 9.1 Oppslisset Oppdalsskifer-prøve. Lave vannjet-trykk gir avskalling til siden for slissen, høyere trykk gir gjennomskjærende tynne og dypere sliss.

Som en orienterende tommeregel kan dette settes tilnærmet lik bergartens enaksielle trykkfasthet.

2. Slissedybden minsker med økende forflytningshastighet, se figur 9.2 nederst.
3. Slissedybden er gjennomgående større ved slissing normalt foliasjonen enn parallelt i anisotrope bergarter.
4. Utriving av korn og avskalling til siden for slissen dominerer for de lave trykk, mens slissen blir smalere og skjærer gjennom enkeltkorn for de høyere trykk. Bruddbildet er trolig avhengig av både vannjet-trykkets størrelse i forhold til terskeltrykket og tilstedeværelsen av eventuelle riss (mikroriss) mellom bergartskornene.
5. Av bergartsegenskaper synes strekkfastheten å kunne være en nyttig parameter i klassifisering med hensyn på eroderbarhet. Tilstedeværelsen av riss mellom kornene og f.eks. glimmer spiller en vesentlig rolle. Permeabiliteten er derfor også ventelig en viktig faktor, noe som også understrekes f.eks. av Rehbinder (4).

For øvrig må det bemerkes at slissedybden ved høyeste trykk, 345 MPa, lå fra ca. 1,5 mm for den kvartsittiske jernmalmen fra Syd–Varanger til over 5 mm for Oppdals–skiferen, alle for en passering av vannjeten ved 25 cm/s i forflytningshastighet.

I situasjoner hvor slike dybder kan utnyttes som bruddanvisere eller for å lette arbeidet for mekanisk verktøy, kan følgelig vannjet finne anvendelse om praktiske løsninger finnes.

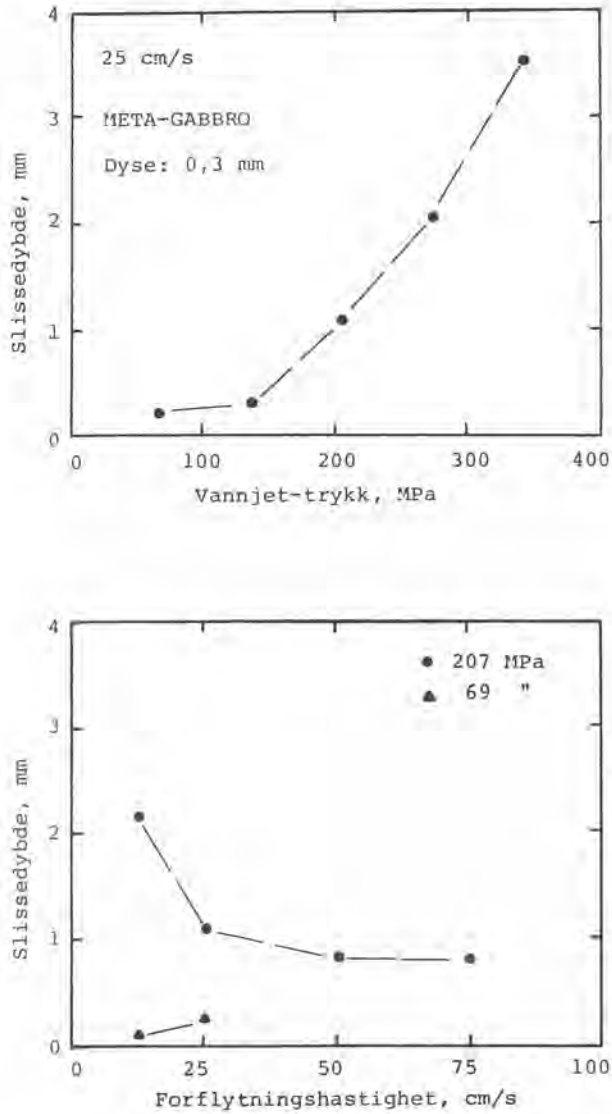


Fig. 9.2 Eksempel på slissedybdens variasjon med vannjet-trykk og forflytningshastighet.

For enkelt å demonstrere en mulig anvendelse ble det foretatt en tosidig slissing med vannjet–trykk på 276 MPa av Oppdals–skiferhelle med en deretter følgende enkel mekanisk brekking av denne. Slissene virker som effektive bruddanvisere, og ru naturlig bruddflate, som fulgte disse selv ved brekking på tvers av lineasjonen, ble oppnådd. Se figur 9.3. Denne enkle lek representerer ikke noen ferdig metode, men indikerer at vannjet kan utvikles til et nyttig hjelpemiddel i steinbearbeiding.

Fig. 9.3 Skiferplate som er brukket langs tosidige vannjetslisser.

BOREFORSØK

Boreforsøkene ble foretatt med en lett liten rigg for roterende skjærende boring. Borkronen som er vist i figur 9.4 hadde tre safirdyser med diameter omkring 0,2 mm. Det ble boret med vannjet–trykk på 138 og 276 MPa. Det siste lå over terskeltrykket i samtlige bergarter. Det ble avendt lav materkraft 0,7 kN og 1200 rpm for utstyret som ga en hulldiameter på 20 mm. Utstyret var utviklet for å bore boltehull med liten diameter i bløte sedimentære bergarter og har for så vidt ingen særlig praktisk anvendelse i de undersøkte bergarter som er typiske „slagboringsbergarter".

Borsynkverdiene som ble oppnådd er i seg selv ikke så imponerende: fra ca. 1 cm/min. i jernmalmen til nesten 100 cm/min. i Oppdals–skiferen.

Det vesentlige i denne forbindelse er imidlertid det forhold at uten bruk av vannjet var boreriggen overhodet ikke i stand til å oppnå noen målbar borsynk i disse bergartene. Bruk av vannjet til å slisse opp hullbunnen økte derved det mulige anvendelsesområdet for boremetoden vesentlig.

Dette har viktige prinsipielle konsekvenser. På tilsvarende måte kan en tenke seg at vannjet vil kunne utvide anvendelsesområdet for fullprofilboring med fresende boreverktøy som f.eks. ved underkuttingsmetoden.

I prinsippet vil også drastiske økninger i borsynk for slaghammerboring og rullende rotasjonsboring kunne oppnås. Imidlertid vil dette kreve praktisk løsning av en rekke utstyrsdetaljer før robuste borkroner og vannsvivler kan tas i bruk.

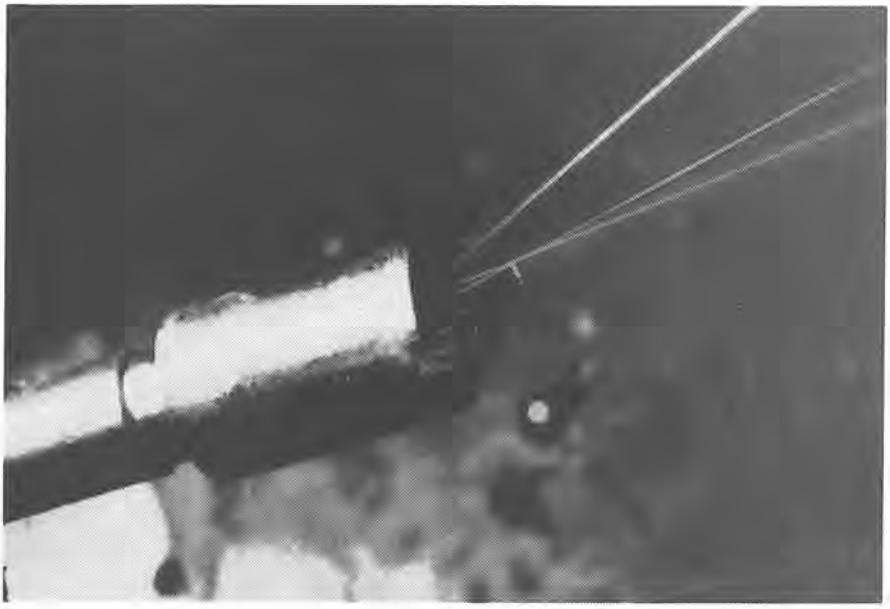


Fig. 9.4 Borkrone (d=20 mm) med tverrstående hardmetallskjær og tre vannjetdyser.

RULLEMEISELKUTTING.

På en av bergartene, en kvartsdiorittisk gneis fra Trolla, fikk en anledning til å foreta vannjet–assistert rullemeiselkutting (disc-cutting) i full målestokk da den tilsendte blokk var stor nok.

Forsøkene foregikk i EMI's rigg bygd for borbarhetstesting for fullprofilboring som beskrevet i en rekke av instituttets publikasjoner, se nærmere beskrivelse og referanser i (2).

Figur 9.5 viser detaljarrangementet med en vannjetdyse montert i et rør foran en 40 cm rullemeisel med 90° eggvinkel. Under forsøkene forskyves bergartsblokken (som er innstøpt) under rullemeiselen slik at denne trenger en forutbestemt dybde inn i bergarten. Kutterkreftene registreres automatisk via et strekklapp-målesystem.

Det ble utført en rekke tester under forskjellige forsøksbetingelser, som her ikke kan diskuteres i detalj. Det ble anvendt vannjet-trykk på 69 MPa, 25 og 50 mm dyseavstand,dysediametere 0,51 og 0,64 mm. Vannjeten ble bare anvent i kuttersporet. Det må understrekes at vannjet-trykket var langt under terskeltrykket for bergarten som i denne retning var ca. 105 MPa. Den anvendte vannjet var altså ikke i stand til å utføre noen nevneverdig selvstendig kutting eller slissing, og virkningen kan nærmest karakteriseres som en meget effektiv spyling. Vannjeten spylte altså vekk knust bergartspulver og utnyttet riss dannet av rullemeiselen til å blåse bort delvis løsbrutt borkaks og bergartskorn.

Ved å foreta sammenligning med rullemeiselkutting alene fikk en derved en bestemmelse

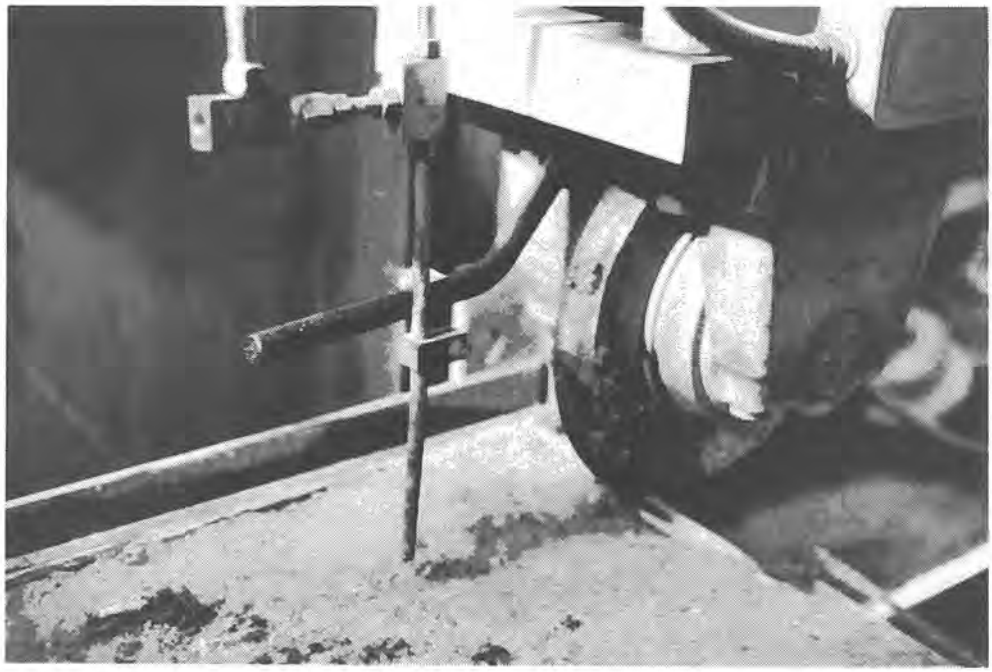


Fig.9.5 Forsøksopplegg for vannjet-assistert rullemeiselkutting.

av reduksjonen i kutterkreftene når vannjeten assisterte rullemeiselen. Som eksempel på størrelsen av denne effekten kan nevnes at ved kutterinntrengning på ca. 5 mm (tilsvarende 5 mm pr. omdreining for et borhode) ble det oppnådd opptil 20% reduksjon i normalkraften (materkraften) og større for side- og rullekrefter.

Teoretisk kan dette bety økninger i netto inndrift i størrelsesorden 25–50% ved anvendte materkraftnivå, med en økning i effektbehov av samme størrelsesorden som det en vanlig tunnelbormaskin allerede har, forholdene er for kompliserte til å kunne diskuteres fullstendig her på basis av de begrensede forsøkene.

Det kan imidlertid konkluderes med følgende:

1. Ved fullskala-forsøk med kutting med rullemeisel av samme type som anvendes på fullprofilmaskiner for hardt fjell, ble det vist hvordan bruk av vannjet kan ha en gunstig effekt på kutterkrefter og inndrifter. Dette gjelder for en vanlig middels borbar norsk gneis og for vannjet-trykk langt under terskeltrykket.
2. Videre forsøk med vannjet-assistert rullemeiselkutting pågår ved Colorado School of Mines for om mulig å påvise hvordan bruk av vannjet ved slike moderate trykk kan skje gunstigst mulig i kombinasjon med det mekaniske boreverktøyet. Dersom en gunstig totaleffekt oppnås også ved interessante inndriftsnivå i harde bergarter, kan dette bety en vesentlig utvidelse av det praktiske anvendelsesområdet for tunnelboring, idet driftssikkerhet og energiforbruk ved slike moderate trykk er langt gunstigere enn det som gjelder for de høye trykk som hittil har vært anvendt.

OPPSUMMERING.

Til Kielland's spørsmål kan en i dag svare ja. Vannjet kan brukes i norske bergarter, men en må være klar over at metoden er på utviklingsstadiet. Den er imidlertid ikke lenger bare en eksotisk metode som trives i beskyttede laboratoriemiljø, men i ferd med å utprøves under stadig mer realistiske feltforhold.

Tatt i betraktning at vi her i landet i utvinningen av harde bergarter allerede anvender de beste metoder som kan skaffes, synes det viktig at dette feltet følges med oppmerksomhet, og at det i den grad det er hensiktsmessig, også startes praktiske forsøk.

REFERANSER.

(1) KiELLAND, B (1976):
Er vannjet noe for norske bergarter?Fjellsprengningskonferansen, Oslo.

(2) BLINDHEIM,O.T. & WANG, F. –D. (1978):
Forsøk med vannjet i et utvalg av harde norske bergarter. Rapport nr.8, Geologisk Institutt, NTH, Trondheim.

(3) BLINDHEIM,O.T. (1978):
Vannjet til bergbrytning. Rapport nr. 7, Geologisk Institutt, NTH, Trondheim.

(4) REHBINDER, G. (1977):
Slot Cutting in Rock with a High Speed Water Jet. Research report 03, University of Luleå.

ERFARINGER FRA DRIFT AV TUNNELER MED DIAMETERE 6 - 7M I USA.

Experiences from tunnel boring with diameters 6 to 7 m in USA.

Siviling. O. T. Blindheim, Geologisk institutt, NTH.

SAMMENDRAG

Det omtales hvordan tunnelboremaskiner med diametre omkring 6 m og større kan oppnå inndrifter fra 1,5 til 2,8 m/time. Dette er bergarter som etter norske forhold må karakteriseres som middels borbare og som samtidig er tilnærmet massive med hensyn til fullprofilboring.

Systematisk sikring med bolter, netting og bånd lar seg effektivt utføre rett bak borhodet med en samtidig god totalutnyttelse av tunnelboremaskinen. Dette forutsetter en hensiktmessig montering og betjening av bolteutstyr og vil kunne gi god sikring mot bergslagsaktivitet og oppsprukket fjell. Dårlig konsoliderte knusningssoner vil lett kreve flere ukers forsinkelser om sikringsarbeidet må foretaes på en improvisert måte.

SUMMARY

It is described how tunnel boring machines with diameters from about 6 m and larger can achieve net penetration from 1,5 to 2,8 m/hr. This is in rock types after Norwegian conditions must be classified to a medium boreability,and which are practically massive regarding tunnel boring.

Systematic bolting with net and band can be effectively done immediatly behind the cutterhead with a simultaneous good total utilization of the tunnelboring machine. This demands a practical mounting and operation of the bolting equipment. Such a system will be effective aganst rock spalling and jointed rock. Loose consolidated crushed zones can easily cause delay for several weeks if the supporting work is improvised.

BEDRET KONKURRANSEEVNE FOR TUNNELBORING.

Etter besøk til en rekke tunnelanlegg i USA i løpet av 1977 og 1978 med innsamling av de grunnleggende driftsresultater som netto inndrift og kutterkostnader sitter forfatteren igjen med det inntrykk at konkurranseevnen for tunnelboring av større tverrsnitt er vesentlig bedret de siste få årene. Borbarhetsanalyser utført på bergartsprøver tatt i tunnelene bekrefter at det kan oppnås vesentlig høyere inndrifter for de store diametere enn det Prosjektrapport 1–76 (1) antyder. En antar at dette henger sammen med bruken av enkeltrings rullemeisler med diametere på ca. 40 cm som tillater bruk av meget høye materkrefter pr. kutter.

En vil her gi en kort oppsummering av de viktigste observasjonene som ble gjort. For en detaljert rapport av besøkene henvises til (2) Hjelp til studiereiser og analysearbeid er mottatt fra en rekke firmaer og institusjoner: Excavation Engineering and Earth Mechanics Institute, Colorado School of Mines, Bergforskningen – BVLI, Institutt for Fjellsprengningsteknikk, Mobil Exploration Norway Inc. gjennom Norge-Amerika Foreningen, Motordrift A/S og Norges Teknisk-Naturvitenskapelige Forskningsråd.

CHICAGO.

Meget omfattende tunnelarbeider for et oppsamlingssystem for overflatevann pågår i dolomittisk kalkstein i Chicago. Tunneldiameterne varierer fra ca. 3 til 9,2 m. Bergarten er gjennomgående ganske massiv med enkelte ikke særlig markerte lagdelingsstikk med avstand fra 30 til 40 cm. Gjennomsettende sprekker opptrer med stor avstand. Kalksteinen er derfor trolig jevnt over minst like massiv som den som opptrer i Oslofeltet.

Jarva – 9,2 m.

Først vil en nevne den imponerende store Jarva MK 30–3001 tunnelboremaskinen hvis spesifikasjoner fremgår av tabell 10.1.

Netto inndrift for denne giganten var omkring 1,6 m pr. time.Det ble boret med enkeltrings rullemeisler (single disc cutters) med 40 cm diameter med 75 mm avstand mellom kuttersporene.

De første månedene hadde totalutnyttelsen vært meget lav. Dette skyldes at transportsystemet først ble montert etter at maskinen hadde boret seg vekk fra heisesjakten, vanlige innkjøringsproblemer som nok ble noe mer omfattende enn normalt p. g. a. maskinens størrelse, og at oppstartingen skjedde i en kurve.

Tabell 10.1 Spesifikasjoner for Jarva MK 30 tunellbormaskin i Chicago.

Tunnelbormaskin	Jarva MK 30–3001
Diameter	9,2 m
Omdreiningstall	4 eller 4,8 rpm
Boreverktøytype og antall	64 stk. 40 cm - 90° enkeltrings rullemeisler og 2 koniske 5-rings center-kuttere
Maks. materkraft	13,34 MN (3.000.000 lb)
Maks. dreiemoment	4,27 MN m (3.150.000 ft lb)
Effekt på borhodet	1790 kw (2.400 hp)

I en leirrik knusningssone med 6 – 7 m mektighet fikk man også ras foran og delvis over borhodet. Dette var uventet, og sikringsarbeidene tok 5 uker.

Etter dette kom det mer driv over det hele, og inndrifter på 148 m pr. uke og 457 m pr. måned var beste resultat etter de siste informasjoner undertegnede fikk.

De fortsatte erfaringer fra dette anlegget vil være interessante idet kalksteinen har normal styrke også vurdert etter norske forhold. Slitasjemessig er den selvfølgelig meget gunstig.

Jarva – 6,7 m.

På samme anlegget ble det drevet en 6,7 m tunnel med en maskin med spesifikasjoner som oppgitt i tabell 10.2.

Som det fremgår, boret maskinen til å begynne med med hele 174 rullemeiselringer i kontakt med stuffen. Fra to til åtte kuttere rullet i samme spor. Maskinens gang var meget jevn og uten vibrasjoner, men netto inndrift var lavere enn ventet og lå på 1,5 til 1,8 m/time.

Etter konsultasjon med Colorado School of Mines ble det prøvd å redusere antall kuttere. Dette ga en umiddelbar økning i netto inndrift, og det hele endte opp med at borhodet ble ombygd til 44 enkeltrings rullemeisler. Maksimal gjennomsnittlig brutto materkraft pr. rullemeiselring økte med dette fra 51 kN til202 kN. Netto inndrift gikk opp til 2,4 –3m/time, med et gjennomsnitt på omkring 2,8 m/time.

Tabell 10.2 Spesifikasjoner for Jarva MK 22 tunnelbormaskin i Chicago inklusive endring av kuttere.

Tunnelboremaskin	Jarva MK 22–2201
Diameter	6,7 m
Omdreiningstall	5,5 eller 6,5 rpm
Boreverktøy og	Oppstarting med: 56 stk. trerings rullemeisler + 2 centerkuttere Skiftet ut til: 40 stk. enkeltrings rullemeisler 40 cm – 90° og 4 stk. 30 cm i center
Maks. materkraft	8,90 MN (2.000.000 lb)
Maks. dreiemoment	1,55 MN m (1.145.900 ft lb)
Effekt på borhodet	895 kW (1.200 hp)

Disse erfaringene demostrerer med all ønskelig tydelighet hvor viktig det er for inndriften at materkraften pr. kutter er høy for at effektiv boring skal kunne oppnås.

Et tilnærmet likt ganske høyt indriftsnivå var også oppnådd av to Robbins-maskiner som drev tunneler like i nærheten i samme formasjon. Se detaljert omtale i (2). Disse opererte også med enkeltrings rullemeisler, bl. a. en ny type med brutt egg og i »konstant tverrsnitt». En utslitt kutter av denne type er vist i figur 10.1. Den ene entreprenøren mente at denne typen kuttere økte vibrasjonene, mens den andre var godt fornøyd og tok nærmest en del vibrasjoner som et tegn på en rimelig hard utnyttelse av boremaskinen. For øvrig kan nevnes at den siste oppnådde en totalutnyttelse på ca. 60% ved 2 boreskift a 10 timer pr. døgn med 4 timer disponibelt til vedlikehold.

WASHINGTON D.C.

De besøkte tunnelene i Washington D.C. ble drevet for undergrunnsbanesystemet. Tidligere drevne seksjoner har vært omtalt i dette forum tidligere, se GRØNHAUG (3). Bergartene er

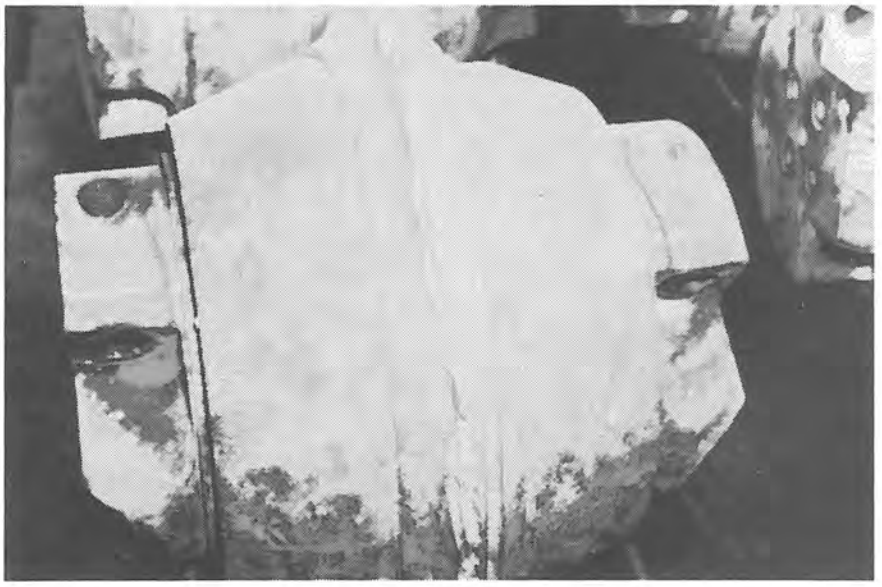


Fig. 10.1 Utslitt rullemeisel med avskallinger på den ene siden av eggen og antydning til selvskjerping på den andre

Fig. 10.2 Stålbuesikring i forgrunnen. Systematisk bolting og bånd i bakgrunnen

varierende gneiser, fra lyse granittiske til mørkere hornblendegneiser. Fjellet er gjennomsatt av en vekslende mengde av knusningssoner, slepper og sprekker.

Jarva – 5,8 m.

En Jarva–maskin, som spesifisert i tabell 10.3, drev i en lys grå anisotrop gneis med netto-inndrifter på omkring 1,5 m/time.

Tabell 10.3 Spesifikasjoner for Jarva MK 21 tunnelbormaskin i Washington D.C.

Tunnelboremaskin	Jarva MK 21–1902
Diameter	5,8 m
Omdreiningstall	6 rpm (evt. 3 rpm)
Boreverktøytype og antall	66 trerings rullemeisler og 2 koniske centerkuttere
Maks. materkraft	8,0 MK (1.800.0 00 lb)
Maks. dreiemoment	0,9 MK m (660.000 ft lb)
Effekt på borhodet	746 kW (1.000 hp)

Stabilitetsproblemene i tunnelen var omfattende og resulterte i lave ukeinndrifter, typisk fra 22 til 45 m/uke for to 8–timers skift. På de mer gunstige partiene kunne totalutnyttelsen komme opp mot 40%.

I de hyppige knusningssonene var fjellet oppknust, og omvandlet bergartsmateriale og svelleleire var åpenbart årsaken til de mer alvorlige stabilitetsproblemene. I slikt fjell ble sikringen utført med stålbuer som ble montert ved hjelp av hydraulisk vinsj rett bak borhodet, se resultatet i figur 10.2. Skifte mellom sikring med stålbuer og bolting ble vurdert ut fra fjellforholdene, men for hyppige vekslinger ble søkt unngått. Vurdert ut fra norsk praksis kunne fjellbolter og bånd erstattet meget av stålbuesikringen i oppsprukket og sleppete fjell. I knusningssonene representerte imidlertid stålbuene en effektiv sikringsmetode. Dette bevirket at en slapp sommel, innrasing og improvisasjon for hver eneste alvorlige knusningssone.

Robbins – 5,8 m.

En Robbbins-maskin (se spesifikasjoer i tabell 10.4) hadde ved besøket drevet 3,2 km tunnel på 7 måneder, dvs.omkring450 m/måned.

Tabell 10.4 Spesifikasjoner for Robbins 191–161–1 TBM i Washington D.C.

Tunnelbormaskin	Robbins TBM 191–161–1
Diameter	5,8 m
Omdreiningstall	5 rpm
Boreverktøytype og antall	41 stk. 40 cm enkeltsring rullemeisler + 4stk. 30 cm i center
Maks. materkraft	8,23 MN (1.850.000 lb)
Maks. dreiemoment	1,42 MN m (1.050.000 ft lb)
Effekt på borhodet	671 kW (900 hp)

Fig. 10.3 Godt utslitte enkeltrings rullemeisler.

Fig. 10.4 Montering av bolter, bånd og netting rett bak borhodet. I bakgrunnen kan skimtes en materbom for boring av boltehull. (Bildet er tatt mot borhodet)

Dette var oppnådd med en gjennomsnittlig totalutnyttelse på 46% og en netto inndrift på 2,0 m/time. Bergarten var en mørk grå anisotrop gneis som ble boret i 30 – 45° vinkel til skifrighetsplanet. Bergarten var ikke utpreget skifrig, gjennomsnittlig avstand mellom skifrighetsstikk var ca. 20 cm. Den var faktisk å regne som tilnærmet massiv med hensyn på fullprofilboring.

Maksimal brutto materkraft for rullemeiselring var i gjennomsnitt 183 kN, og det antas at dette var årsaken til at denne bergarten kunne bores så effektivt og med boreverktøykostnader som ble antydet så lavt som til ca. 35 kr/fm^3 . Vurdert ut fra borbarhetsindeksene, som ble bestemt på prøver fra tunnelen, var bergarten litt ugunstigere enn en middels borbar norsk gneis.

Et annet meget viktig forhold var at tunnelhengen hele tiden ble boltet systematisk med netting og bånd. Borhullene ble boret med to bormaskiner hvis materbommer var montert mellom borhodet og fastspenningslabbene. Nettingen ble lettvint montert fra en rull som lå løs på toppen av maskinen, se figur 10.4. Arbeidet foregikk umiddelbart bak noen stålfingre som strakte seg bakover fra borhodet som et glissent skjold, slik at hengen ikke var usikret noe sted. Hele operasjonen virket meget effektiv og forsinket normalt ikke selve tunnelboringen noe.

Nå var stabilitetsforholdene i denne tunnelen jevnt over meget gode slik at sikringen langt på veg egentlig var overflødig. Imidlertid viser det klart at denne form for bolting kan være et hurtig og effektivt sikringsmiddel under boring. Dette kan foruten i oppsprukket og sleppete fjell være en nødvendig sikringsmåte mot bergslagsavskallinger. Boltingen ga også et utmerket utgangspunkt for en tilpasset og variert permanent sikring, f. eks. ved supplering med sprøytebetong etter utdrivingen.

ARIZONA.

Ved Buckskin drev en Robbins–maskin en vanntunnel med 7,2 m diameter i varierende vulkanske bergarter:,andesittlava, agglomerat, porfyr og tuff. Maskinen var utstyrt med skjold og hadde spesifikasjoner som det fremgår av tabell 10.5.

Tabell 10.5 Spesifikasjoner for Robbins 233–172 TBM i Buckskin, Arizona.

Tunnelbormaskin	Robbins TBM 233–172
Diameter	7,2 m
Omdreiningstall	4,1 rpm (evt. 2 rpm)
Borevertøytype	54 stk. 40 cm – 90° enkeltrings
og antall	rullemeisler + 4stk. 30 cm i center
Maks. materkraft	14,23 Mn (3.200.000 lb)
Maks. dreiemoment	2,10 MN m (1.550.000 ft lb)
Effekt på borhodet	895 kW (1.200 hp)

Som permanent sikring av stabilitet og mot lekkasjer ut av tunnelen ble det sikret kontinuerlig ved tunnelbormaskinen med prefabrikkerte betongelementer. Disse ble montert i 4 elementer pr. ring ved hjelp av en hydraulisk heiseinnretning.

Skjoldet hadde opprinnelig vært av en ekspanderbar type, men etter at det hadde oppstått en del blokknedfall i løst fjell når skjoldet ble løsnet fra fjellet, var dette modifisert i tunnelen til et stivt skjold med ca. en tommes klaring på hver side.Borhodet var også blitt bygd om i tunnelen da løsblokker rev løs kuttere. Etter at en ekstra frontplate var montert, slik at rullemeiseleggene kun stakk ca. 10 cm frem fra denne, ble dette problemet eliminert.

Netto inndrift lå på omkring 2,3 m/time, noe som i stor grad var tilpasset hastigheten ved monteringen av betongelementene. Ved det anvendte materkraftnivå var denne inndriften klart påvirket av de mange uregelmessige stikkene i fjellet, en økning på ca. 50% i forhold til massivt fjell var sannsynlig. Se figur 10.5.

Fig. 10.5 Stuff i andesittlava hvor avskallingen mellom kuttersporene i stor grad er influert av sprekker i fjellet. Kutterne sitter i åpne "brønner" i en ekstra frontplate på borhodet.

KONKLUSJONER.

For en detaljert diskusjon av de mange inntrykk fra tunnelbesøkene og borbarhetsanalysene må det igjen henvises til (2).
De viktigste konklusjoner er som følger:

1. Ved et gjennomtenkt opplegg er det mulig å utføre systematiske sikringsarbeider rett bak borhodet med en samtidig god totalutnyttelse. Dette kan gjelde bolting i oppsprukket fjell og mot bergslag og bruk av stålbuer i knusningssoner.Om muligheten til slik sikring finnes, kan det spares mye tid der hvor noe må gjøres før maskinen kan bore videre.

2. For at effektiv boring med høy netto inndrift og lavest mulige boreverktøykostnader skal kunne oppnås, er det meget viktig at matertrykket pr. rullemeiselring i kontakt med stuffen er tilstrekkelig høyt. Dette synes oftest oppnådd med enkeltrings rullemeisler og relativt stor avstand mellom kuttersporene (≥ 75 mm).

3. Generelt ble det i de fleste store tunneltverrsnittene observert en effektiv uttransport av massene med bruk av god skinnegang, flere vaggsett med store vagger, rotasjonstømmere, California-penser etc.

REFERANSER.

1. **PROSJEKTRAPPORT 1–76 (1976):**
Fullprofilboring av tunneler. Institutt for Anleggsdrift, Geologisk Institutt, NTH, Trondheim.
2. **BLINDHEIM, O. T. (1978):**
Borbarhet og sikringsarbeider ved fullprofilboring av tunneler i USA. Rapport nr.6, Geologisk Institutt, NTH, Trondheim.
3. **GRØNHAUG, A: (1976):**
Fremtidsperspektiver på fullprofilboring av vegtunneler. Fjellsprengningskonferansen, Oslo.

FULLPROFILBORING AV TUNNEL. ERFARINGER FRA EIDFJORDANLEGGENE.

Tunnel boring in the Eidfjord area

Bergingeniør Arnulf M. Hansen. Mining & Construction Services Corp.

SAMMENDRAG

Foredraget behandler erfaringene med boring i gneisgranitt ved NVE's anlegg i Eidfjord med Robbins tunnelbormaskin (TBM). Maskinen ble ombygget fra opprinnelig 3,15 m dia. til 3,25 m og utstyrt med 14 istedet for 12 cuttere. TBM ble tatt ut til tunnelen p. g. a. gjentatte havarier. Det første uhellet skyldtes sannsynligvis tretthet. Det annet oppstod p. g. a. at lagerringen hvilte mot akselkanten. Årsaken til det tredje bruddet er foreløpig ukjent. Alle tre bruddene har det til felles at de oppstod etterat TBM var ombygget. Det har blitt påstått at hardt fjell var årsaken til havariene. Forfatteren benekter dette, og påpeker at matekraften var omtrent den samme i hardt som i bløtere fjell. Sjokkbelastninger er ofte større i bløtere enn i harde, homogene bergarter. Problemet med hovedlageret er spesifikt for denne ene maskinen. I de 25 årene som Robbins har produsert slike maskiner, har det bare forekommet 5 hovedlagerhavarier inkludert de 3 i Eidfjord. Forfatteren kjenner til at en liknende TBM som også er ombygget på samme måte, har boret i ennå hardere fjell i California med godt resultat.

Det er gitt en beskrivelse av hovedlageret som brukes. Videre omtales hvordan ombyggingen ble utført.

Forfatteren beklager de vanskeligheter som denne TBM har laget for utførende entreprenør og for byggherren.

SUMMARY

Report describes experience with Robbins tunnel borer (TBM) in granite gneiss at the Norwegian State Power Board's Eidfjord jobsite. The TBM, orginally 3.15 mtr. dia. with 12 inch cutters, was rebuilt to 3.25 mtr. dia and 14 inch cutters for this project. TBM was removed from jobsite because of repeated main bearing breaks. The first break was apparently caused by early fatigue and the second evidently failed because main bearing inside ring was resting against the shaft fillet. The reason for the third break is unknown at present. All three breaks have in common that they occurred after the TBM rebuild. It has been claimed that hard rock formations are the cause for the breaks. The author rejects this and states that TBM loads, where torque allows it, are about the same in hard and soft formation rock and that shock loads are bigger in softer changing formations. Main bearing problem is specifically connected with this TBM only. In 25 years Robbins has only 5 main bearing of which 3 with the TBM at Eidfjord, the other 2 due to known causes. Author

also states that an identical TBM, rebuilt in the same way, is at work in even harder rock in California and is doing well.
A description is given of the main bearing used and the author also touches on why the TBM was rebuilt to accommodate 14 inch instead of 12 inch cutters.
Author regrets the trouble this TBM has caused the contractor and the job owner.

I 1976 gikk NVE, Statskraftverkene inn for å fullprofilbore en overføringstunnel ved Eidfjordanleggene på Hardangervidda Nord-Vest: dette med henblikk på fremtidig tunneldrift i forbindelse med kraftutbygging. Man valgte å benytte seg av Sulitjelma Gruber som entreprenør med sin Robbins tunnelbormaskin.

Tunneltraséen går fra Floskefonnvatn til Skruelvatn med stigning 3 promille, og den har tre kurver. Floskefonnvatn ligger i høyfjellet på kote ca. 1100 m. Adkomstveien til anleggstedet går fra Osa i Hardanger. Tunnelens totale lengde blir ca. 4600 m.

200 meter av tunnel-lengden ble sprengt av NVE på konvensjonell måte med tverrsnitt 35 m^2 for å gi plass for montering av TBM + bakrigg, omlastingsrampe, verksted, lager, etc. Det meste av riggearbeidet i dagen ble utført av NVE.

De første 1700 - 1800 meterne av tunnelen består av granittisk gneis og resten av fyllitt med frie kvartslinser, kvartsitt og gneis med henholdsvis ca. 2300 m og 600 m tilsammen.

Granitt-gneisen har en trykkfasthet på opptil 2700 kp/cm^2. TBM'en med tilhørende bakriggsystem og deres virkemåte er beskrevet tidligere i referat fra Fjellsprengningskonferansen henholdsvis i 1975 og i 1977.

Etter ombygging fra 12" til 14" disc-cutter har maskinens diameter økt fra 3.15 til 3.25 m. Maskinen har nå 28 disc'er mot tidligere 26 disc'er.

Maks.materkraft:	430 tonn
Rotasjon: 4 x 125 HK =	500 HK som gir
Dreiemoment:	47.700 kp m.
Omdreiningshastighet:	7.6 omdr./min.
Maks. materlengde:	1.2 m.

Etter prosjektet i Fosdalen ble tunnelmaskinen ombygget delvis ved et større verksted i Trondheim og delvis på anleggsstedet i Floskefonndal.

Etter en ombyggings-, transport- og monteringsperiode på 4-5 måneder, ble maskinen med tilhørende utstyr satt i drift i slutten av februar i år. Som de fleste av dere har kjennskap til, har arbeidet med Robbins TBM på dette prosjektet blitt stanset pga. gjentatte hoyedlagerhavari.

Første hovedlagerhavari skjedde etter vel tre ukers drift og ca. 130 tunnelmeter. Maskinen ble bakket ut til monteringsplassen uten at bakriggsystemet ble frakoplet eller demontert. Skinnegang og øvrige installasjoner i tunnelen ble revet etterhvert som utstyret ble bakket utover til monteringsplassen hvor man hadde traverskraner for enklere demontering av borhodet. Maskinen ble reparert og satt i drift igjen 5 driftsuker etter at skaden oppsto. Neste lagerhavari oppsto etter 2 1/2 ukers ytterligere drift. Maskinen ble påny bakket ut og demontert. Mannskapet gikk så ut i fellesferie i påvente av nye deler. Etter ferien fullførte man reparasjonen og satte maskinen i drift igjen, men dessverre fikk man et tredje

havari etter nye 2 1/2 ukers drift. Maskinen ble demontert, og flere av maskinens hoveddeler sendt til Oslo for nærmere feilsøking ved et større maskinverksted. Maskinen er fortsatt under studium av en rekke eksperter.

Det første lagerhavariet ble den gang da bruddet oppsto, betraktet som fatigue på et noe tidlig stadium. Driftstiden på lageret totalt inkludert tidligere prosjekter var da ca. 2000 timer. Lagerhavari nr. to mente man også å kjenne årsaken til ved at det kunne påvise at det hadde vært kontakt mellom lagrets innerring og akseltappens hulkileovergang. Dette kunne indikere at lagret ikke hadde ligget skikkelig an mot akseltappens skulder. Det tredje og siste havariet stiller spørsmålet om årsaken(e) åpent. Monteringen av lageret har tilsynelatende vært korrekt.

Felles for alle tre havariene er at de har skjedd i Floskefonndal og etter ombygging av maskinen. De har videre skjedd etter omtrent samme antall tunnelmeter, henholdsvis 130, 120 og 100 m med tilsvarende antall maskintimer. Man kan stille spørsmålet om hvordan det første lageret ikke sviktet i Oslo eller i Fosdalen hvor det ble belastet hardere enn i Floskefonndal.

Det har fra enkelte hold vært hevdet at lagerbrekkasjene skyldes hardt fjell. En slik tankegang må avvises. I den grad tillatelig vrimoment ikke overskrides benytter man samme matekraft i bløtere bergarter som i hardere bergarter, kalkstein eller granitt. Forskjellen ligger i større inndrift i bløtere bergarter. Populært kan man si at hovedlageret spør ikke om hvilke bergarter man borer i , men registrerer kun den belastning det blir utsatt for. For samme matekraft kreves det større vrimoment i myke bergarter enn i harde bergarter. Sjokkbelastningene er ofte større i bløtere vekslende bergarter enn i harde, homogene bergarter.

Problemet med Sulitjelma-maskinen ville etter alt å dømme oppstått også i bløtere bergarter som f.eks. i Oslo-områdets kalk- og leirskifer.

Problemet er helt spesifikt for denne maskinen. Brekkasjene på maskinens hovedlager tyder på problemet er utenforliggende og er av geometrisk art. Det har muligens oppstått skjevheter i maskinen under ombygging.

I løpet av 25 år og 105 tunnelmaskiner har man skiftet 5 hovedlagre pga. brekkasje, hvorav tre på ovennevnte maskin, mens brekkasjene for de to øvrige skriver seg fra henholdsvis støpefeil i lager og sviktende smøring.

Sulitjelma-maskinen har en verdensrekord vi er lite begeistret for.

Det kan nevnes at søstermaskinen til Sulitjelma Gruber's maskin, som er helt identisk og som forøvrig har gjennomgått samme ombygging fra 12" til 14" disc-cuttere, borer i California, USA, i en finkornet og lite oppsprukket granitt med trykkfasthet som varierer fra 2500 - 3200 kp/cm^2. Maskinen har vært og er fortsatt i drift siden tidlig i år under større belastning enn for Sulitjelma Gruber's maskin. Inndriften har vært så lav som 30 cm pr. maskintime og som er betydelig lavere enn i Floskefonn.

Fig. 11.1 viser et snitt gjennom et lager av vanlig type for hovedlager (Main Bearing) på tunnelboremaskiner. Sulitjelma Gruber's maskin har et slikt lager (tapered roller bearing). Lageret betegnes som et „Steep Angle Bearing" hvor K-faktoren < 1, dvs. at den radielle belastning dividert med den axiale belastning man kan påføre et slikt lager, skal være mindre enn 1.

Matekraften som opptas av hovedlageret, overføres horisontalt fra borhodet inn i ytterringen og vertikalt inn på rullene og ut av disse og til slutt horisontalt fra innerringen inn mot skulderen på akseltappen. De to rulleflatene i et „tapered roller bearing" er ikke parallelle. Lageret tenderer derfor mot å „squeeze" rullene i bakkant ut av sin rullebane.

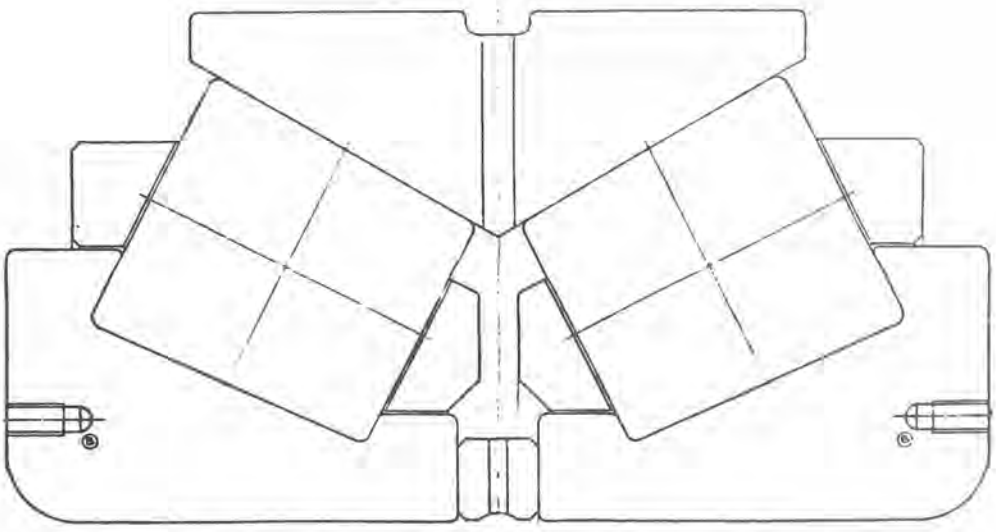


Fig. 11.1 Snitt gjennom rullelager for TBM-borhode.

Denne kraften som skal være forholdsvis liten skal opptas av endeflensen. På Sulitjelma Gruber's maskin har denne kraften, av årsaker vi ennå ikke har funnet, blitt for stor.
Brekkasjene med hovedlager er mer av et mysterium siden cutterne, som tåler totalt mindre belastning enn et hovedlager, har fungert så bra i denne granitten.

Man har utelukkende benyttet disc-cuttere uten hardmetallinnsetting. Til tross for sterkt slitende og harde bergarter har cutterkostnadene vært akseltable og har ligget under en garantigrense som ble antydet av Robbins.

I de harde bergarter er borsynk og cutterkostnader viktige økonomiske faktorer. Slitasjen på cutterne og skiftingen av disse influerer både på delekostnad og stillestanstiden. Men cutterkostnadens andel og betydning i de totale kostnader må absolutt ikke overvurderes. I norske bergarter ligger de i størrelsesområdet opptil 10 - 15% av tunnelmeterprisen.

Etter hvert som man har gått inn i hardere og hardere bergarter med tunnelmaskiner, har det vært nødvendig å øke matekraften pr. cutter og å redusere avstanden mellom cuttersporene på stuff. Dette har nødvendigvis resultert i kraftigere maskiner.

De begrensede faktorer i den belastning man kan utøve på hver cutter, ligger i cutterlagrenes kapasitet og i cutterringens evne til å motstå det høye trykket og slitasjepåvirkningen fra berget. I de senere år har man utviklet cuttere som er konstruert for å tåle en kontinuerlig belastning på 15 - 20 tonn mot opptil 10 tonn for bare 7-8 år siden.

Dette har resultert i økt levetid og reduserte cutterkostnader samt større borsynk.

Det var mot denne bakgrunn Sulitjelma Gruber valgte å bygge om maskinen fra 12" til 14" disc-cutter før man startet prosjektet i Floskefonn.

Etter ombygging ble det totalt fullprofilboret ca. 350 m tunnel.

Den gjennomsnittlige inndrift pr. uke tunnelmaskinen var i drift var vel 40 m. Beste ukeinndrift var 70 m. Borsynken har variert fra 0,5 m pr. maskintime til vel 2,5 m med en gjennomsnitt på 0,8 m/maskintime.

Tar man i betraktning de unormale driftsforstyrrelser med påfølgende innkjøringsperioder, burde en ukeinndrift i relativ hard granittgneiss på 50-60 m ikke være urealistisk.

I fyllitten i traséen burde inndriftene ligge langt over 100 m pr. uke.

Til slutt vil vi sterkt beklage de store vanskelighetene som både byggherre, NVE, og entreprenør, A/S Sulitjelma Gruber, har hatt på grunn av maskinbrekkasjene.

Såvidt vi forstår har det kommet til enighet mellom Sulitjelma Gruber og NVE om at Sulitjelma Gruber trekker seg ut av tunnelprosjektet.

Under sitt nylige besøk i Norge har Dick Robbins sagt seg villig til å kjøpe maskinen tilbake, og slik blir det sannsynligvis.

Robbins er fast bestemt på å finne feilen og å få maskinen i drift igjen, og vi håper å komme tilbake på neste konferanse med bedre nyheter.

ERFARINGER FRA AURLAND

TBM–experience from Aurland

Siviling. Odd G. Askilsrud
Ingeniør Thor Furuholmen A/S

SAMMENDRAG

Ca. 5.900 m er nå boret av en vannoverføringstunnel på Aurlandsanlegget. Maskinen er en Robbins Model 116-181, diameter 3,5 m. Fjellet har hovedsaklig bestått av kvartsrik fyllitt og kvartsskifer. Den gjennomsnittlige inndrift har vært ca. 1,9 m/t og det er blitt boret ca. 5.300 m på ett år med god maskinutnyttelsesgrad.

SUMMARY

Approx. 5900 m tunnel has now been bored of a 6200 m water supply tunnel for the Aurland Hydroelectric Scheme in Western Norway. The machines is the Robbins Model 116-181, 3,5 m in diameter. The rock consists primarily of a metamorphic cambrosilurian sedimentary rock with high quartzcontent, and long stretches of quartzite, a gneissic rocktype. The average rate of penetration is about 1,9 m/hr: a good overall machine efficiency has resulted in about 5300 m bored during this last year.

Anlegget

Tunnelen som fullprofilbores i Aurland inngår som del av den ca. 18 km lange overføringstunnelen fra Furudøla til Veslebotn.

Tverrslaget ligger i Kleådalen, ca. 1030 moh. og herfra drives det en stuff mot Furudøla, ca. 4,7 km og konvensjonelt, og en stuff mot inntak Langedøla, totalt ca. 6,8 km hvorav ca. 6200 m bores med tunnelbormaskin. Maskinen vil bore til gjennomslag til en allerede sprengt tunnel mot Veslebotn.

Tunnelen er 3,5 m i diameter, og den bores på rettstrekning på stigning 1,7 0/00. Boringen foregår i grensesjikten mellom grunnfjellet - som består av massive granittiske bergarter, en lagpakke av fyllitt og Jotundekket - som bl. a. består av metamorfe gneisslignende bergarter.

Anlegget drives og administreres av Ingeniør Thor Furuholmen A/S. Tunnelboremaskin og bakrigg eies av Interesseselskapet Furuholmen/Prader. Prader AG, et sveitsisk entreprenørfirma er representert med en ingeniør på anlegget.

Utstyr

Fullprofilmaskin (Fig. 12.1)

Tunnelboremaskin:	
Fabrikant:	The Robbins Company, Seattle
Modell:	116-181, Vekt ca. 90 t, lengde ca. 14 m
Borhode:	Diameter 3,5 m
	Totalt 29 stk. kuttere hvoav 25 stk. med 14" ringer
	2stk. med 12" tvillingringer
	Omdreiningshastighet 7,2 rpm
Motorer:	4 stk. à 150 HK: totalt 600 HK
Strømtilførsel:	6000 V
Max dreiemoment:	60,7 tm
Max materkraft:	506 t
Skrittlengde:	1,2 m

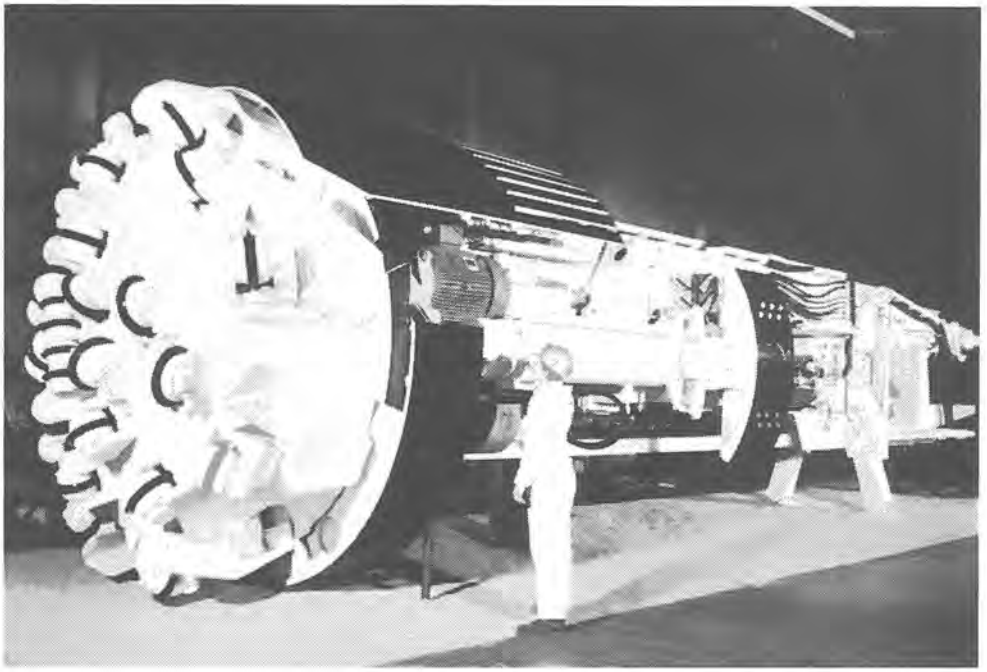


Fig. 12.1 Robbins 116-181 - fullprofilbormaskin.

Prinsippet for Robbins maskiner er i korthet følgende:

Hodet blir presset frem under konstant rotasjonshastighet av 2 stk. hydraulikksylindre. Kutterene beveger seg i konsentriske baner, mens de samtidig beveger seg om sin egen akse. Under boring er maskinen fastspent i fjellet ved hjelp av 2 griperenheter. Når skrittlengden er nådd, stoppes boringen. Deretter skyves griperne frem til ny fastspenning mens maskinen midlertidig blir understøttet av 2 bakstøtter. Maskinen styres ved hjelp av et laseroppsett, og styreforandringer i horisontalplanet foretas med gripesylinderne og i vertikalplanet av torque sylindrene. Bormassen lastes opp i skuffer på borhodet og tømmes ned på transportbåndet som ligger inne i maskinens hovedbjelke.

Fig. 12.2 **Togsett oppkjørt i bakriggen**

Bakriggutstyr

Bakrigg:

Bakriggen består av et eget konstruert og norskbygget transportsystem som blir trukket fremover av TBM parallelt med boringen. Systemet er i alt ca. 80 m langt fra TBM til oppkjøringsrampe og går på det skinnearrangement som blir lagt i broområdet. Bakriggen inkluderer spesialvogner for verksted og trommel for flexikabel, TBM-hydraulikk, trafoer og elektriske skap og opplegg for luftrenseanlegg og ventilasjon. Det overliggende transportbåndet er delt i seksjoner for å kunne trekkes gjennom 200 m-kurver. Pålasting i vaggene skjer ca. 80 m fra stuff. De tomme vaggsettene blir rygget opp rampen og inn i systemet før klarsignal til boring gis. Lokfører styrer deretter påfylling i vaggene fra påfyllingspunktet ved hjelp av et hydraulisk fremskyvningsarrangement.

Togsett oppkjørt i bakriggen. Merk fjell og lagdeling (Fig. 12.2) Penetrasjon ca. 1,7 m/t. Fremskyvningsarrangement for vaggsett (Fig. 12.3)

Skinner:

Skinnelenken som blir lagt i broområdet, er prefabrikerte i 10 m - seksjoner med stålsviller. For å øke stabiliteten legges det inn spesiallagde treklosser, som opplegg på hver svill.

Vagger:

Vaggene som benyttes har en bredde på 125 cm og en kapasitet på 3,5 m^3. Avtippingen ute i dagen skjer ved hjelp av hydraulikksylindre på hver vagg, som felles blir tilknyttet en moderstasjon på tipp. Tipping foregår samtidig fra alle vagger. Tippevinkelen er ca. 50°. Avstand fra tippestasjonen til startsted for TBM er ca. 850 m, som derved kommer i tillegg til transportdistansen i fullprofiltunnelen.

Fig. 12.3 Framskyvningsarrangement for vaggsett.

Lokomotiv:

Trekklokomotivene er 9 t dieseldrevne lokomotiver. Med 11 vagger i settet er den gjennomsnittlige kjørehastigheten i den borete tunnelen målt til over 22 km/t både ved inn- og utkjøring.

Passeringssløyfe:

California-sløyfen gir passeringsmulighet for togsett i tunnel uten at en må sprenge ut spesielle møteplasser. Denne sporgående pensen er stasjonær under boring og blir trukket frem med jevne mellomrom slik at avstanden til pålessingspunktet ikke overstiger 300-500 m. Ved bruk av California-sløyfe begrenses tapt boretid som skyldes venting på tomme sett. Lengden på sløyfen er ca. 135 m, inkludert ramper.

P. g. a. den relativt lave penetrasjon, høye kjørehastighet og California-sløyfe, her det bare vært benyttet 2 togsett á 11 vagger under boringen. Et togsett holder teoretisk 38, 5 m^3 masse.

Mannskap

På boreskiftet drives det med 5 mann: 1 operatør, 1 bas, 1 reparatør og 2 lok. førere. Dessuten har en spesielle mannskaper for service, lokverksted, kutterverksted, tipp og elektrisk opplegg. Alle mannskaper på maskin og i tunnel er folk opplært innen firmaet. Robbins Company ydet 4 mannemåneder med praktisk bistand og opplæring av mannskap ved borestart. Dette inngikk som del av kjøpekontrakten med fabrikanten.

Inndrifter

Pr. i dag står det ca. 300 m igjen å bore av den 6200m lange TBM tunnelen. Tunnelboringen kom igang etter sommerferien 1977, og de første månedene må regnes som en innkjøringsfase for opplæring av mannskap og justeringer av maskin og utstyr.

Fra nyttår 1978 ble driften basert på avtalt skiftordning på anlegget hvor stuff-folkene arbeider 2 uker og har 3. uke fri. Dette gir 102 disponible boretimer i uken. Nødvendige reparasjoner og utskiftingsarbeider er blitt utført mellom og i boreskiftene.

Følgende driftsresultater er oppnådd

Totalt boret pr. 1. november 1978:	5925 m
Fra 1. november 1977 - 1. november 1978:	5294 m

„Rekordresultater"

Beste dag:	35,2 m
" uke:	181,1 m
" kalendermåned:	651,0 m

Gjennomsnittsinndrifter

Fra boreoppstart (uke 35, 1977) til medio oktober(uke 42, 1978):	108 m/uke
Fra januar (uke 1, 1978) til medio oktober (uke 42, 1978):	121 m/uke

Penetrasjon (bormeter/antall maskintimer)

Gjennomsnittlig over boreperioden: ca. 1,9 m/t

Maskinutnyttelse

Dvs: $\frac{\text{Antall maskintimer}}{\text{Disponible boretimer}}$

a.	Gjennomsnittlig siden 1.1. 1978	ca. 63%
b.	Beste boremåned (september 1978):	ca. 72%

Ukeinndrifter (Fig. 12.4)

Penetrasjonen (dvs. borsynk/tidsenhet) har vært mindre enn antatt. Maskinutnyttelsen har vært meget god og bedre enn opprinnelig regnet med.

Fjellets borbarhet har vekslet sterkt, ofte fra skritt til skritt. Fjellet har skiftet mellom fyllitt, kvartsrik fyllitt og kvartsskifer (gneiss). Lagdelingen har vært tilnærmet parallell med tunnelen over lange strekninger. I en 10 ukers periode etter påskeferien ble det boret i kvartsitt over en sammenhengende lengde på ca. 1000 m. Her ble gjennomsnittsinndriften målt til under 1,5 m/t. Laveste inndrift i tunnel har vært 0,85 m/t: høyeste inndrift har vært 3,2 m/t. Begge resultater er målt over 1 døgn.

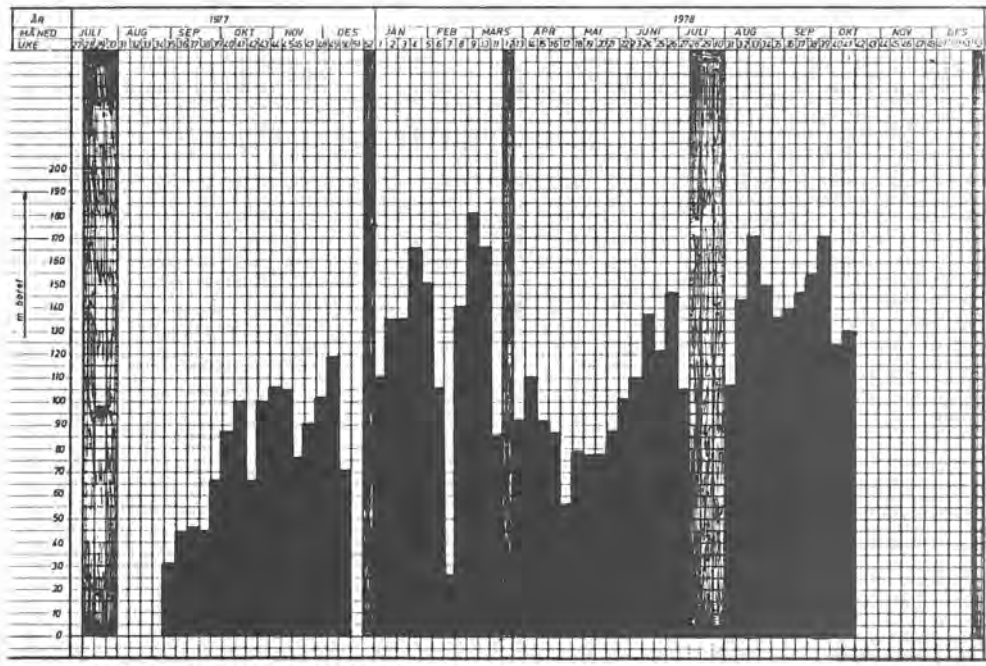


Fig. 12.4 Ukeinndrifter

NTH har foretatt laboratorieundersøkelser av forskjellige tilsendte kjerneprøver. Kjerneprøver i det anlegget kaller kvartsitt, viser lav borsynkeindeks (DRI = 40) og høy borslitasjeindeks (BWI = 43), kvartsinnhold ca. 40%.

Det er blitt foretatt en rekke tester for undersøkelser av forholdet penetrasjon og matertrykk. Testene bekrefter at penetrasjonen går opp med øket kutterbelastning. I Aurland har det vært boret med en belastning pr. kutter på ca. 14,5 tonn eller ca. 80 % av den maksimale matekraft. Dette er et erfaringstall som har gitt de gunstige levetider for ringer og ruller i dette fjellet.

Maskinen har over en kortere periode boret med opptil maksimal teoretisk inndrift (7,3 m/t). På enkelte strekninger har det også blitt boret med nær maksimal skyvekraft, mans ampere-avlesningene på de 4 motorene har beveget seg nær den øvre grensebelastning. Resultatene viser at det er rimelig forhold mellom skyvekraft og dreiemoment på denne maskinen.

Kutterkostnader

Kutterkostnadene i Aurland er noe større enn antatt, noe som går tilbake på at maskinen har hatt en mindre penetrasjon pr. rotasjon. Antall rullekilometer pr. disc ligger i det erfaringsområdet man tidligere har med Robbins cuttere. På „face" slites kutterringene ned15-20 mm før utskifting. På gage skiftes de ut noe før. Skjæring og påkrymping av nye ringer foretas i eget kutterverksted i adkomsttunnelen. Selve rullen her en levetid som ligger i området 3-10 ganger levetid pr. ring.

På den nevnte 1000 m strekningen med kvartsitt var derfor ring- og rulleslitasjen høyere enn gjennomsnittet. Ringforbruket her lå på ca. $ 20 - 25/m (FOB Seattle). Sterkere rystelser på maskinen førte direkte til økte vedlikeholds- og reparasjonsarbeider som f. eks. på rør og koplinger for hydraulikkopplegg. Maskinutnyttelsen gikk ned til ca. 60% i denne perioden.

Tunnelkostnader i Kleådalen

Meterkostnaden for fullprofilboringen i Kleådalen er konfidensiell. Generelt kan en si at m-prisen i stor utstrekning avhenger av avskrivningsmetoden og dagens rentenivå. For tunnelboremaskin og utstyr til ca. 10 millioner kroner, blir derfor maskinleiene betraktelige. Sikringskostnadene er greie. Det har ikke blitt foretatt sikring på eller bak stuff, men tunnelen skal sikres permanent et par steder etterat maskin og utstyr er trukket ut. Sikringsarbeider i Aurland-fyllitten for sprengte tunneler har erfaringsmessig vist seg å være ca. 10% av driveprisen. Det bør nevnes at transport- og riggkostnader og riggetid for vårt TBM utstyr ligger godt over vanlig drift. Over en viss lengde tunnel vil maskinen selv i harde bergarter være den raskeste drivmåte. Ved lengre tunneler vil først og fremst inndriftene og tidspunktet for ferdigstillelse av tunnelen være den store gevinsten når det gjelder vår Robbins maskin. Ca. 5300 m på 1år i Aurland skulle være et bevis godt nok for denne påstand.

ERFARINGER FRA STREKNINGEN MAJORSTUA – TORSHOV

Experiences from Tunnel Majorstua – Torshov

Siviling. Torstein Lange Larssen, ASTRUP & AUBERT A/S

SAMMENDRAG

Astrup & Aubert A/S borer tunnel Majorstua – Torshov med fullprofilmaskin av type BOUYGUES TBM 300C. Borhodet er bygget opp med tre armer hvorpå borverktøyet sitter. Maskinen arbeider med kortvarig penetrasjon og påfølgene boring ved at armene svinger over hele stuffen. Inndriften ligger på 1,3 m/t og maskinutnyttelsen på 62%. – Det er strenge vanntettingskrav i hele tunnelens lengde. Tunnelen forinjiseres med cement eller kjemisk væske. Injeksjonsboremaskinen monteres på fullprofilmaskinens borhode. Det bores 32 løpemeter injeksjonshull og injiseres 95 kg cement og 105 l kjemisk pr. tunnelmeter.

SUMMARY

Astrup & Aubert A/S is using the French fullprofilemachine BOUYGUES TBM 300C at the tunneljob Majorstua – Torshov under the city of Oslo. Three arms with a disccutter on each are fixed on the machine face. The machine works a rapid penetration and a following boring operation by sweeping of arms on the gallery. The boring capacity (20% eruptives, 80% sediments) is 1,3 m/machinehour and machine utilization 62%. – The tunnel is required to be waterproof and is therefore preinjected with cement or a chemical fluid. The injectiondrillingmachine is installed on the TBM face. On the average there are 32 m injectionholes, 95 kg cement and 105 l chemicals per tunnelmeter.

1. Innledning

Astrup & Aubert A/S utfører den del av avløpstunnelsystem Oslo Vest som går under de sentrale bystrøk. Opprinnelig kontrakt omfatter tunnelene Majorstua – Torshov (3,6 km), Majorstua – Ruseløkka (3,3 km) og pumpestasjon Majorstua. Senere er kontrakten utvidet til også å omfatte tunnel Torshov – Bryn med tverrslag på Ola Narr. Total lengde av de fullprofilborede tunnelene er 10,8 km, se figur 13.1. Byggherre er Oslo Vann- og Kloakkvesen, og byggeteknisk konsulent er Sivilingeniør Elliot Strømme A/S.

Utvidelsen skal utføres innenfor samme tidsramme som opprinnelig kontrakt. Det er derfor besluttet å anskaffe en fullprofilmaskin av type BOUYGUES TBM 300C i tillegg til den som nå har boret ca. 700 m fra Majorstua mot Torshov. Neste maskin settes i drift mot Ruseløkka fra årsskiftet 1978/79. Astrup & Aubert A/S vil dermed eie og drive i egen regi 2 fullprofilmaskiner.

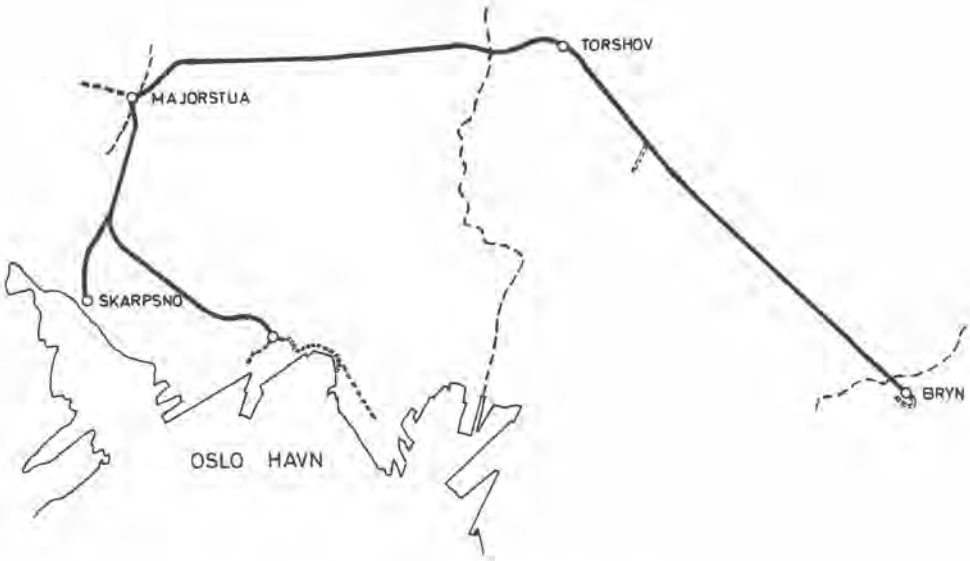


Fig. 13.1 Oversikt tunnel Oslo Sentrum

2. Geologi, vanntettingsfilosofi, valg av maskin

Fjellet i det aktuelle området består av kambrosiluriske sedimenter og permiske eruptiver. Utboret tunnelstrekning inneholder 80 % sedimenter (leirstein rik på kalkknoller) og 20 % eruptiver, (vesentlig diabas og mænaitt).

Bergartene er foldet om foldningsakser i retning NØ - SV. Med den linjeføring tunnelene har og de driftsretninger som er valgt, vil man angripe lagdelingen fra praktisk talt alle retninger.

Det er imidlertid for tidlig å si noe om variasjoner i inndrift i forhold til strøk og fall.

Det er antatt at 5 - 10% av tunnelene skal stabilitetssikres. Men til nå er det ikke gjort noe sikringsarbeid, til tross for bl. a. å ha drevet gjennom soner med løst og slepperikt fjell. Erfaringer med tverrsnittets iboende stabilitet er derfor god.

Fjelloverdekningen vil variere mellom ca. 6 m i dyprenner til ca. 60 m i Fagerborgområdet. Forøvrig er tunneltraséen karakterisert av store løsmassemektigheter under tett bebygde områder.

For å unngå forstyrrelser i poretrykket i løsmassene stilles det meget strenge krav til vanntetting i 100% av tunnelstrekningene. Vanntettingen baseres på systematisk forinjeksjon inntil kontrollhull indikerer at neste fullprofiltappe er tørr. I tillegg må driftsopplegget kunne tilpasses både øyeblikkelig og rutinemessig etterinjeksjon eller vanninfiltrasjon hvor som helst i tunnelen.

Nettopp disse krav har gjort det naturlig å betrakte entreprisen til i hovedsak å være en vanntettingsjobb med fullprofilboring som en sekundær oppgave. Valg av fullprofilmaskin og driftsopplegg er tatt på basis av disse forhold. I det følgende vil derfor fullprofilmaskinen såvel som injeksjonsopplegget bli beskrevet nærmere.

3. Fullprofilboring

3.1 Maskintype og karakteristika

Fabrikant	: BOUYGUES MACHINE, PARIS
Maskintype	: TBM 300C
Representant i Norge	: NORMANN OLSEN MASKIN A/S
Borhode	: D = 3,0 m
Effekt	: Totalt 530 HK, rotasjon 400 HK
Akkumulatortrykk	: 250 bar
Maksimal matekraft	: 120 tonn
Masimalt dreiemoment	: 15 tonn meter
Tyngde borenhet	: 35 tonn
Skrittlengde	: 48 cm
Omdreiningstall på borhodet	: 12-40 omdr./min.
Minste kurveradius TBM	: 50 m
Maksimal stigning TBM	: 15 %

3.2 Maskinkonstruksjon

Borriggen er satt sammen av borenhet, mellomvogn og kraftvogn, se figur 13.2.

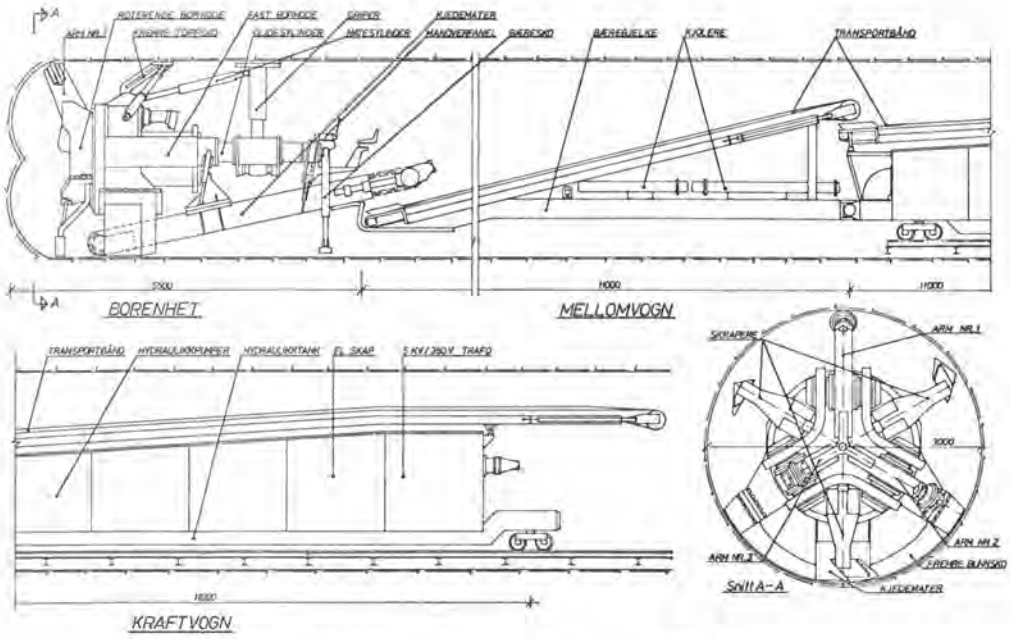


Fig.13.2 Fullprofilmaskin Bouygues TBM 300 c

Borenheten består av :

a. Et bevegelig borhode hvor det er montert 3 kraftige armer med en disccutter i enden og 3 skrapere for fjerning av bormasse fra stuff.
b. Et fast borhode med forlengelse bakover i 2 gliderør hvorpå det sitter et glidestykke. Borhodet glir på en halvmåneformet fremre bunnsko som presses ned mot sålen av fremre toppsko. Presskraft reguleres med 2 hydraulsylindre.
c. En hydraulsylinder plasseres i borhodets akse. Denne sylinder er forbundet til hver av de tre armer gjennom gelenkledd.
d. 3 gripere forbundet til glidestykket.
e. 3 matesylindere som spenner mellom griperne og det faste borhodet.
f. En bakre bæresko som aktiveres under takbytte.
g. En kjedetransportør med åpning i sidene foran og som pendler inne i fremre bunnsko.

Mellomvognen består av en gummitransportør med diverse hydrauliske komponenter plassert under.

I kraftvognen transformeres strømmen fra 5 kV ned til 380 V. Her er plassert 7 elektromotorer som driver tilhørende hydrauliske pumpeenheter. Alle bevegelser på borenheten og transportbånd drives hydraulisk.

3.3 Boreprinsipp

De tre disccutterne ruller på stuffen innenfor hver sin konsentriske sone. Tilsammen dekker sonene hele tverrsnittet. Dette oppnås ved at armene, som følger med i rotasjonsbevegelsen, (35 omdr./min.) også vil pendle synkront innenfor sin sone ved å aktivisere sylinderen i maskinaksen. Borverktøyene tegner således 3 spiraler på stuffen. Spiralenes skruegang (spacingen), som enkelt kan justeres innenfor intervallet 20 - 130 mm, korresponderer til sporbredden på konvensjonelle maskiner.

Maskinen arbeider med en kortvarig mating, penetrasjon 6 - 12 mm. i 3 sekunder med påfølgene boring, d.v.s. armene pendler fra ene ytterstilling til motsatt ytterstilling, i løpet av 10 - 25 sekunder avhengig av spacing, hvoretter maskinen automatisk penetrerer pånytt.

Nettopp fordi man kan variere penetrasjonen og spacing, er det til enhver tid mulig å tilpasse disse parametre til fjellforholdene. Optimal inndrift er derfor i stor grad avhengig av maskinkjøreren. Til hjelp har han manometre for alle bevegelser. Men i tillegg, som ved andre maskiner, gir motorlyd og vibrasjoner verdifulle indikasjoner på belastning av maskinen.

3.4 Borverktøy

Armenes plassering og arbeidsområde på stuffen fører til at nr. 1, 2 og 3 belastes henholdsvis med 50%, 40% og 10% av matekraften. Under pendelbevegelsen varierer også belastningen på hver arm, særlig arm nr. 1. Disse belastninger overføres til armene gjennom borverktøyet.

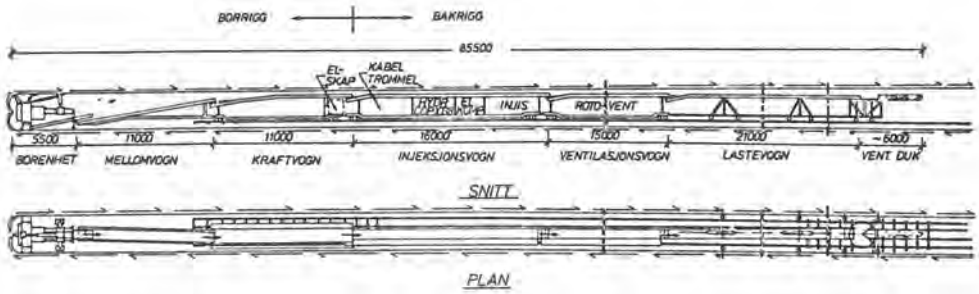
Det benyttes Robbins disccutter med 12" ringer av stål som er herdet i overflaten og med 75° spiss. Man har forsøkt ulike spissvinkler (60° og 105°), men er tilbake til 75°. Til tross for høy matekraft pr. disccutter i arm nr. 1 og 2, har ennå intet lager brutt sammen av mekaniske påkjenninger.

Cutterne må byttes ut etterat spissen er slitt 10 - 12 mm. Dette arbeidet tar 20 minutter pr.cutter.

3.5 Styring

Maskinen rettes inn etter en laserstråle. Laserstrålen brytes 180° i et speil som er montert helt fremme på det faste borhodet. Ved å aktivisere gripesylindrene justeres maskinen slik at den reflekterte stråle treffer et trådkors ved enden av gliderørene. Maskinen er dermed plassert i riktig retning ved hjelp av gripere og låst fast til denne også med fremre topp- og bunnsko.

Tunnelens geometriske linjeføring er rik på kurver ned til 150 m radius. Laserstrålen har fri passasje langs borriggen kun i en begrenset del av tunneltverrsnittet. For å unngå til stadighet å flytte laserapparatet i kurver, monteres i stedet prismer i brytningspunktene. Ved å skru på prismene brytes laserstrålen i de ønskede vinkler. Prismemontasjen tar kort tid, og systemet har vist seg så pålitelig at man har holdt seg innenfor toleransene for høydeavvik på ± 50 mm.



TUNNELBORERIGG OSLO SENTRUM

Fig. 13.3 Borrigg og bakrigg

3.6 Bakrigg

Bakrigg er 57,5 m lang og er satt sammen av tre lange vogner, se figur 13.3:

a. En injeksjonsvogn som inneholder kabeltrommel for 350 m høyspentkabel, hydraulikkenhet for injeksjonsboremaskinen, elektrisk luftkompressor og injeksjonspumper.
b. En ventilasjonsvogn hvor rotoventen er montert.
c. En lastevogn som består av et drag med et enkelt fagverk som bærer transportbånd, tallerkenmater og ventilasjonsrør.

3.6.1 Skinnegang

Skinnegangen legges under mellomvognen. Den bygges opp av 4 skinner som er 4,0 – 7,5 m lange. Skinnene legges med sporvidde 3 x 60 cm og monteres på stålsviller festet i fjellet. Skinnegangen ligger 50 cm over sålen.

Injeksjons- og ventilasjonsvognen går på venstre spor. Lastevognen går på en spesialskinne midt i tunnelen, og er så smal at vaggsett kan kjøre inn på hver side. Dette system gjør det mulig å kjøre fullprofilmaskinen uavhengig av opplasting og uttransport. Skinner og stuffmateriell kjøres på høyre spor inn til kraftvognen.

3.6.2 Transportopplegg

Utboret masse bringes via kjedemater og transportbånd ut til en tallerkenmater (svingskive) på enden av lastevognen. Her føres massen ned i vaggsett til høyre eller venstre.

Togsettene er bygget opp av 4 stk Mühlhäuservagger á 3,2 m^3 og et batteridrevet 5 t Levahn lok. med kjørehastighet 12 km/t. Et togsett laster 1 m utboret tunnel.

Massene tippes i lastegrop, kjøres opp i biler og disponeres av O. V. & K. til fyllmasse rundt rør i grøfter o. l. .

3.6.3 Ventilasjon, tunnelmiljø, sikkerhet

Støvfylt luft fra stuff suges gjennom rør inn i rotoventen. Her skilles støvet fra i et vannbad, og gammel støvfri luft blåses ut bak. Friskluften overlapper utblåsningen. Med dette opplegget holdes temperaturen under 25° C under fullprofilboring. Støvplagen er beskjeden under boring i sedimenter, men merkbar i eruptiver.

Støyen ved maskinfører er målt til 100 dBA.

4 sett røkdykkerutstyr og brannslukningsapparater er plassert langs borriggen, da en brann kan få store følger. Telefonforbindelse langs borriggen, til verksted og kontor er etablert.

Tabell 13.1 Fjell- og maskindata

Tekst	Resultat gj.snitt	Resultat sediment	Resultat eruptiv
Tunnellengde pel 130-630	500	390	110
Enaksial trykkfasthet MPa (Cherchartest)		40 -130	150 - 300
Punktlaststyrkeindeks MPa Is32		2,7 - 3,2	10,8 - 18,6
Borsynkindeks DRI		63 - 75	33 - 43
Borslitasjeindeks BWI		7 - 8	30 - 52
Maskinutnyttelse Tapstid: Faring 50% TBM rep. 15% Bakrigg-rep. 20% Vedl.hold TBM 15%	62%	64%	56%
Inndrift lm/maskintime	1,3	1,3 - 2,0	0,8 - 1,2
Skiftkapasitet lm/skift	6	7 -9	4 - 5
Borlengde pr. disccutter lm/stk.	12	40 - 80	1 - 5
Penetrasjon mm		9 - 12	6 - 10
Spacing mm		70 - 100	40 - 60
Rotasjonstall omdr./min.	35	35	35

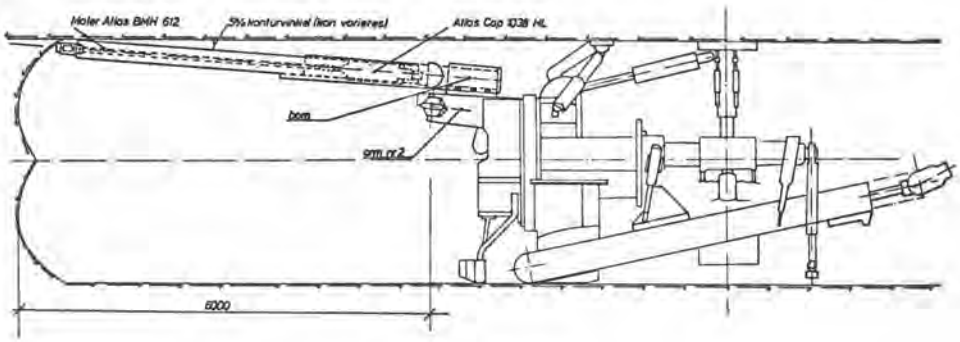
3.7 Bemanning

Stuffarbeidene er satt ut i akkord med et lag på 4 mann pr. skift. Lagene består av en maskinkjører, en skinnelegger, som også inspiserer bakriggen og er reservekjører, og foreløpig 2 lokførere. Bakstuffmannskapene som siden skal betjene begge tunneler, består av reparatør, elektriker og lastemaskinkjører. Tilsammen 5 - 6 mann pr. maskin pr. skift. Denne bemanning må betraktes som et minimum.

Funksjonærbemanningen er en formann pr. skift, driftsleder, stikningsingeniør, verksmester, materialforvalter/kontormann og anleggsleder.

3.8 Driftsdata og kapasiteter

I det følgende er ført opp endel driftsdata som er hentet fra en 500 m tunnelstrekning, og som er avsluttet for en tid siden, tabell 13. 1. Tallene for en-aksial trykkfasthet skriver seg fra bergartsprøver fra hver 20. tunnelmeter. Det presiseres at tallene på Is, DRI og BWI skriver seg fra 5 prøver.



Rigg for injeksjonsboring

Fig.13.4 Injeksjonsboring. Bormaskin montert på fullprofilmaskinens arm nr. 2.

4. Injeksjon

4.1 Prinsipiell utførelse

Tunnelene forinjiseres gjennom 51 mm borhull inntil kontrollhull viser at vanntapet er mindre enn 0,1 lugeon. Foran stuff skal det til enhver tid være injisert minst 4 m. I praksis forinjiseres 24 m foran stuff og siden fullprofilbores 20 m av disse.

For tiden forinjiseres i flere runder med opptil 16 injeksjonshull pr. runde. Beroende på vanntapet injiseres det enten med cement eller med en kjemisk væske. For å klare vanntettingskravet, må cementinjeksjonen alltid etterfølges av kjemisk injeksjon(vannglassbasert væske).

4.2 Omrigg og injeksjonshullboring

Under fullprofilboring er injeksjonsboremaskinen festet på venstre side i borenheten. Etter avsluttet fullprofiletappe heises bormaskin, bom og mater opp i taket og blir hengende her mens borrigg og bakrigg rygger 6 m tilbake. Deretter senkes injeksjonsboreutstyret ned og bommen festes til arm nr. 2, se figur 13.4. Ved å svinge armen og rotere borhodet kan man bore direkte på stuff med den hullplassering og konturvinkel man måtte ønske. Konturvinkel velges slik at hullkransen ligger 1,5 - 2,0 utenfor tunneltverrsnittet 20 m lenger inn.

Fig. 13.5 Injeksjonsboring. Borhodet og injeksjonsboremaskin.

Boravviket kan være merkbart, men heldigvis har man ikke hatt stangbrudd med stål stående i fjell som siden bores ut.

Når injeksjonen er avsluttet, blir injeksjonsboreutstyret frakoblet og heist opp i taket. Fullprofilriggen kjører inn til stuff og laster samtidig borkaks og spill fra injeksjonen.– Dette er ofte uventet mye masser. Man har boret opptil 56 stk. borhull á 24 m, som tilsvarer 2,7 tfm^3, på en stuff. Det er godt å bli kvitt det meste av disse massene før de setter seg på sålen. – Borutstyret blir så senket ned og festet på venstre side av borenheten.

4.3 Etterinjeksjon, vanninfiltrasjon, lekkasjer

Til tross for denne omfattende forinjeksjonen, har det være nødvendig å etterinjisere deler av tunnelen systematisk og enkeltlekkasjer spesielt. Fjellet er meget vannrikt, og det kan være vanskelig å treffe alle vannveier ved forinjeksjon. Lekkasjene kommer ofte tilsyne etter en tid, oftest i form av „svetting" på tunneloverflaten, men også som mer veldefinerte enkeltlekkasjer.

Ved systematisk etterinjeksjon bores 2,5 m lange hull med knemater vinkelrett på såle, vegg og tak. Disse injiseres kjemisk. Etterinjeksjonen foregår fra høyre eller venstre spor, slik at stufftransporter kan passere uhindret.– Ved etterinjeksjon av spesielle lekkasjer bores med forskjellig vinkel på tunnelen og hull-lengde.

Det har også vært nødvendig med vanninfiltrasjon av grunnvannbassenget for å holde poretrykket oppe. Med systematisk etterinjeksjon i dette området regner man med å demontere infiltrasjonsstasjonen.

For å danne seg et bilde av vannlekkasjene er det bygget måledammer under skinnegangen. Etter omfattende injeksjon ligger gjennomsnittlig lekkasje nå på 6 liter pr. minutt pr. 100 tunnelmeter. Det ser ut til å være vanskelig å underskride denne verdi ved injeksjon i disse bergartene. Tabell 13.2 viser kapasitetstall for injeksjonsarbeidene.

Tabell 13.2 Data injeksjonsarbeider

Tekst	Resultat
Tidsforbruk fullprofilboring	30%
Tidsforbruk injeksjonsarbeider	70%
Injeksjonshullmeter pr. tunnelmeter (forinjeksjon)	32
Medgått cement i kg " " "	95
Medgått kjemisk væske i l. " "	105
Injeksjonshullmeter pr. tunnelmeter (etterinjeksjon)	12
Medgått kjemisk væske i l. " "	40
Vannlekkasje i liter pr. minutt pr. 100 m	6

FULLPROFILBORING: ERFARINGER FRA KJØPSVIK OG BÆRUM

Fullface–boring: Experience from Kjøpsvik and Bærum

Sivilingeniør Thor Skjeggedal, A/S Høyer–Ellefsen

SAMMENDRAG

I løpet av 15 effektive uker ble i alt 1150 m transporttunnel boret i Kjøpsvik. Det viste seg at selv på en relativt kort strekning er fullprofilboring konkurransedyktig med konvensjonell drift.

I Bærum er erfaringen med de 1600 m av totalt 7600 m forholdsvis lave borverktøykostnader, god utnyttelsesprosent på TBM, mens mengden av fremdriftshemmende sikringsarbeid er større enn antatt.

SUMMARY

During 15 effective weeks 1150 m transporttunnel in Kjøpsvik was completed. Even with this relatively short length, full face boring was a good alternative to conventional methods of tunneling.

In Bærum the experience with the 1600 m of total 7600 m shows relatively low cuttercosts, good availability of TBM, but the amount of grouting and support works have been more extensive as expected.

KJØPSVIK

Prosjektet: For A/S Norcem inngikk A/S Høyer–Ellefsen sammen med det sveitsiske firmaet Murer A.G. i april 1977 kontrakt om boring av i alt ca. 1150 m tunnel i Kjøpsvik. Det ble først boret et tverrslag på 340 m. Deretter ble maskinen snudd 90°, og de resterende 810 m ble så utført i løpet av 11 uker. Tunnelens diameter var for hele strekningen 3,32 m.

Geologi: Fjellet besto vesentlig av kalkstein, men det viste seg at gangene av amfibolitt var hyppigere enn antatt. Kalksteinens trykkfasthet lå rundt 1000 kp/cm2, og den hadde et kvartsinnhold på fra 7–10% . I tverrslaget gikk strøket vinkelrett på tunnelaksen. Det ble da parallelt for selve transporttunnelen, noe som virker reduserende på inndriften. Utenom kalkstein og amfibolitt ble der også påtruffet områder bestående av glimmerskifer.

Fullprofilmaskinen: For dette prosjekt ble en WIRTH fullprofilmaskin av type TB II 332 H valgt. Hovedgrunnen til dette var at vår sveitsiske samarbeidspartner Murer A.G disponerte en slik i Frankrike, men også at den er godt egnet hvor man kan forvente hardere bergarter

Denne maskinen har en lengde på 30 m , og den drives av fire elektromotorer på til sammen 460 kW. Disse driver så 4 hydrauliske motorer for rotering av borhodet.

Maskinen har 8 spennlabber, noe som gjør at den er forholdsvis lett å holde retningen med under varierende fjellforhold.

På borhodet er der montert 19 doble »disk–cutters» og 2 sentercuttere av hårdmetall. Dette gir da en »spacing» på 4,5 cm, noe som skulle være gunstig der hvor fjellet er seigt. Normal trykkraft mot fjellet er 12–14 tonn pr. cutter, og borhodet roterer med 10 omdreininger pr. minutt.

Førerkabinen, kraftpakke og trafo er montert på meier som glir langs tunnelsålen, mens maskinen borer seg fremover.

Massen skrapes opp på transportbånd som går over maskinen i hele dens lengde. På primærsiden av trafoen går inn 5 kV, mens det på sekundærsiden går ut 380 V.

Uttransport av bormasse: For transport av masse ble det valgt å bruke 1–2 Hägghaulere HT 1290. Disse krever minimal tilrigging, og kostnadene med skinnelegging unngås.

På grunn av den spesielle belastning som dekkene får i et sirkulært tverrsnitt, var der ganske ofte punktering. Skumfylte hjul hadde nok i dette tilfellet vært fordelaktig.

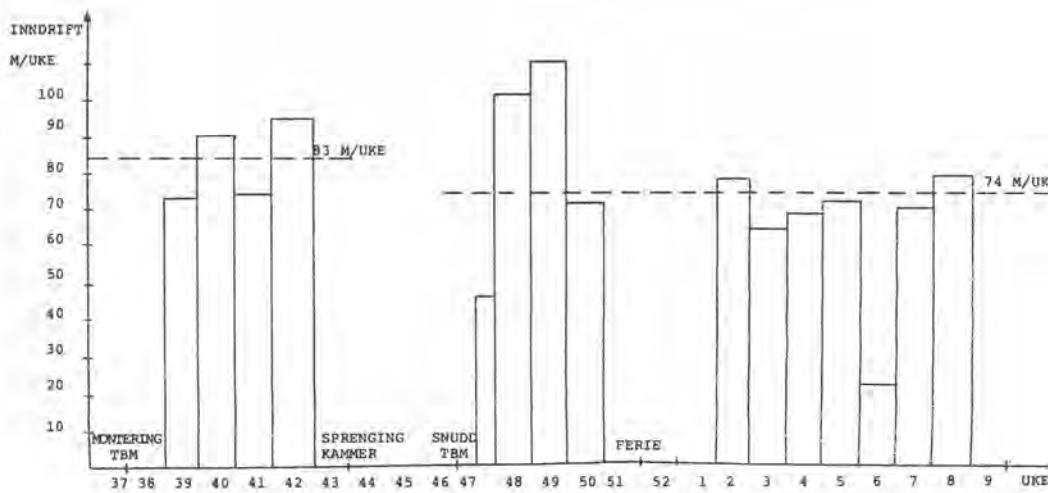


Fig. 14.1 Transporttunnel Kjøpsvik
Oppnådde ukeinndrifter med WIRTH TB II 332 H

Fremdrift: Fra maskinen ankom Kjøpsvik, og til den var startklar ble det brukt 1,5 uke. Videre inndrift fremgår av fig. 14.1. Gjennomsnittlig inndrift for tverrslaget ble 83 m pr. uke, og for transporttunnelen noe mindre, 74 m pr. uke. Dette skyldes større mengder av amfibolitt mot slutten, men også fordi transporten ble lengre og at strøkretningen var mindre gunstig.

For å snu maskinen ble den kjørt inn i en sidestoll på 30 m. Nytt monteringskammer ble så sprengt vinkelrett på tverrslaget like bak maskinen. Denne ble så demontert, vridd 90° og

montert, alt i løpet av 1,5 uke.

De anvendte dumpere hadde en kapasitet på maksimalt 9 m^3. For hver oppstilling borer maskinen 0,8 m, dvs. 15–16 lm3.

Dette førte til ekstra stopp for hver 0,4 m, og kapasiteten på dumperene ble da heller ikke utnyttet. Skal denne form for uttransport velges, er det nærmest en betingelse at der finnes et buffertlager slik at hele flytt kan bores uten stopp.

Alternativt kan massen legges på sålen, for siden å bli uttransportert ved hjelp av last og bær metoden.

Bemanning: På hvert skift ble det brukt 1 TBM kjører og 1–2 dumperkjørere. I tillegg var der 1 dagtidsreparatør og 1 formann for alle tre skiftene. Dette gav ca. 7 timeverk pr. meter tunnel. Under montasje og snuing var der 3–4 mann i tillegg.

En TBM kjører for hvert skift er lite, da en ikke har noen reserve ved sykdom eller annet fravær. Bakstuffarbeid ble utført av dumperkjørerne på tider da maskinen sto.

Kostnader: På grunn av amfibolitten og kvartsen ble cutterkostnaden i Kjøpsvik forholdsvis høye.

Transport av TBM tur/retur Frankrike slo også godt ut på kostnadene, særlig når det ikke er mere enn 1150 m å fordele den på. Ellers er maskinleie og arbeidslønn kostnader som er mest tunktveiende og gjør stor utslag i det økonomiske bildet.

Avløpstunnel Sandvika – Lysaker

I april 1977 ble det opprettet kontrakt med Vestfjorden Avløpsselskap om boring av den 7600 m lange tunnelen fra Sandvika til Lysaker. Arbeidene omfatter også driving av tverrslag Stabekk på 1000 m, tverrslag Skytterdalen på 200 m samt lukekammer ved Engervann. All masse skal taes ut i tverrslaget ved Skytterdalen, det vil si at hele tunnelen drives som enveisdrift. Diameter var satt til minimum 3 m, men ut fra plasshensyn ble det valgt å gå opp til 3,35 m. Pr. dags dato er det boret 1600 m tunnel.

Også her har A/S Høyer-Ellefsen samarbeid med det sveitsiske firma Murer A.G, og det er opprettet et arbeidsfellesskap på 50% basis. Murer A.G har lang erfaring med fullprofilboring av tunneler og sjakter i de fleste mellomeuropeiske land. Et slikt samarbeid er derfor av stor betydning, særlig i oppstartings- og innkjøringsfasen.

Geologi: For det alt vesentligste består bergartene her av kalk- og leirstein med trykkfasthet i underkant av 1000 kp/cm^2. Ut fra den geologiske forundersøkelsen er det antatt at 10-12% av hovedtunnelen skal bestå av eruptive ganger, da i form av diabas. Foreløpig ser det ut til at disse er færre enn antatt.

Strøkretningen ligger tilnærmet parallell med tunnelaksen, hvilket er lite gunstig både for inndrifte, stabilitets- og tetthetssikring. I overgangen mellom diabas og kalkstein forekommer ofte store vannlekasjer som er vanskelig å tette. Det forekommer også en mengde tynne sandsteinslag og slepper som inneholder leire. Dette har ført til en del mindre ras og blokkfall i tunnelen, og det har derfor vært nødvendig med bolting og ekstra rensk på lengre strekninger. Ingeniørgeologiske data er vist i tabell 14.1.

Fullprofilmaskinen: Selve bormaskinen er av type WIRTH TB II 335 H, dvs. 3 cm større borhode, men ellers lik den i Kjøpsvik. Oppbyggingen og virkemåten er derfor som tidligere nevnt, men p.g.a. at der også inngår forinjeksjon, er der hengt på en del ekstra utstyr. For det første er der satt inn en 2 boms Atlas Copco hydraulrigg for sonderboring. Påbrystning av sonderhullene skapte visse vanskeligheter, men etter å ha flyttet denne bakover til bakre

Tabell 14. 1

Analyse av steinprøver ved laboratorium har vist følgende data:

Analyser		Kalkstein (Pr. 1) Skytterdalen – Sandvika (P. 200)
Spesifikk vekt (g/cm^3)		2,72
Flisighetstall (fr. 11,2 – 16 mm)		1.43
Sprøhetstall, S_{20}		39
Pakningsgrad		1
Sievers J-verdi (1/10 mm)	(1)	75
Slitasjeverdi (mg)		0,35
Kvartsinnhold (DTA) (%)		Spor
Kisinnhold (DTA) (%)		5
Punktlaststyrkeindeks I_s , 1 (vannm.) (MPa)		5,1 (n=8) (lav)
Utregnede verdier		
Borsynkindeks, DRI		50 (middels)
Borslitasjeindeks, BWI		12 (meget lav)

n = antall tester
(1) Bestemt parallelt lagdeling

griper er disse problemene stort sett overvunnet. Videre er der like bak trafoenheten hengt på en slede hvor injeksjonspumper og utstyr er plassert.

Det er satset på en lett bakrigg. Det legges ut små jernprofiler som denne kan rulle på. Profilene flyttes innover etter hvert som boringen pågår. På grunn av alt utstyr for tetthetssikring blir maskinens totale lengde i underkant av 90 m.

Borhodet har også på denne maskinen 19 doble »disc-cutters», men som en prøve er der satt inn en sentercutter bestående av 5 enkle »discs». Dette har ikke gitt nevneverdig bedre resultat enn hva som ble oppnådd med de to hardmetallcutterne.

Bemanning: Det er lagt opp til en flytende drift hva boring og tetthetssikring angår. Sikringsarbeidene krever størst bemanning og er derfor avgjørende for hvor mange mann som skal være på hvert skift. På den måten er det mulig med avløsing og kontinuerlig drift gjennom spisepauser under boring og delvis også under injeksjon.

Inklusive 2 TBM kjørere og reparatører er det totalt 8 mann pr. skift, noe som gir 8-10 timeverk pr. tunnelmeter. Administrasjonen består av 8 mann inklusive verksmestre og elektrikere.

Driftsopplegg: Massetransporten foregår her med elektriske lok og 5,5 m^3 Mülhaüser vagger, men da tverrslaget går på fall 10%, må massen omlastes nede i krysset.

En spesiell tippramme sørger for at vaggene åpnes og lukkes automatisk når de passerer over en silo. Herfra er det 360 m transportband ut til tipplassen. Om vinteren er der visse frostproblemer, ellers har dette transportopplegg svart til forventningene.

Det kjøres foreløpig ned 2 sett, hvert bestående av 5 vagger. Et sett har da kapasitet til å ta 2 flytt, dvs. 1,6 m tunnel. På denne måten blir det lite eller ingen ventetid på grunn av utkjøring.

En flyttbar forbikjøringsrampe gjør det mulig for settene å passere hverandre inne i tunnelen.

Da stigningen på tunnelen bare er 0,75 °/oo har det lett for å danne seg vanndammer langs
sålen. For å ha mulighet til å renske ut løsmasser og slam brukes en LM 56 luftlastemaskin. Skinnene er boltet til fjellet via en spesiell festesko. Det brukes derfor ikke slippers, og mellom skinnene er det da helt åpent slik at der er lett å komme til med luftlastemaskinen.

Erfaringen med å legge skinnegangen på denne måten er foreløpig god.

På grunn av elektriske lok og Rotovent på TBM er det funnet å være nok med 50 cm ventilasjonsduk. Av hensyn til bl.a. etterinjeksjon legges det også en 5" luftledning.

Maskinen styres etter en på forhånd oppsatt laserstråle, og det har vist seg å være fullt mulig å holde tunnelen innenfor toleransene som sier maksimalt avvik på 5 cm fra teoretisk tunnelakse. WIRTH-maskinen har 8 gripere, noe som gjør at den er lett å holde på retningen også under varierende fjellforhold.

Fremdrift: Fig. 14.2 viser oppnådde ukeinndrifter frem til pel 1400. Som et mål på injeksjonen er plottet antall kg sement pr.uke. Det går frem at ved stort sementforbruk går inndriften ned, dvs. der blir mindre disponibel tid til boring. Sementen gjør fjellet mer homogent. Visse teorier går ut på at dette også kan virke reduserende på inndriften.

Hittil har 60% av tiden blitt brukt til tetthets- og stabilitetssikring, mens 40 % av tiden har vært disponibel for boring.

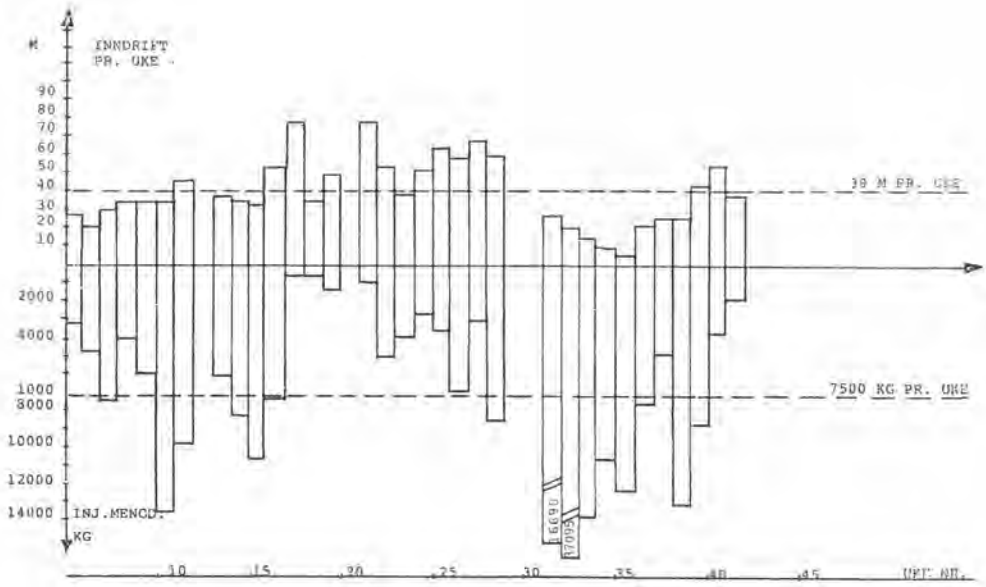


Fig.14.2 Avløpstunnel Sandvika – Lysaker
Realiserte ukeinndrifter og injeksjonsmengder

Gjennomsnittsinndriften ville, hvis det regnes 100 % tid disponibel for boring, øke fra 39 m til i underkant av 100 m pr. uke.

Høyeste oppnådde netto inndrift er 3,5 m pr. time, mens den normalt ligger fra 2,0-2,2 m pr. time. Med stikk og sprekkavstand på 10 cm ser en at netto inndrift samsvarer bra med hva som er angitt i NTH's prosjektrapport nr. 1-76.

Med utnyttelse på 70% blir brutto inndrift ca. 1,5 m/time. 70 % i utnyttelse kan virke høyt, men kommer av at forebyggende vedlikehold, cutterskifte etc. kan foretas mens injeksjonesarbeidene pågår, og det likevel er stillstans på TBM. Det må også sies at det hittil har vært lite reparasjoner på maskinen.

Kostnader: Som det fremgår av laboratorieanalyser, er BWI meget lav, Dette samsvarer bra med cutterkostnadene som foreløpig ligger under hva det på forhånd var kalkulert med.

Større utgiftsposter er lønn og kapitalkostnader. Disse to til sammen utgjør 2/3 av totale utgifter. Hertil kommer elektrisk strøm, reservedeler, olje, fett etc.

Ser en på kostnadene totalt, ligger de nok i overkant av hva som kan antas for en konvensjonelt drevet tunnel av samme tverrsnitt. Men ser en ut fra et byggherresynspunkt er nok fullprofilboring for dette prosjekt billigere, da spesielt fordi stabilitetssikringen ellers ville blitt svært omfattende, men også fordi det ikke forekommer rystelsesskader på nærliggende bebyggelse.

BERGMEKANIKKDAGEN GEOTEKNIKKDAGEN 1978

ÅPNINGSTALE

Formann i Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund

Dr. ing. Einar Broch, Geologisk Institutt, NTH.

Min dame – mine herrer.

Vel møtt igjen til den 9. Bergmekanikkdag og den 4. Geoteknikkdag.

Igjen opplever vi et rekordstort deltakerantall. Deltakerlistene begynner nå virkelig å bli komplette for våre nasjonale miljø innen fagområdene. Det er et stort spørsmål om vi ikke av praktiske grunner heller kunne sette opp lister over hvem som *ikke* er her. Det ville iallfall redusere papirforbruket.

Som arrangører setter vi selvsagt stor pris på det store oppmøtet og sier:

- Takk for sist til gamle kjente bade fra innland og utland.
- Hjertelig velkommen til nye deltakere. Vi håper dere vil trives i miljøet slik at også dere kan komme inn i gruppen „gamle kjente".
- For our American friend & guest dr. Gregg Korbin we have a special welcome. Being a student and now a coworker of our countryman Tor Brekke we are especially looking forward for his lecture.
- En særlig velkommen har vi selvsagt også til våre andre foredragsholdere som vi vet har nedlagt mye arbeide for å kunne meddele oss sine erfaringer og tanker her i dag.

Som ved tidligere Bergmekanikkdager og Geoteknikkdager skal vi også i år starte med en felles sesjon. Personlig tillegger jeg disse fellessesjonene den største betydning. Spesialister som vi måtte være hver på vårt fagfelt, tror jeg det er uhyre viktig at vi fra tid til annen, og iallfall minst en gang i året, løfter blikket fra vår egen interessante navle og titter litt inn i naboens sandkasse. Kanskje kan vi lære litt av den måten han bygger sandslott på.

I år skal vi riktig få sjansen til å ta oss vann over hodet i fellesskap. Temaet som er valgt for formiddagen er nemlig „Prosjektering og bygging av undersjøiske tunneler." 5 foredrag er valgt.

Med en høyt utviklet tunnelteknologi og med et landskap så preget av lange fjorder og et utall av øyer som vårt, er det naturlig at vi konsentrerer vår interesse om dette. Her er virkelig et felt hvor vi skulle ha alle muligheter.

Etter lunsj deles salen i to, og Bergmekanikkdagen og Geoteknikkdagen fortsetter hver for seg. Vi har imidlertid arrangert foredragene slik at det blir felles pause. Det blir således anledning for dem som måtte ønske det å skifte tema.

Med disse ord har jeg gleden av å kunne erklære Bermekanikkdagen og Geoteknikkdagen 1978 for åpnet.

PROSJEKTERING OG BYGGING AV UNDERSJØISKE VEGTUNNELER.

Designing and constructing sub-sea road tunnels.

Overingeniør Egil Lundebrekke
Vegdirektoratet

SAMMENDRAG

Aalternative metoder for kryssning av fjorder og sund med veglinjer beskrives. Forutsetninger, planlegging og kostnader diskuteres. Tunneler i fjell behandles spesielt, illustrert ved aktuelle eksempler.

SUMMARY

Alternative methods on how to cross fjords and sounds by road alignement are discussed. The design criterias, construction and economy of the different methods are compared. Road tunnels through rock beneath sea level are specially described and illustrated by projects under consideration.

Krysninger av fjorder og sund utgjør en betydelig del av vårt vegnett. Omfanget av slike kan bl. a illustreres av våre fergesamband, som i samlet utstrekning nesten når Gibraltar sjøvegen. Ca. 260 riks- og fylkesvegferger trafikkerer en strekning på mer enn 2500 km fordelt på noe over 170 samband. Vegtransporten i kystdistriktene blir på denne måten i stor grad avhengig av ferger, og man kan lett forstå at fergefrie vegforbindelser alltid har vært prioritert høyt, spesielt på Vestlandet og i Nord-Norge.

Hittil er fergesamband erstattet enten ved bygging av konvensjonelle bruer eller ved større vegomlegginger, og man har også et omfattende program for slike tiltak i årene fremover. Vi begynner imidlertid å nærme oss en grense hvor de resterende viktige fergesamband ligger i fjorder eller sund som ikke kan krysses med vanlig bru innenfor akseptable økonomiske rammer. Skal man eliminere også disse fergene, må man søke tekniske løsninger som ikke har noen tradisjon her i landet.

ALTERNATIVE KONSTRUKSJONER.

Tunnelrør på sjøbunn.

Det mest alminnelige alternativ til vanlig bru er tunnelrør av stål eller betong som er plasert i løsmasser på sjøbunn. Et nærliggende eksempel på en slik løsning er Tingstadtunnelen i Gøteborg. Vi har foreløpig ingen slike anlegg her i landet, men det vurderes alltid som alternativ dersom forholdene synes å ligge til rette ved aktuelle prosjekter.

Flytende tunneler, rørbruer.

I de senere år har det her i landet vært utført forskning for å kartlegge hvordan man kan bygge en flytende vegtunnel med forankring til sjøbunnen og plassert i passende dybde under hensyntagen til skipsfart og tidevann. Slike løsninger er ennå ikke kommet til utførelse, men man regner rørbruer som teknisk sett realiserbare.

Flytebruer.

Det har de senere år også vært samlet stor interesse rundt flytebruer. Rundt om i verden finner man flere eksempler på slike anlegg, og da som en serie pontonger plassert på overflaten. Her i landet synes en brukonstruksjon fundamentert på flytende pontonger plassert noe under overflaten å være den mest akseptable løsning. Brua kan på denne måten holdes i en konstant høyde uavhengig av tidevannet, og den vil tillate passering med mindre fartøyer.

Felles for de konstruksjoner som er nevnt ovenfor er meget høye anleggskostnader. For tofelts anlegg kan det antydes kostnader på 200 - 300 mill. kr/km. Dette hindrer at slike anlegg kan komme på tale i større utstrekning her i landet tatt i betraktning de bevilgninger til vegformål man nøkternt må regne med i årene fremover.

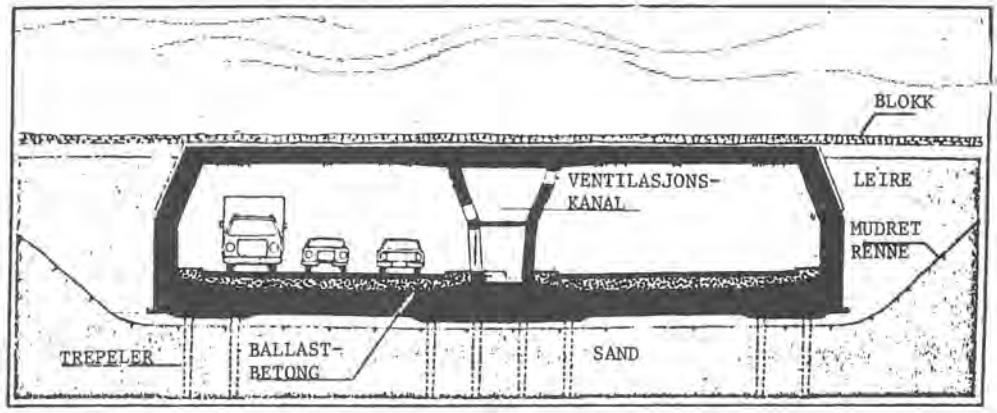


Fig. 15.1 „Senketunnel" i sjøbunn. Skissen viser Tingstadtunnelen i Göteborg.

Undersjøiske tunneler i fjell.

Det alternativ som i øyeblikket synes mest interessant er den undersjøiske tunnelen i fjell. Under gunstige forhold kan denne bygges billigere enn konvensjonell bru. I visse situasjoner kan den også representere det eneste reelle alternativ til fergeforbindelse fordi andre konstruksjoner ikke kan bygges innenfor akseptable økonomiske rammer. En undersjøisk tunnel i fjell behøver ikke å koste mer enn en vanlig fjelltunnel. Normalt må man likevel påregne mer sikringsarbeider i en tunnel under sjøbunn spesielt fordi man er relativt låst mht. til trassering. Overdekningen på de dypeste partiene må bli beskjeden og man kan vanskelig unngå kritiske fjellpartier av noen utstrekning. Anleggskostnadene bør likevel ikke bli mer enn ca. 30 mill. kr/km under forutsetning av at enkle ventilasjonsmetoder kan benyttes.

Fig. 15.2 Rørbru eller „flytende tunnel". Et interessant alternativ for kryssing av dype fjorder eller sund.

VARDØS FASTLANDSFORBINDELSE.

Denne forbindelsen ble vedtatt å komme til utførelse som undersjøisk tunnel i fjell fordi dette alternativet ble vurdert å være både økonomisk og byplanmessig den beste løsningen. P.g.a vanskelige værforhold ville ei bru over Bussesundet, som skiller Vardø fra fastlandet, bli unormalt kostbar. Brua måtte dessuten lokaliseres langt nord i sundet for å holde anleggskostnadene på et rimelig nivå. En tunnel under sundet kunne lokaliseres til en korridor direkte mellom Svartneset og byen. Dette gir den kortest mulige veg mellom byen og det nye havneanlegget på fastlandet. Forskjellen i avstand mellom alternativene bru og tunnel ble så vidt stor at lokale byplanleggere karakteriserte en bruforbindelse som en by-deling, mens en tunnel representerte en by-utvidelse.

Anlegget er startet opp i år med uttak av forskjæringene som Statens vegvesen utfører i egen regi. Våren 79 blir hovedarbeidene påbegynt som entreprise.

Vardøtunnelen er interessant i en generell sammenheng fordi den illustrerer godt under hvilke forhold en undersjøisk tunnel kan komme på tale som alternativ til en vanlig bru-konstruksjon. Bussesundet er ca. 1,5 km bredt, men den største dybde til fjell i det aktuelle området er bare 30 - 35 m. Tunnelen blir derfor ikke urimelig lang sammenlignet med ei bru, og man finner her et forhold mellom tunnel - brulengde som favoriserer en tunnel. Som en meget grov håndregel kan man regne at dersom en undersjøisk tunnel ikke blir mer 2,5 - 3 ganger lenger enn den alternative brua, er det rimelig grunn til å undersøke tunnelen nærmere.

Planlegging.

Dybdemålinger med vanlig ekkolodd er det første skritt i en undersøkelse av en undersjøisk tunnel. Dersom de foreløpige dybdemålinger indikerer at tunnelen kan bygges, kan planleggingen fortsettes med geologiske undersøkelser som vil være avgjørende for videreføringen. Et program kan skisseres som følgende:

- *Geologisk kartlegging* av fjellstrukturen den aktuelle regionen bl.a også ved hjelp av dykkerundersøkelser. Kartleggingen bør kunne gi en oversikt over bergartene i området, lagdeling og lagstilling, svakhetssoner, forkastninger m.m.
- *Akustiske loddinger* gir grunnlag for tegning av et detaljert bunnkotekart samt en god indikasjon på løsavleiringens mektighet. Utstyret som brukes virker på samme måte som et vanlig ekkolodd, men med betydelig større presisjon.
- *Seismiske målinger* gir under normale forhold tilstrekkelig nøyaktige dybder til fjell. Man får dessuten en god indikasjon på fjellkvaliteten gjennom lydhastigheten på de forskjellige partier.
- *Fjellkontrollboringer* fra flåte med konvensjonelt borutstyr utføres til , og delvis i fjell på karakteristiske punkter.
  Mindre kjerner kan hentes opp. Kjerneboringer med vanntapsmålinger som supplement til de andre undersøkelsene vil gi geologen et best mulig kjennskap til fjellforholdene. Kjerneboringer utføres fortrinnsvis ved skråhull fra land.

Fig. 15.3 Undersjøisk tunnell i fjell.

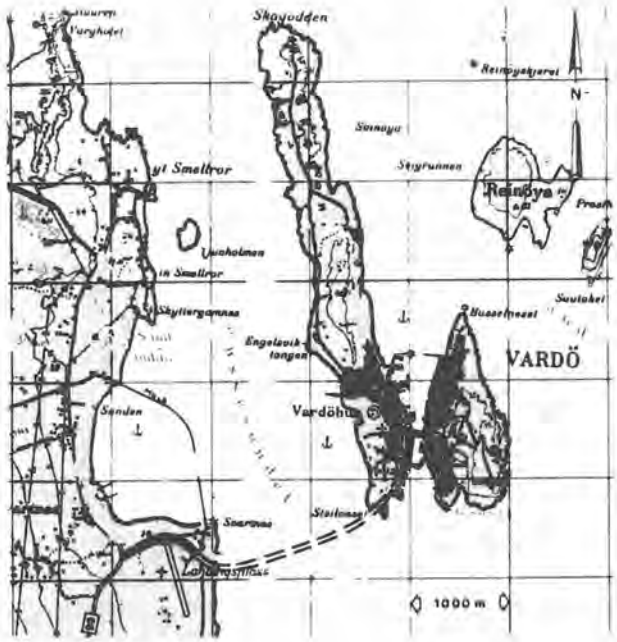


Fig. 15.4 Vardøtunnelen gir en direkte forbindelse mellom byen og havna på Svartnes.

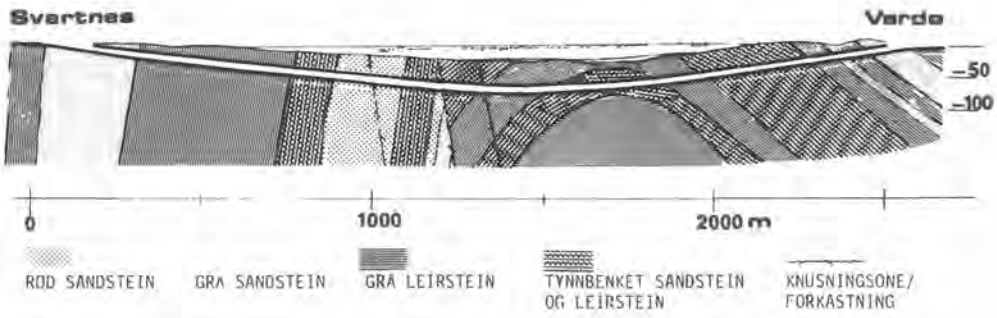


Fig. 15.5 Lengdeprofil av Vardøtunnelen med antatt fjellstruktur.

(Man har idag adgang til borrigger som kan plasseres på sjøbunn, men hittil er det ikke funnet at disse gir økonomisk gevinst ved de dybder det har vært tale om.)

De geologiske undersøkelser er nevnt i den rekkefølge de normalt utføres og med stigende vanskelighetsgrad og kostnadsnivå. Det er vanskelig å gi generelle tall for kostnadene, men det kan være av interesse å nevne at undersøkelsene i forbindelse med Vardøtunnelen har

kostet ca. 4 mill. kr. hvorav det meste er gått med til fjellkontrollboringer. Kjerneboringer er utført i liten grad. (Undersøkelsene for Vardøtunnelen er ikke relevante som referanse for prisnivå p.g.a de vanskelige klimatiske forhold.)

Det er sjelden nødvendig å utføre så omfattende undersøkelser som ved Vardø for å få et tilfredsstillende grunnlag for å avgjøre om en tunnel kan bygges innenfor akseptable økonomiske rammer. Akustiske loddinger sammen med en geologisk kartlegging vil gi en god indikasjon på om tunnel kan bygges, og på hvilket nivå man kan vente å finne anleggskostnadene. Undersøkelsene så langt behøver ikke koste mer enn 10% av et fullstendig program. De videre geologiske undersøkelser utføres trinnvis, slik at de kan avbrytes dersom enkelte resultater forteller at tunnelen ikke kan gjennomføres som forutsatt.

Som grunnlag for besluttning om bygging av en tunnel vil man som minimum kreve seismiske undersøkelser med enkelte fjellkontrollboringer.

Dersom det fortsatt er vanskelig å vurdere om tunnelen er et akseptabelt alternativ, bør det utføres enkelte kjerneboringer som grunnlag for vurdering av sikringsomfanget. Man vil imidlertid anbefale at nødvendige kjerneboringer om mulig utføres foran stuff. Boringene utføres så langt fremover at det gis muligheter til å foreta mindre justeringer av tunneltraseen, og slik at man i god tid kan forberede seg på eventuelle vanskeligheter som måtte oppstå.

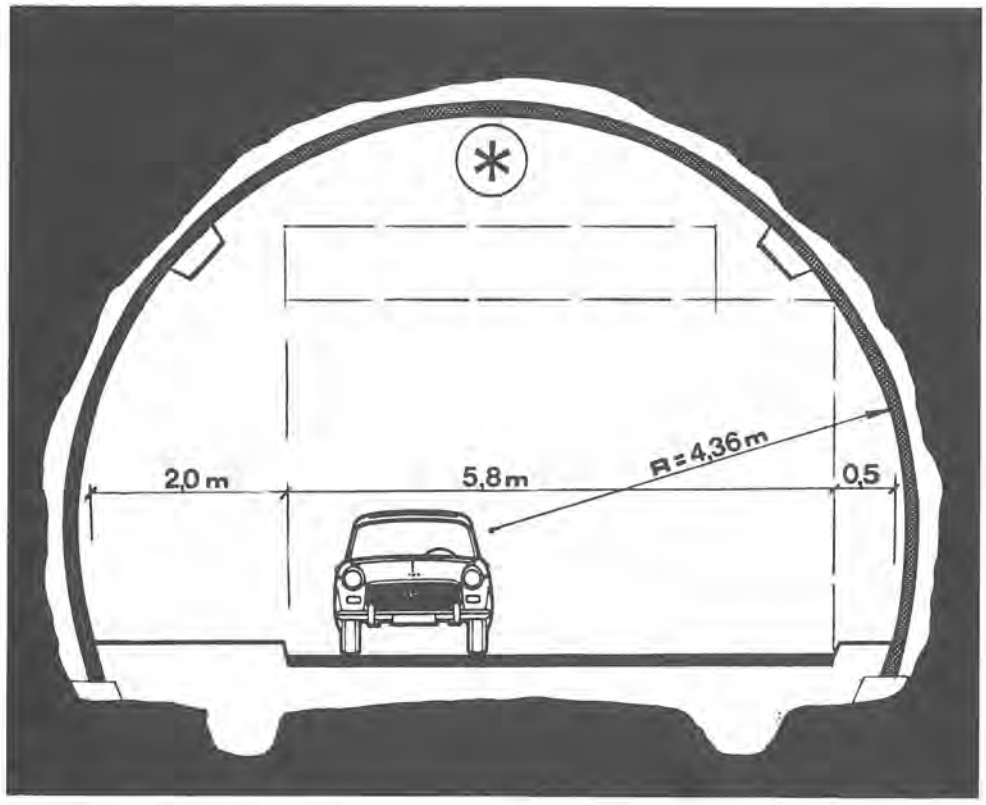


Fig. 15.6 Tverrsnitt av Vardøtunnelen.

Geometrisk utforming.

Maksimalstigningen i tunnelen vil være den geometriske parameter som er vanskeligst å fastlegge. Stiller man for strenge krav kan tunnelen vise seg umulig å realisere. På den annen side vil sterk stigning skape vansker for trafikken fordi man i nedkjøringspartiene må vente frostproblemer. Disse kan imidlertid løses ved hjelp av varmekabler. Man bør derfor kunne akseptere en forholdsvis sterk stigning dersom dette kan hindre omfattende sikringsarbeider på deler av tunnelen. Paradoksalt nok vil som regel ventilasjonsbehovet i en undersjøisk tunnel avta med økende stigningsgrad. Dette skyldes at den lengdereduksjon man oppnår med økende stigning, innenfor visse grenser mer enn oppveier den ulempe som økende avgassproduksjon fører med seg. Ved de prosjekter som er vurdert her i landet har man benyttet en største stigning på 70 - 80 o/oo. Det endelige valg av stigningsgrad må imidlertid utstå til detaljplanfasen når man får best mulig oversikt over de ulike konsekvenser. (I Vardøtunnelen blir stigningen maks. 80 o/oo. Hvorvidt man skal benytte varmekabler i inngangspartiene vil bli avgjort senere.)

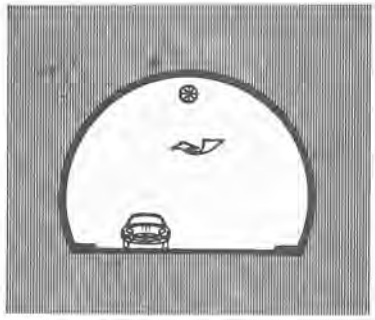


Fig. 15.7 Aksialventilasjon.

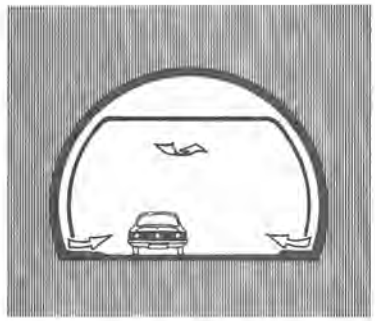


Fig. 15.8 Halvtverrventilasjon.

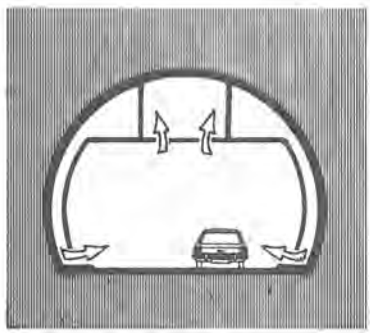


Fig. 15.9 Tverrventilasjon.

Ved valg av linjeføringsstandard skal man være spesielt oppmerksom på at kostnadsbesparelsen kan bli meget stor dersom man kan unngå partier med svært vanskelige fjellforhold. I så fall må man kunne renonsere på reisehastighet ved at man velger en myk linjeføring. En beslutning om dette må foretas etter nærmere tekniske og økonomiske analyser. Tunneltraseen bør derfor ikke fastlåses før man har full oversikt over fjellforholdene.

Det vil også kunne være vanskelig å velge tunneltverrsnitt. Under normale forhold betyr ikke en mindre breddeøkning at kostnadene stiger nevneverdig. Merarbeidene kan være ren marginalproduksjon. Under vanskelige fjellforhold kan imidlertid tverrsnittet være avgjørende for omfanget av kompliserte og kostbare sikringsarbeider. Med et trangt tunneltverrsnitt er sjansen for å komme gjennom et vanskelig fjellparti uten kostbare sikringsarbeider større enn med et mer åpent tverrsnitt.

I Vardøtunnelen blir det benyttet et vanlig to-felts tverrsnitt. (Klasse IIC etter retningslinjene men med en 10 cm større diameter.) Profilet vil ikke tillate toveis trafikk også for de

største kjøretøy. Dette skyldes at man etter sterke ønsker fra lokalt hold har akseptert gangtrafikk i tunnelen. Det blir derfor anlagt et 2 m bredt fortau som vil beslaglegge en så stor del av kjørebanen at man må renonsere på toveistrafikk for kjøretøy høyere enn 3,7 m. Kjøretøy med en høyde mellom 3,7 og 4,5 m må kjøre sentrisk i en bredde av ca. 4 m. Dette vil ikke skape vansker for trafikkavviklingen i de første årene fordi man på vegen til Vardø finner bruer med fri høyde på kun 3,3 m. Dersom spesielt høy transport skulle bli nødvendig, må denne enten trafikkere tunnelen under ekskorte, eller tunnelen må signalreguleres.

Ved undersjøiske tunneler med større trafikk enn i Vardø må man velge et fullt tofelts tverrsnitt. (Gang- og sykkeltrafikk blir i disse tunnelene neppe tillatt. I så måte er Vardøtunnelen spesiell.)

Ventilasjon.

Trafikkmengde og tunnellengde vil avgjøre etter hvilket prinsipp en tunnel må ventileres. Et av følgene systemer kan komme til anvendelse:

Aksialventilasjon.

Luften blåses langs etter tunnelen. (Naturlig ventilasjon er i prinsippet aksialventilasjon.) Dersom tunnelen er svært lang må den deles inn i to ventilasjonsavsnitt ved hjelp av en sjakt. Mer enn en sjakt gir ukontrollerbare trykkforløp gjennom tunnelen og kan ikke anbefales.

Aksialventilasjon kan benyttes ved alle korte tunneler og også ved lange toveis tunneler dersom trafikkmengden er beskjeden.

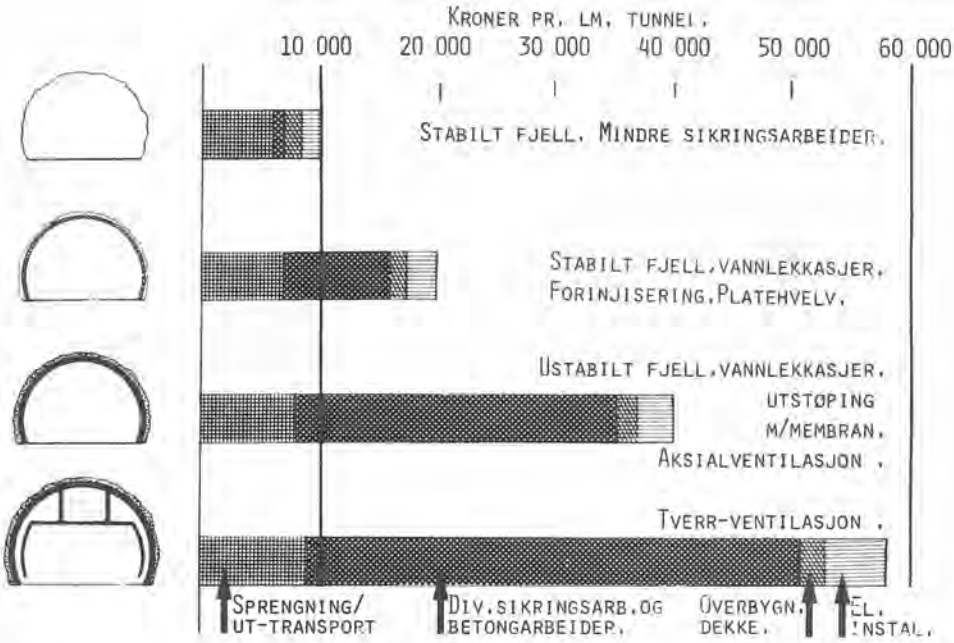


Fig. 15.10 Omtrentlige kostnader pr. lm for ulike tunnelutforminger.

Håndregel: Ved trafikkmengder som er så store at man kan vente kødannelser, bør en aksialventilert tunnel ikke være lengre enn 1000 m. Dette skyldes at tillatt lufthastighet i en toveis tunnel er satt til ca. 1m/s. I tunneler med trafikk bare i en retning, kan lufthastigheten økes til 8 - 10 m/s.

Halvtverrventilasjon.

Friskluften føres inn i tunnelen via en separat kanal. Fra kanalen fordeles luften jevnt langs tunnelen gjennom ventiler. Forurenset luft føres ut av tunnelen gjennom tunnelåpningene.

Tverrventilasjon.

Frisk luft tilføres tunnelen som ved halvtverrventilasjon, men også forurenset luft føres i egne kanaler. Man oppnår en kontinuerlig utskifting av luft i hele tunnelens lengde.

Av de systemer som er nevnt ovenfor er det hovedsaklig aksialventilasjon som benyttes her i landet, fordi trafikkmengdene som regel er svært beskjedne. Når man må benytte et mer avansert system vil tverrventilasjon bli valgt fordi dette systemet gir et vesentlig bedre resultat enn halvtverrventilasjon uten at kostnadene øker nevneverdig. Halvtverrventilasjon gir et dårligere resultat mht. sikkerhet og kapasitet ved bilbrann.

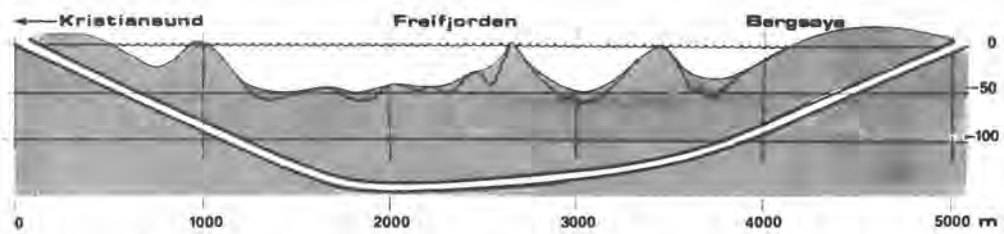


Fig. 15.11 Lengdeprofil av foreslått tunnel under Freifjorden mellom Bergsøya og Frei ved Kristiansund.

Bygging.

Selv om vi her i landet ennå ikke har bygget tunneler for biltrafikk under sjøbunn, har likevel norske tunnelbyggere lang erfaring med tunneldrift i fjell under vanntrykk. De fleste tunneler ligger i grunnvannsbassenger og vannlekkasjer byr ofte på problemer. Det er ingen vesensforskjell på en tunnel som drives på fall i grunnvannsbassenget og en undersjøisk tunnel. I begge tilfelle må lekkasjevann pumpes ut og vannlekkasjene reduseres til et rimelig nivå ved hjelp av forinjisering.

Sonderinger foran stuffen er viktige. 4 - 6 ca. 30 m lange hull bør anses som et minimum. Dersom sonderingene røper vannlekkasjer som må tettes, kan sonderhullene også benyttes til forinjisering.

Foruten vanlige sonderhull boret med tunnelriggen, kan det være riktig å supplere med lange kjerneborhull boret fra egne nisjer i tunnelveggen. Dette gjelder først og frems når tunneltraseen er rettlinjet. Sonderboringene utføres da med god overlapping.

Sikringsarbeidene utføres som i vanlig vegtunnel. Man har eksempler på undersjøiske vegtunneler uten sikring i det hele tatt (Muskøtunnelen i Sverige), men normalt vil man ha

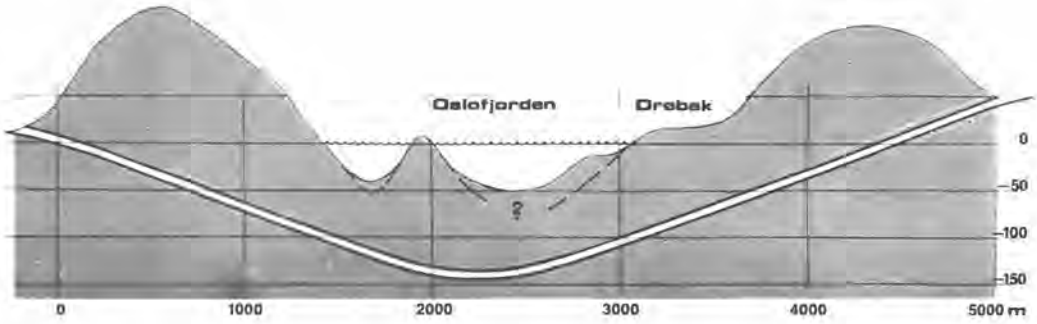


Fig. 15.12 Lengdeprofil av antatt mulig tunnel under Oslofjorden ved Drøbak.

restlekkasje som også etter eventuell etterinjisering er så stor at den på enkelte partier må avskjermes.

Avskjermingen kan utføres med platehvelv som i frostpartier utføres dobbelt, isolert. Platehvelvet består av et saltvannsbestandig materiale, fortrinnsvis aluminimum, men man kan også benytte PVC, glassfiberarmert polyester eller PVC-belagt stål.

I ustabilt fjell må tunnelen støpes ut, og det anbefales å legge inn en plastmembran som tetting.

Pumpeanlegg

I undersjøiske tunneler må det alltid anlegges pumpestasjoner for lensing av den permanente restlekkasje. Størrelsen av restlekkasjen vil variere. I Vardøtunnelen har man satt en øvre grense på 3000 l/min. Dette gjelder vann som samles i tunnelens laveste punkt. Vann fra forskjæringene samles opp like innenfor de to tunnelpåhuggene. Pumpene stilles opp i nisjer utsprengt i tunnelveggen og lenserørene føres frostfritt ut i dagen til resipient.

Kostnader.

Det er umulig å angi generell enhetspris for bygging av undersjøiske tunneler. Under heldige omstendigheter vil en tunnel uten for stor trafikk kunne bygges like rimelig som en ordinær vegtunnel i godt fjell, dvs. til en pris på 10 -15000,– kr/lm. Man bør imidlertid regne med systematiske sonderinger og en betydelig forinjisering foran stuff. Dette vil øke prisen med 5 - 6000 kr/lm. En tilsvarende pris må regnes for isolert platehvelv. Dersom fjellet er ustabilt og tunnelen må støpes ut, kommer den samlede tunnelpris lett opp i 40 000,– kr/lm. Må tunnelen dessuten tverrventileres, kan man vente en ytterligere prisøkning på ca. 20 000,– kr/lm.

Ved passering av svært vanskelige soner kan det komme på tale å fryse det ustabile partiet. Kostnadene for gjennomføring av fryseoperasjonen kan komme på et par millioner kroner for en strekning på få meter.

Aktuelle prosjekter.

Det er i dag flere steder her i landet interesse for å undersøke undersjøiske tunneler som alternativ for etablering av fergefrie vegsamband. F.eks. utføres slike undersøkelser i Lofoten,

og man vurderer en undersjøisk tunnel i fjell som forbindelse mellom Frøya og Hitra i Sør-Trøndelag. Ved siden av Vardøtunnelen er det likevel i dag samlet størst interesse om eventuelle tunneler ved Kristiansund og Drøbak.

Kristiansund.

Ved siden av Vardø - tunnelen er det mest nærliggende å nevne Kristiansunds fastlandsforbindelse. Et av alternativene her er en tunnel fra Frei til Bergsholmen under Freifjorden, og med hengebruer videre herfra til fastlandet. Geologiske undersøkelser frem til seismiske målinger pågår, og man kan vente den første rapporten i nær fremtid. Foreløpig synes en tunnel å være et realistisk alternativ.

Drøbak.

En undersjøisk tunnel ved Drøbak vil kunne muliggjøre en forbindelse over Oslofjorden i dette området. Alternativet er større hengebruer som med tilførselsveger vil medføre betydelige inngrep i området. Dette har reist en storm av protester ut fra miljømessige vurderinger. En bruforbindelse ved Drøbak vil bli svært kostbar. Dersom fjellforholdene er noenlunde tilfredsstillende, bør en tunnel kunne bygges til en lavere kostnad enn bru.

Dersom det etableres en forbindelse ved Drøbak bør man også søke en erstatning av fergeforbindelsen ved Svelvik. En tverrforbindelse mellom E6 i Akershus og E18 i Vestfold i Drøbak - Svelvikområdet vil kunne få en stor regional betydning. Ved Svelvik synes en „Senketunnel" å være et akseptabelt alternativ. Skipsfarten krever stor fri høyde, og siden Svelvikryggen må vernes som en ressurs, vil ei konvensjonell bru bli relativt lang.

GEOFYSISKE FORUNDERSØKELSER FOR UNDERSJØISKE VEGTUNNELER I FJELL

Preliminary site investigations for sub sea road tunnels in bedrock by geophysical methods

Overingniør Tor Erik Frydenlund, Veglaboratoriet

SAMMENDRAG

Artikkelen beskriver måleprinsipp og opplegg for akustiske og refraksjonsseismiske målinger i forbindelse med trase undersøkelse for undersjøiske vegtunneler. Det er videre pekt på de muligheter og begrensninger målemetodene gir i tilknytning til erfaring fra utførte undersøkelser. I denne forbindelse er data fra undersøkelser i Bussesundet i Finnmark presentert i relasjon til utførte kontrollboringer. Det konkluderes med at nevnte geofysiske målemetoder utgjør et vesentlig hjelpemiddel for kartlegging av mulig tunneltrase, og at tilsvarende informasjon neppe kan fremskaffes på annen måte og innenfor tilsvarende kostnadsrammer. Med de usikkerheter metodene innebærer er det imidlertid nødvendig å kontrollere resultatene med andre undersøkelsesmetoder.

SUMMARY

This article describes the physical principles involved and possible schemes for collecting field data using seismic reflection and refraction methods in connection with site investigations for sub sea road tunnels in rock. Furthermore the possibilities and limitations of the methods are analysed in relation to experience gathered from actual projects. In this connection data from investigations in the Bussesund in the county of Finnmark, Norway are presented and related to available borehole information. It is concluded that the mentioned geophysical methods comprise essential tools in locating possible tunnel alignments, and that similar information cannot be provided by other methods within the same economic scale. Since the methods are based on indirect measurements, it is, however, necessary to compare the results with borehole information.

I FORMÅL

Økende krav til kommunikasjon har ført til at flere store fjorder og sund nå vurderes med tanke på vegkryssing. Tidligere gikk vurderingene på vegfylling eller bruforbindelse, men i dag er det også aktuelt å undersøke mulighetene for fjelltunnel under sjøbunnen.

Vanligvis foreligger visse begrensninger med hensyn til veglinjas plassering på land. Videre

foreligger sjøkart som gir en indikasjon på vanndybder, men ikke alltid største dybde.Geologiske kart vil gi et bilde av berggrunnen i området. En vurdering av disse faktorer vil kunne gi en indikasjon på hvorvidt et tunnelalternativ kan være aktulelt samt peke ut mulige korridorer.

Ved den videre planlegging er det i første rekke behov for å kartlegge vanndybder og fjelltopografi samt „fjellkvalitet". Til dette formål har geofysiske målemetoder vist seg å være et effektivt hjelpemiddel. På grunnlag av vanlig geologisk kartlegging og de indikasjoner nevnte målinger gir, vil eventuell egnet tunneltrasé kunne pekes ut. Geofysiske data er i prinsippet en form for indirekte målinger og det er derfor nødvendig å kontrollere disse mot resultatet av andre undersøkelsesmetoder. Ved detaljplanleggingen vil det kunne være aktuelt med en kombinasjon av boringer og videre geofysiske målinger.

II METODER OG UTSTYR

Av mulige geofysiske målemetoder er det i første rekke akustiske og refraksjonsseismiske målinger som er aktuelle. Førstnevnte metode er egnet til å søke ut mulig trasé innen aktuelle korridor idet en relativt raskt kan fremskaffe data om vanndybder og lagtykkelser for et større område. Refraksjonsmålinger tar lenger tid, men gir i tillegg til lagtykkelser også informasjon om forplantningshastighet i løsmasser og fjell.

Fjellhastighet kan også registreres ved seismisk borhullslogging. Her måles variasjoner i bergartens forplantningshastighet ved å fire en sonde ned i et borhull.

Andre geofysiske målemetoder synes lite aktuelle for undersøkelse av tunneltraséer.

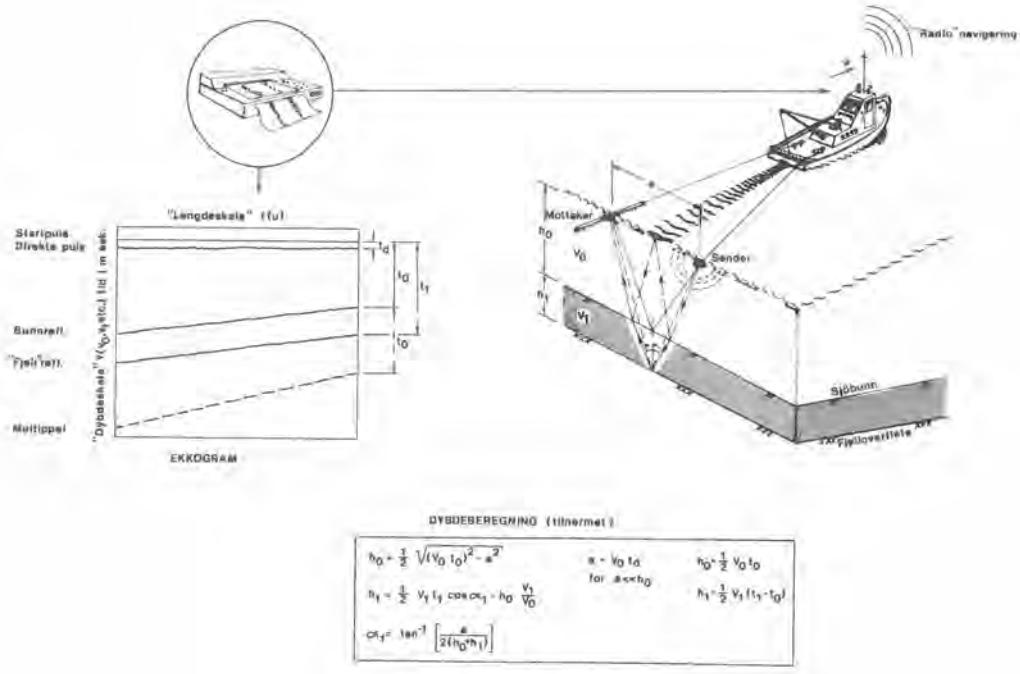


Fig.16.1 Prinsipp for akustiske målinger.

A Akustiske målinger

(I) Måleprinsipp

Ved akustiske målinger i vann benyttes trykkbølger som reflekteres fra sjøbunnen og kontaktflatene mellom de ulike lag i undergrunnen. Måleutstyret består av sender og mottaker som slepes i vannoverflaten etter et fartøy. Senderen generer signaler kontinuerlig med en viss frekvens. Reflekterte signaler fra underliggende lag tas opp gjennom mottakeren og sendes via forsterker og filtere til en skriver (se fig. 1). Det „ekkogram" som framkommer gir i prinsippet et direkte bilde av lagdelingen i undergrunnen, men med tidsskala i vertikal og horisontal retning.

En del av den reflekterte energien reflekteres på ny mellom vannflaten og de underliggende lag. Disse signaler, kalt multipler, kan registreres flere ganger på ekkogrammet avhengig av signaldemping og innstilt forsterkernivå på skriveren.

Metodens nedtrengnings- og oppløsningsevne avhenger blandt annet av energi, signalfrekvens og signallengde fra senderen, og det benyttes derfor forskjellige sendere til ulike formål. For undersøkelse av løsmasser og fjell i kystfarvann anvendes som regel sendere av type „Boomer". Denne vil vanligvis gi en oppløsningsnøyaktighet på ca. 2 m.

Målemetodens oppløsningsevne evhenger også av sender/mottakers slepeposisjon i vannet på grunn av refleksjoner fra vannoverflaten. Denne effekt reduseres ved å slepe sender/mottaker så nær opptil vannflaten som mulig, men dette må avpasses i forhold til bølgehøyde.

(II) Måleopplegg

Måleprogrammet kan variere fra avsøkning av spredte enkeltprofiler for å lete opp de mest interessante områder hvis den utpekte korridor er stor, til detaljert søkning i interessante områder. Valg av søkenett avhenger blandt annet av oppdragets størrelse, krav til nøyaktighet, navigasjons og siktforhold etc. Da resultatet av målingene fremkommer visuelt etter hvert gir dette muligheter til å korrigere måleopplegget mens feltarbeidet pågår.

Ved bruk av radionavigasjon legges målingene gjerne opp etter et rutenett, og det navigeres etter oppsatte parallelle linjer. Avstanden mellom linjene tilpasses den detaljnøyaktighet som ønskes og vanndybden i området. Typisk linjeavstand kan være 50 m i hovedretningen og kontroll med kryssende linjer i 100-150 m avstand. Båtens posisjon kontrolleres med avstandsmåling ved hjelp av høyfrekvente radiobølger til to stasjoner (transpondere) plassert i kjente punkt på land. Samtidig oppnås informasjon om nødvendig kursendring for å holde planlagt kurs.

Alternativt kan båten styres etter linjer i vifteform fra kikkert på land. Utkjørt distanse kontrolleres ved fremskjæring fra en annen kikkert. Komunikasjon mellom landmålere og båt skjer via radio.

(III) Resultater

Etter et måletokt sitter en igjen med adskillige meter ekkogram. Hvorledes tolkningen av disse utføres er noe avhengig av hovedformålet med undersøkelsene. For en vegtunnel er det laveste fjellnivå som vil være bestemmende for hvor dypt tunnelen må føres, stigningsforhold og tunnellengde. I første omgang kan det derfor være aktuelt bare å gå raskt gjennom samtlige profiler visuelt for å lokalisere eventuelle kritiske områder.

For en mer detaljert tolkning er det nødvendig å gå systematisk gjennom ekkogrammene og tolke registrerte horisonter. Her må en blandt annet ta hensyn til at målingene i prinsippet

skjer tredimensjonalt, men registreres i et todimensjonalt diagram. Ved sterkt kupert bunn- og lagtopografi vil en således kunne få inn siderefleksjoner fra horisonter utenfor den aktuelle måletrase.

Normalt vil en registrere endringer i sedimenters sammensetning som separate horisonter. Overgang til fjell framkommer vanligvis som en markert horisont. Kontrasten mellom reflektorene er imidlertid ikke alltid like god, og det kan være vanskelig å skille de enkelte lag.

For å kunne beregne dybder må en kjenne trykkbølgenes forplantningshastighet i lagene. Hastigheten i vann kan variere noe med temperatur og saltinnhold, men er i prinsippet en relativt konstant parameter. For løsmassene må en enten anta verdier eller benytte data fra refraksjonsseismiske målinger. Alternativt kan en beregne løsmassehastigheten hvis lagtykkelsen er kjent i enkelte punkt for eks. fra boringer. Et enkelt formelverk for beregning av dybder er vist på figur 1.

Ekkogrammets skala i lengderetningen er avhengig av båtens hastighet. For fiksering legges det inn markeringer relatert til kjente posisjoner.

Dybdeberegningene fremstilles gjerne på separate dybdeprofiler der det er langt mellom profilene, men ved tettere søkning er det vanlig å presentere dataene på kart som viser bunnkoter, løsmassetykkelser og fjellkoter. Det siste er av spesiell interesse når det gjelder lokalisering av tunneltracéer.

(IV) Muligheter - begrensning

Stort sett kan en si at metodene er egnet for kartlegging der det er mulig å navigere med båt av nødvendig størrelse (30' - 40'). Ved måling i grunne farvann vil imidlertid multippelsignaler kunne by på problemer hvis disse registreres samtidig med de reflekterte signaler fra dypereliggende horisonter. Videre kan støy fra propell og bølger maskere interessante horisonter. Noe av denne virkning kan tas bort ved filtrering av mottatte signaler og ved å justere sender og mottakers posisjon i forholdet til båten. Det at disse vanligvis taues på hver sin side av båtens propellstrøm demper også i noen grad multippelvirkningen.

Langt alvorligere enn multipler og støy, som kan sees på ekkogrammet, er imidlertid at enkelte lag kan maskere for underliggende lag. Fastere topplag kan således maskere underliggende bløte lag og faste bunnmorener kan maskere fjell. Dette skyldes at det meste av energien reflekteres fra overflaten av det faste lag, og de signalene som kommer fra underliggende horisonter blir for svake til å kunne registreres på ekkogrammene.

Som eksempel kan nevnes at det i et område for prosjektert brutrase ble målt beskjedne løsmassetykkelser over fjell i visse soner. Dette indikerte en spesielt gunstig trase for platebru fundamentert til fjell. Ved kontrollboring og refraksjonsseismiske målinger viste det seg at fjellet lå inntil ca 10 m under sjøbunnen på enkelte av de „grunne" områdene hvor akustikken viste 0 - 2m. Dette forhold er senere relatert til fast lagrede løsmasser og et „korall - lag" på sjøbunnen som har maskert underliggende lag. I et annet tilfelle ble det i utkanten av et område hvor akustikken viste løsmassetykkelse 0 - 2 m over fjell, boret til 11 m under sjøbunnen uten å registrere fjell. Prøver fra samme sted viser et 2 - 3 m sandlag over leirig silt og siltig leire.

Hvor en har eller forventer faste topplag eller fast bunnmorene over fjell, kan det således være aktuelt å foreta innledende forundersøkelser med kontroll av de akustiske data for å få klarlagt om eventuelle maskeringseffekter gjør seg gjeldene. For et aktuelt tunnelprosjekt ved Kristiansund ble slike forundersøkelser utført før en større kartlegging.

Selv om en får fram gode ekkogram med klar markering av alle horisonter, er ikke det

endelige resultat i form av beregnede dybder bedre enn nøyaktigheten av anvendt løsmasse-hastighet ved tolkningen. Der en har hatighetsdata fra refraksjonsmålinger kan hastigheten variere i samme type sediment innen et område. Feilmuligheten er selvsagt større der en er henvist til å anta hastigheter. I løsmasser under vann med løs til middels lagringsfasthet vil hastighetsvariasjonene kunne være ca 200 m/sek i området ved 1600 m/sek, og noe tilsvarende for morene (ved ca 2000 m/sek). Dette gir feilmarginer av størrelsesorden 10 - 15% av beregnet lagtykkelse.

(V) Kostnader

Her er det vanskelig å angi generelle priser idet prosjektets totale størrelse er avgjørende for de enkelte delposters andel. Ved gjennomgåelse av noen oppdrag utført for vegvesenet og opplysninger fra utførende firmaer, synes det mulig å antyde følgende:

For oppdrag med kostnadsramme rundt en til et par hundretusen kroner synes mobilisering/demobilisering å utgjøre 20 - 30000 kr, og kostnad pr feltdøgn inkludert instrumentleie, operatør, båt og mannskap samt posisjonsbestemmelse ~ 10.000 kr, mens rapportering og administrasjon kan utgjøre 40-50% av totalkostnadene.

B Refraksjonsmålinger

(I) Måleprinsipp

Bølgetog utløst ved slag eller sprengning på terrengoverflaten i et lagdelt medium vil forplantes utover i mediet som antydet på fig. 2. Ved overgang fra et lag til et annet vil bølgene som ved akustiske målinger reflekteres og refrakteres i kontaktflaten. Bølger som treffer det underliggende lag med en viss innfallsvinkel, ic, vil forplantes langs kontaktflaten samtidig som energi sendes tilbake opp mot overflaten (Huygens prinsipp).

Ved å registrere tiden det tar fra bølgene utløses til de når andre punkt i kjent avstand langs en profil på terrengoverflaten, kan en tegne et „gangtidsdiagram" som vist på nevnte figur (fig.2). Gangstidsdiagrammet gir informasjoner om lagdeling, forplantningshastighet i lagene og øvrige parametre som gjør det mulig å beregne dybden til de enkelte lag.

Som energikilde benyttes vanligvis dynamitt. For målinger i vann vil selv små ladninger ned til 100 g og endog elektriske tennere alene være tilstrekkelig ved større vanndybder.

Bølgene registreres langs måleprofilet ved hjelp av geofoner hvor bevegelser på terrengoverflaten omsettes til elektriske signaler. I vann kan også benyttes hydrofoner som genererer tilsvarende signaler ved trykkendringer. Geofonene plasseres med innbyrdes lik avstand avpasset tykkelsen av de lag som måles og grad av detaljinfomasjon som ønskes. Ofte anvendes avstander på 5 eller 10 m.

Signalene overføres via kabel til et registreringsinstrument (skriver) hvor de forsterkes og overføres til en filmstrimmel ved hjelp av optiske systemer. På filmen påføres også en tidsmarkering. I mer avansert utstyr kan signalene lagres på magnetisk tape for senere bearbeiding i datamaskinen. Vanligvis anvendes skrivere med 12 eller 24 kanaler.

For hvert måleutlegg settes det av flere skudd både mellom geofonene og i punkter utenfor geofonrekken.

(II) Måleopplegg

Utstyr for måling i vann er begrenset til bruk innen visse dybder. Dette skyldes at hydrofonenes sensitivitet er avhengig av vanntrykket i det nivå de skal anvendes. Generelt kan en si at tilgjengelig utstyr og mulige måleopplegg begrenser metoden til maksimalt 100 m vanndybde.

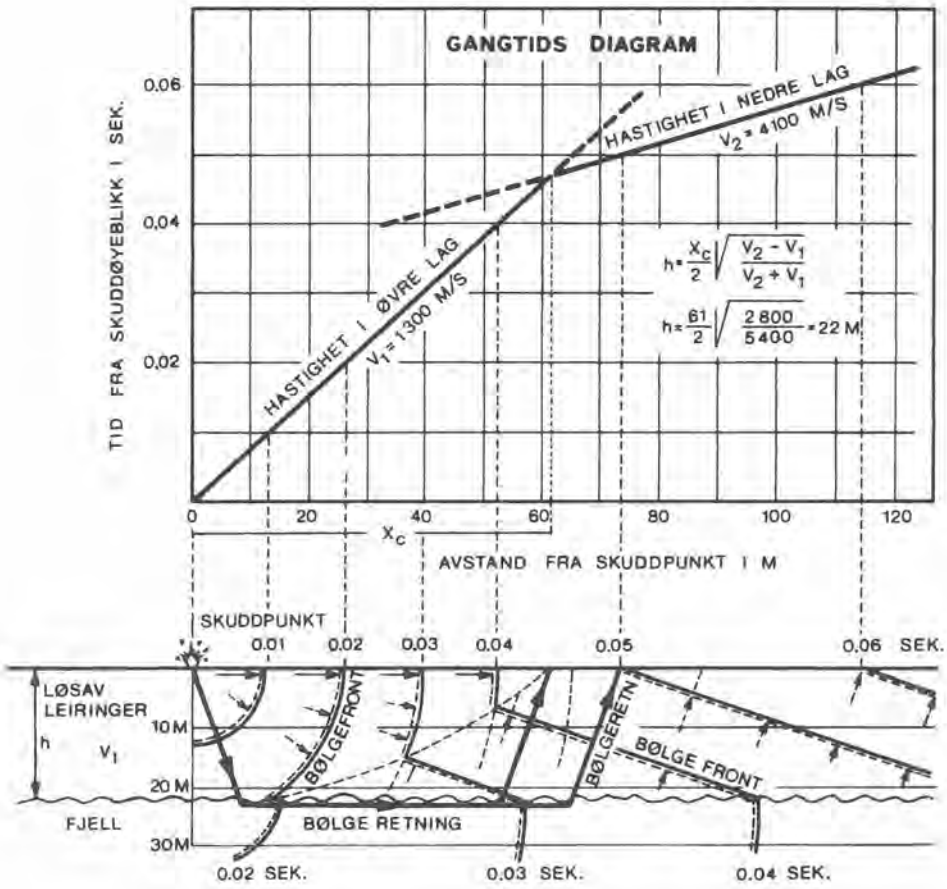


Fig.16.2 Prinsipp for refraksjonsmålinger.

I prinsippet kan hydrofonene senkes enkeltvis ned til sjøbunnen fra vannoverflaten hvor de kobles sammen via en flytekabel, men nøyaktigheten av hydrofonenes plassering på sjøbunnen blir liten ved større dybder. Her spiller strømforholdene inn.

Isteden anvendes derfor ofte kabler med sammenkoplede hydrofoner som senkes ned på bunnen som en sammenhengende streng. Her vil den innbyrdes avstand mellom hydrofonene kunne holdes ved å sikre strekk i kabelen. Kabelens posisjon på bunnen i forhold til den posisjon den hadde på overflaten er igjen avhengig av strømforholdene. Ved denne metode kan imidlertid ladningen gjøres klar og senkes ned med kabelen i fikserte posisjoner. Etter at samtlige skudd er avfyrt og registrering foretatt, tas kabelen opp, lades på ny og senkes ned i forflyttet posisjon langs det aktuelle måleprofil.

Ved lange sammenhengende profiler over sund og fjordarmer hvor en har jevne bunnforhold uten for mye steiner og blokker, er det også mulig å slepe målekabelen langs bunnen. Med denne metode er en imidlertid avhengig av froskemannsdykker som etter hver forhaling

av målekabelen må plassere nye skudd for ny måleserie. Dette begrenser metoden til vanndybder rundt 30 m.

Kontroll med kabelens posisjon i lengderetning kan føres ved å måle forhalingslengde på wirespillene på land. I tillegg kan det benyttes markører som referanse på bunnen. Markørene kan bestå av merkede plastsekker fylt med stein. Disse fires ned til bunnen på strømstille (tidevannskifte) samtidig som posisjonen på låringstauet fikseres med kikkertobservasjoner fra land. Ved hjelp av en serie markører plassert langs det aktuelle måleprofil, kan dykkeren måle inn kabelens posisjon for hver forhaling.

Utlegg av flere markører i samme posisjon viser at den nøyaktighet som oppnås er god. Tilsvarende bruk av markører kan også anvendes for senkkabler forutsatt at bunnen kan nås med dykker.

For å kunne tolke dataene og gjengi resultatene i riktig dybdeforhold er det nødvendig å kjenne bunntopografien langs måleprofilet. Hvis nøyaktig bunnkart foreligger, kan dette utgjøre et tilstrekkelig arbeidsgrunnlag. Alternativt må det foretas loddinger langs måleprofilet (håndlodding, ekkolodd).

(III) Resultater

For hvert måleutlegg sitter en igjen med en serie tidsmålinger (filmer) . Etter å ha lest av gangtidene for hver film, plottes dataene inn i et gangtidsdiagram for profilet. På dette diagram bestemmes hovedmodellen for tolkningen, det vil si hvor mange lag som er registrert og indikert hastighet i de enkelte lag.

Sistnevnte parameter gir mulighet til å skille mellom løsmasser og fjell. Løsmassehastigheten kan også gi visse indikasjoner på løsmassenes sammensetning og fasthet. Variasjoner i indikert fjellhastighet gjenspeiler fjelloverflatens helning og eventuelle sprekksoner.

Når modellen for lagdeling og forplantningshastigheter er klar, kan beregning av lagtykkelse foretas. Resultatet presenteres gjerne i et dybdeprofil med angivelse av sjøbunn og underliggende lag og målte hastigheter som skissert på fig. 3.

(IV) Muligheter - begrensning

Generelt må en ha for øyet at det er en indirekte målemetode og at resultatet er helt avhengig av den tolkningsmodell som velges. I dette ligger blandt annet muligheter for feil hvis en ikke har en lagrekke med økende hastighet med dybden. Lavhastighetslag under lag med høyere hastighet vil ikke fremkomme på gangtidsdiagrammet og beregnede dybder til underliggende lag blir for store. Selv om hastigheten øker med dybden av lagene, kan det likevel

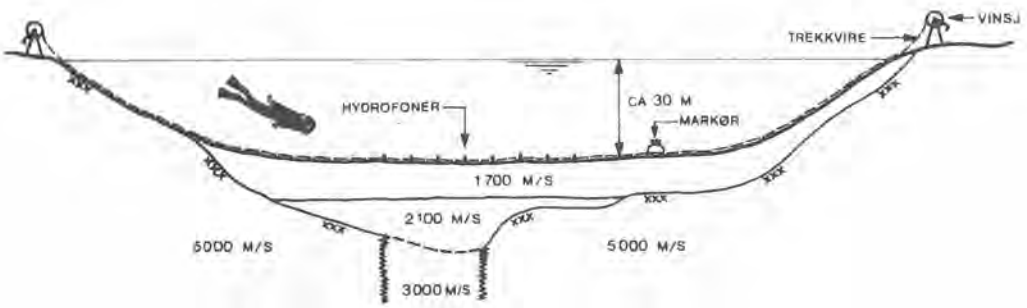


Fig. 16.3 Måleopplegg og presentasjon av refraksjonsmålinger.

forekomme at lag ikke fremkommer på gangtidsdiagrammet. Dette har sammenheng med lagtykkelse og hastighetsforskjeller. Beregnet dybde til underliggende lag blir da for liten.

Videre kommer målemetodens tredimensjonale virkning inn i bildet, og de beregnede dybder representerer derfor korteste avstand, ikke nødvendigvis i vertikal retning, mellom måleprofilet og de enkelte laggrenser. Av samme grunn er de detaljer en kan få frem når det gjelder dybdevariasjoner langs profilet avhengig av totaldybden og geofonavstand. For grunnere dybder kan informasjonsbildet bedres ved å benytte mindre avstand mellom geofonene. Tettere skuddplassering vil også gi bedre informasjon. Vanligvis regner en med nøyaktighet på ± 10% av beregnet dybde for dybder over 10 m og ± 1 m for mindre dybder.

Tettere geofonplassering vil også kunne gi bedre informasjon om variasjoner i fjellhastighet med tanke på lokalisering av lavhastighetssoner. Her kommer imidlertid også sonens retning i forhold til måleprofilet inn i bildet. Ellers er det vanskelig å avgjøre kvalitativt hva en lokalisert lavhastighetssone betyr for senere tunneldrift på grunnlag av seismisk hastighet alene. Ut fra sammenligninger fra utførte anlegg er det i svenske kilder antydet at en reduksjon av normal fjellhastighet (p-bølger) på ca 20% betinger en eller annen form for sikring. Det er videre klart at en må forvente større vansker med økende hastighetsreduksjon.

(V) Kostnader

Som for akustiske målinger spiller prosjektets størrelse en vesentlig rolle for delkostnadene. Ut fra målinger vegvesenet har fått utført i den senere tid, og opplysninger fra utførende firma synes enhetsprisen å variere fra 50 kr/profil m for oppdrag av noe størrelse og med normale måleforhold til 100 kr/profil m og mer for vanskelige forhold.

C Kontroll

Med de usikkerheter geofysiske data innebærer er det nødvendig å foreta kontrollerende målinger. En kontroll av tolkningsmodell og dermed sikkerheten av resultatet vil være å foreta både akustiske og refraksjonsseismiske målinger. Ut fra ekkogrammene kan en få et bilde av lagdeling og dermed en sikrere tolkningsmodell for refraksjonsmålingen. Omvendt gir refraksjonsmålingene sikrere hastighetsdata for beregning av akustiske dybder.

Selv om en med kontroll oppnår godt samsvar i resultatene, er det likevel behov for ytterligere kontroll. Dette går i første rekke på konsekvensene av eventuelle feil når det gjelder tykkelsen av fjell over tunneltak. Dernest kommer stabilitet av tunnelhvelv og driftsforhold forøvrig (lekkasjer etc.) i relasjon til registrerte lavhastighetssoner. For slik kontroll har det vært utført sonderboringer (fjellkontrollboring) og prøvetaking (kjerneboring).

III UNDERSØKELSER I BUSSESUNDET

For å gi et bilde av utførte undersøkelser for et aktuelt prosjekt kan det være av interesse å gå nærmere inn på prosjektet „Vardø's fastlandsforbindelse". Dette prosjektet har vært utredet over et lengre tidsrom og har også skiftet karakter under vegs.

På slutten av 50-tallet ble det arbeidet med et brualternativ over sundet kombinert med molo på fastlandet ved Svartnes. I denne forbindelse ble det foretatt seismiske refraksjonsmålinger i et sentralt område ut for moloen samt en del grunnboringer og prøvepeling. Geologisk kartlegging med tanke på tunnel ble innledet i 1964, men brualternativet var fortsatt i fokus da det i 1973 ble foretatt akustiske målinger over store deler av sundet for å kartlegge gunstig tracé.

A Tracéleting 1973.

Undersøkelsen ble utført av Norsk Teknisk Byggekontroll og besto i akustiske målinger i to korridorer, korridor nord ved Tyvholmen og korridor syd ved Svartneset. Feltmannskapet besto av en ingeniørgeolog, en instrumentoperatør og to landmålere. Måleutstyret var montert i en 27 fots båt og det ble benyttet en „boomer" som signalkilde. Anvendt profileringshastighet var 2 - 4 knop.

Båtens posisjon ble bestemt ved fremskjæring med to teodolitter og det ble navigert etter et mønster som vist på fig. 4. Det antas at båtens avvik fra disse linjer var mindre enn ± 3 m.

Målingene ble utført i to perioder, 16-20 juli og 2-3 oktober 1973 med sammenlagt profillengder på henholdsvis 53 og 24 km. Det var gode værforhold i begge måleperioder. Totalkostnadene i 1973 kr var noe i underkant av 200 000,- kr og fordelt på 70 km profil gir dette en enhetskostnad på ca 2900 kr/km profillengde.

Registrerte ekkogram viser lagdeling i løsmassene i enkelte områder. Fra refraksjonsmålingene i 1959 var det antydet løsmassehastigheter på 1700-1900 m/sek. Ved dybdeberegningene ble det anvendt en hastighet på 1600 m/sek, i deøvre lag (ant. sand og silt) og 1800 m/sek, i de undre lag (ant. sand og grus).

Eksempel på ekkogram fra målingene med tolket profil i samme målestokk er vist på fig.5. Som en ser kommer multipler inn og maskerer signalene fra fjell i de sentrale deler av profilet. Fjelltolkningen blir derfor noe usikker her.

Resultatet av målingene er vist i form av fjellkotekart og sedimenttykkelser på fig. 4.

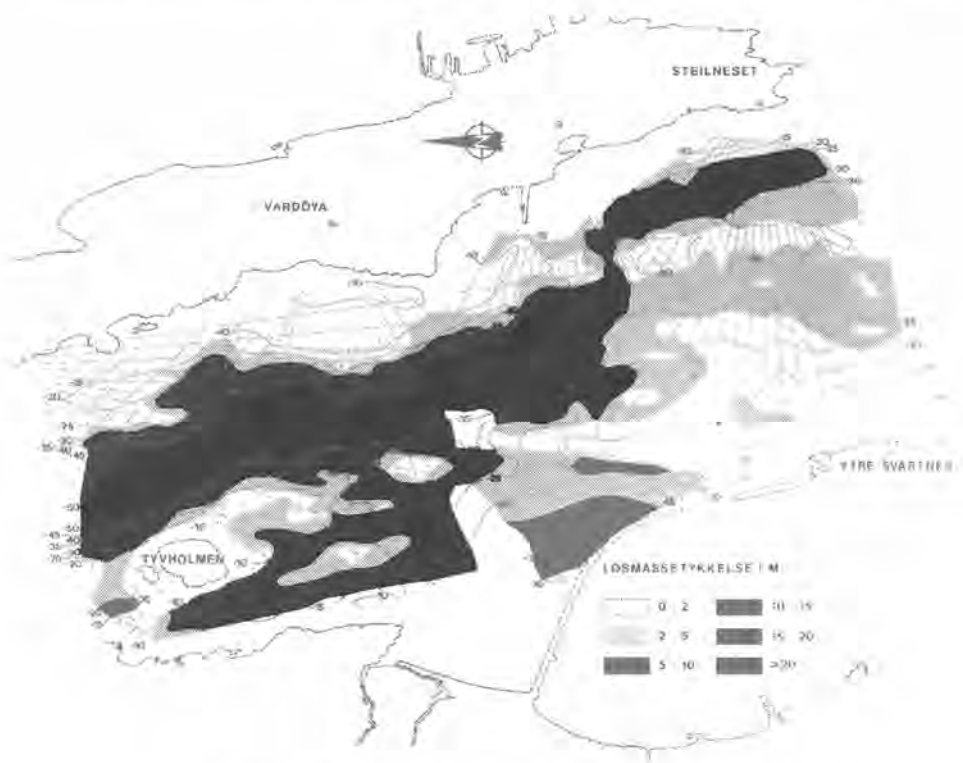


Fig. 16.4 Resultat av akustiske målinger i Bussesundet.

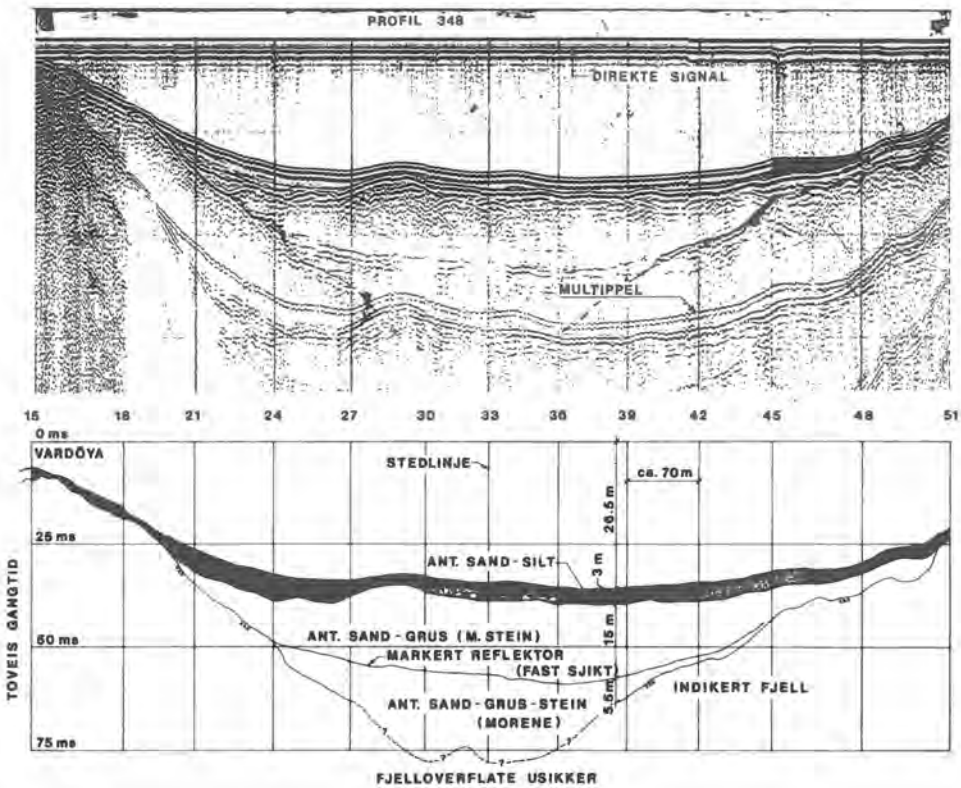


Fig.16.5 Ekkogram og tolket profil fra Bussesundet

Det fremgår klart at løsmasseoverdekningen over fjell er minst i den sydlige del av det undersøkte området og at fjelloverflaten er jevnest her. Ellers fremkommer en markert dyprenne i fjellgrunnen mot nord langs sundet.

B Bruprosjekt

Ut fra de akustiske målingene valgte en å gå videre med undersøkelsen for bru etter en trace over Tyvholmen i korridor nord.

Detaljundersøkelser for denne trace ble først foretatt i form av refraksjonsseismiske målinger i brutraceen utført av A/S Geoteam i tiden 7. juni til 6. juli 1976. Det ble anvendt 24 kanals skriver og 5 m avstand mellom hydrofonene slik at lengden av målekabelen var 115 m. Kabelen ble slept på bunnen og det ble benyttet dykker og markører for ladning og kontroll av kabelens posisjon. I alt ble det målt en samlet profillengde på 1030 m fordelt på to profiler.

Undersøkelsene kostet i alt 220 000 kr i 1976 kr og fordelt på målt profillengde gir dette 214 kr/profil m. Denne relativt høye enhetspris skyldes blandt annet dårlige værforhold slik at det ble mange liggedager i måleperioden.

Målingene viser at en har et topplag med hastighet 1600 m/sek (silt, sand) i inntil 3 m tykkelse. Under dette lag er det målt hastigheter på 2100 - 2200 m/sek, noe som tyder på tettlagrede masser (ant. morene). I de sentrale deler av profilet er det antydning til lavere hastighet i de dypereliggende lag, 1800 - 2000 m/sek.

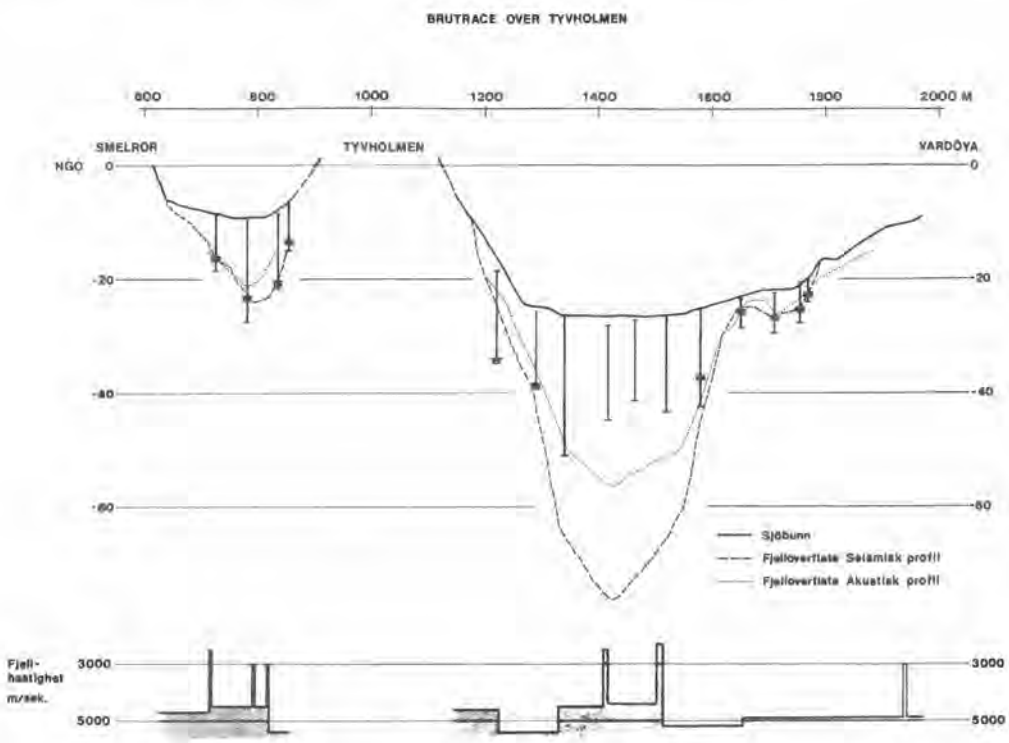


Fig. 16.6 Brutrace over Tyvholmen, sammenligning av geofysiske data og boringer.

Beregnede dybder til fjell er vist på profil fig 6. På samme figur har en fremstilt resultatet av de akustiske målingene. Disse er ikke korrigert for den høyere løsmassehastighet som ble registrert ved refraksjonsmålingene. Selv om en korrigerer for dette er det likevel klart at refraksjonsmålingene viser større dybder til fjell der løsmassene har størst mektighet.

På samme figur har en også fremstilt resultatet av fjellkontrollboringer utført langs brutracéen sommeren 1976. Boringene ble utført av firma Hagconsult A/S fra en større mudderpram leiet av Norddive i Tromsø. Norges Geotekniske Institutt var engasjert som koordinator og ledet boringene. Danmarks Geotekniske Institutt utførte prøvetaking i løsmassene fra samme rigg.

I alt ble det foretatt fjellkontrollboringer i 19 hull med samlet borlengde 215 m.

Ved fordeling av utgiftene til borplattform blir sluttsummen for fjellkontrollboringer 1.150 000 kr i 1976 kr. Fordelt på borlengde gir dette en pris på 5300 kr/bor m.

Det var ellers ikke like lett å bestemme overgang til fjell i alle hull. Som en ser av figuren er det god overensstemmelse mellom boringer og refraksjonsmålinger på partier med liten løsmassetykkelse. Avviket er større i skråningene mot dyprennen. Ved posisjon 1220 m viser boringene fjell vesentlig under det seismiske profil. Dette kan i noen grad skyldes avvik av borpunkt fra det seismiske måleprofil (registrert nivå sjøbunn er også noe forskjellig). Dels kan avviket skyldes den tredimensjonale virkning av de seismiske målingene, ved for eks. benkninger eller smale kløfter i fjelloverflaten.

Prøvetaking og sonderboringer indikerer ellers et 1,5 - 2,0 m tykt sandlag under sjøbunnen.

Videre ned til 17 m dybde er det registrert vekslende lag av morenekarakter med korngradering i hovedsak innenfor sand og grusfraksjonen. Det er også registrert større blokker i enkelte borhull. Boringene og de geofysiske målingene gir således sammenfallende indikasjoner på lagdeling og sammensetning av løsmassene i de øvre lag.

Sammenligning av akustiske data med refraksjonsmålinger og boringer for tidligere brutracé over moloen ved Svartnes, gir også relativt god overensstemmelse, nøyaktigheten av

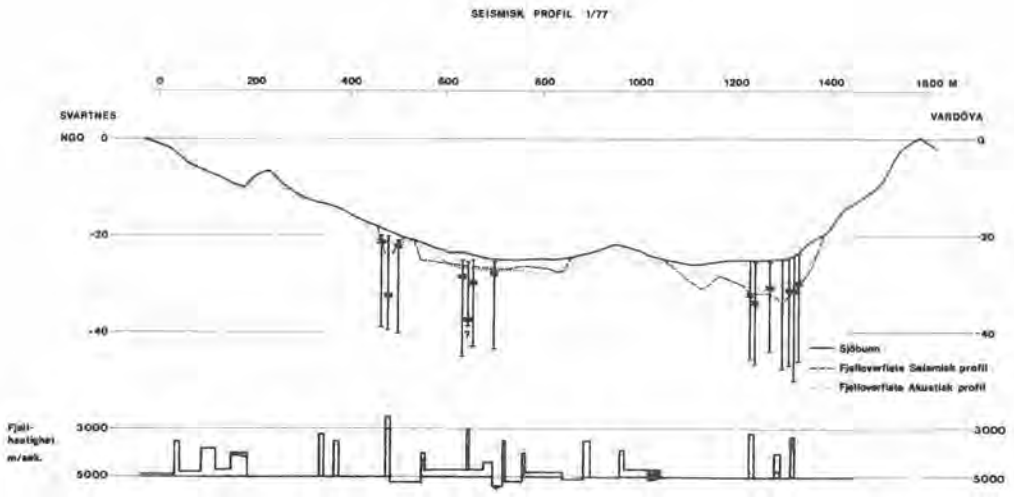


Fig. 16.7 Seismisk profil 1/77, sammenligning av geofysiske data og boringer.

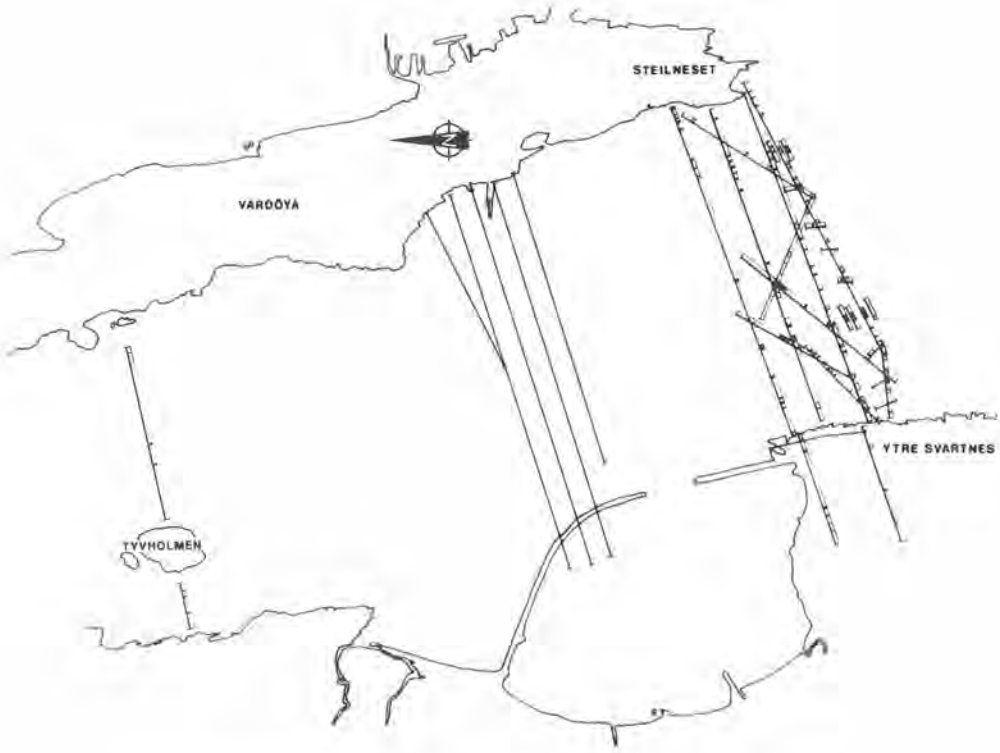


Fig. 16.8 Oversikt over utførte refraksjonsmålinger i Bussesundet.

refraksjonsmålingene (hydrofonavstand 20 m og noe usikker posisjonsbestemmelse) og boringene (delvis usikker fjellbestemmelse) tatt i betraktning.

C Tunnelprosjekt

Med bakgrunn i de fjellnivåer som er registrert ved akustiske målinger i den sydlige del av sundet, ble den geologiske kartlegging ført videre i 1975 med tanke på tunnel mellom ytre Svartnes og Steilneset.

Fjellgrunnen i området består i hovedsak av skifere og sandsteiner gjennomsatt av gangbergarter med strøk NØ-SV. Fra Svartnes faller fjelloverflaten ifølge de akustiske målingene jevnt mot øst ned til kote - 30. Videre mot øst stiger fjellet ralativt bratt opp ved Vardøya. På land er det observert flere sprekke- og knusningssoner. Sprekksonene har i hovedsak retning N-S og Ø-V. Bredden av sonene varierer fra små lokale soner med noen cm bredde til større regionale soner.

For å kontrollere fjelloverflatens beliggenhet samt registrere eventuelle svakhetssoner ute i sundet ble det i perioden april-september 1977 foretatt refraksjonsseismiske målinger i en

ca 350 m bred og ca 2000 m lang sone mellom Svartnes og Steilneset. Arbeidet ble utført av A/S Geoteam med et arbeidslag på 5 mann. Det ble også her benyttet 24 kanals skriver, 115 m hydrofonkabel med 5 m mellom hydrofonene, og kabelen ble trukket langs sjøbunnen. Det ble videre anvendt markører for innmåling av kabelen på sjøbunnen, og nøyaktigheten av markørenes posisjon angis til ± 2 m.

Det ble i alt målt i 10 profiler hvorav 7 ute i sundet og 3 på land ved Svartnes. Samlet profillengde utgjør 9145 m og regningen i 1977 kr lød på 925000 kr. Dette gir en enhetspris på ca 100 kr/profil m.

Beregnet beliggenhet av fjelloverflaten for seismisk profil 1/77 er vist på profil fig. 7. Her har en også tegnet inn resultatet av akustiske målinger foretatt etter en tilnærmet sammenfallende måletrace. Videre har en på samme profil tegnet inn resultatet av en del fjellkontrollboringer utført i 1977 av samme firma/institusjoner som ved boringene i 1976. Boringene ble imidlertid denne gang ført vesentlig dypere ned i fjellet, og foruten opptak av mindre kjerner i bunnen av enkelte hull ble det også utført vanntapsmålinger. Det ble ialt boret ca 660 m og regningen lød på 1550 000 kr i 1977 kr, hvilket gir en enhetspris på ca 2350 kr/bor m.

Som en ser er overensstemmelsene mellom de geofysiske målemetodene så gode som en kan forvente, målenøyaktigheten tatt i betraktning. Overensstemmelsene med boringene er også god i den østre del av sundet nær Vardøya.

Lenger vest er det ved posisjon 480 m registrert fjell på kote -32. Dette faller, som en ser av diagrammet for registrert fjellhastighet langs profilet (fig. 7), sammen med en lavhastighetssone i fjellet (2500 m/sek). Nettopp for å avsløre eventuelle dypere sprekker eller kløfter konsentrerte en boringene i enkelte områder hvor det var registrert lavhastighetssoner i fjellet. På strekningen stasjon 464m - 497 m ble det således boret i alt 17 hull med tanke på å registrere forskjeller i borregistreringene og vanntapsmålinger i og utenfor lavhastighetssonen. På tilsvarende måte ble det boret 5 hull på strekningen 642 m - 653 m. Begge steder er det registrert kløfter i fjellet, den smaleste med indikert bredde på 5 m eller mindre og en dybde på ca 7 m (noe usikker). En kan imidlertid ikke vente at ujamnheter av denne form og størrelse skal registreres i nøyaktig detalj ved de geofysiske målingene.

Avstanden mellom hydrofonene er her en begrensende faktor og ved supplerende detaljundersøkelser for fastleggelse av tunneltraceen, utført av A/S Geoteam sommeren 1978, er det benyttet en spesialkabel med hydrofonavstand 2,5 m.

Plassering av utførte refraksjonsmålinger er vist på oversikt fig. 8. På profilene har en også merket av registrerte lavhastighetssoner i fjell. På dette grunnlag og geologiske indikasjoner forøvrig, er det mulig å få et bilde av mengde og retning av større sprekkesoner i sundet.

Utførte kjerneboringer fra land gir også grunnlag for å kontrollere data fra refraksjonsmålingene der det er boret skråhull ut i sundet gjennom indikerte lavhastighetssoner. I regi av Terranor A/S er det i alt foretatt kjerneboring i 7 hull med en samlet borlengde på ca 660 m (totalkostnad 458 000 kr - enhetspris ca 700 kr/bor m). Med de kontrollmuligheter boringene gir synes seismikken å gi sammenfallende indikasjoner.

D Oppsummering

De geofysiske målemetodene må sies å ha gitt et relativt godt bilde av sprekksoner, fjelltopografi og løsmassenes sammensetning i sundet. Nøyaktigheten er mindre god i områder med mektige løsmasser og metodene har også visse begrensninger når det gjelder størrelsen av de detaljer som kan kartlegges. Tilgjengelige kontrollmetoder gir imidlertid heller ikke helt

entydige dybdeindikasjoner under alle forhold, og geofysiske målinger og boringer må betraktes som innbyrdes utfyllende undersøkelsesmetoder.

På bakgrunn av ovennevnte data og sammenligning av kostnader i relasjon til bru, er det fattet vedtak om å bygge tunnel mellom ytre Svartnes og Steilneset. Når tunneltraceen er fastlagt i detalj (påhugg er bestemt og arbeid med klargjøring av drift påbegynt) og driften kommer i gang, gjenstår fortsatt visse usikkerheter som må dekkes ved kontroll under vegs fra stuff.

Prosjektet er kostnadsberegnet til maksimalt 120 mill kr for ca 2,5 km tunnel. Til nå er det for leiede tjenester brukt ca 4,3 mill kr til forundersøkelser for tunnelen, hvorav ca 2 mill kr til boringer og ca 1,9 mill kr til geofysiske målinger (medregnet 0,35 mill i 1978 kr for akustikk).

Det er imidlertid klart at det ikke ville ha vært mulig å fremskaffe den informasjon om forholdene en har i dag med geologisk kartlegging og boringer alene innen tilsvarende kostnadsrammer. Det synes derfor riktig å konkludere med at geofysiske målinger utgjør et vesentlig hjelpemiddel i kartlegging av traceer for undersjøiske vegtunneler, men kontroll av geofysiske data er nødvendig.

IV REFERANSER

1) GEOFYSISK MALMLETING (1959)
Rapport nr 227, ..Seismiske undersøkelser Bussesund/Vardø"

2) NORSK TEKNISK BYGGEKOTROLL (1973)
Oppdrag 11659, „Veiforbindelse over Bussesundet, Vardø. Akustiske grunnundersøkelser"

3) A/S GEOTEAM (1976)
Rapport 4612.1, „Bru over Bussesundet, Finnmark. Seismiske målinger"

4) VEGLABORATORIET (1976)
Y 14-rapport nr 6, „Bru over Bussesundet. Grunnundersøkelser for alternativ nord"

5) A/S GEOTEAM (1977)
Rapport 4612.02, „Seismiske refraksjonsmålinger for tunnel under Bussesundet i Finnmark"

6) VEGLABORATORIET (1978)
Y 14 C - rapport nr 2, „Geologisk undersøkelse av tunnel under Bussesundet, Finnmark"

UNDERSJØISK TUNNEL RAFNES – HERØYA

Submarine tunnel Rafnes - Herøya, Southern Norway

Dr.ing. Reidar Lien, Norges Geotekniske Institutt
Siv.ing. Knut Garshol, Ingeniør Thor Furuholmen A/S.

SAMMENDRAG

I denne artikkel beskrives en undersjøisk forbindelsestunnel mellom Herøya og Rafnes som i prinsippet kan sammenlignes med f.eks. en vegtunnel.

Vi mener derfor at det er av stor betydning å gjøre dette prosjektet kjent i forbindelse med påtenkte vegprosjekt der undersjøisk tunnel kan være alternativ til bru. Dernest demonstrerer det anvendelse av forskjellige undersøkelsesmetoder og koordinering av flere faggrupper, og denne er typisk for ingeniørgeologisk virksomhet.

Verdien av en beskrivelse av et slikt prosjekt ligger for en stor del i opplysninger om utførelsen. Det er derfor etter avtale med Norsk Hydro A/S etablert et samarbeide med utførende entreprenør Ingeniør Thor Furuholmen A/S om denne artikkelen for beskrivelse av utførelsen av prosjektet.

Sammenstillingen av de geologiske forhold og resultatene av undersøkelsene i karter og profiler både før og etter at tunnelen ble drevet, er utført av T. Løken, NGI.

SUMMARY

This article describes a tunnel crossing under the Frierfjord some 200 km South-West of Oslo. The deepest part of the Frierfjord at the crossing is ca. 100 m, and the bedrock is covered by another 100 m of marine clay.The tunnel is about 3,5 km long, is inclined 1:6 from each end, and crosses the deepest part of the Frierfjord 250 m below sea level.

Preliminary investigations performed included thorough geological mapping, evaluation of the experience with previous underground project in the area, and seismic surveying taking boomer-sparker and refraction measurements. Core drilling were contemplated, but the rather good knowledge of the geology, supported by the seismic measurements, made the owner Norsk Hydro A/S, decide to build the tunnel without prior drilling, which in this case would have been very costly and difficult to perform.

Tunnel construction including blasting procedures, salt water problems, injection procedures, and test drilling ahead of the tunnel face are described. Costs incurred are compared to costs of conventional tunneling, and amounts and types of tunnel lining and reinforcement are given.

FORUNDERSØKELSE

I forbindelse med Rafnes prosjektet hadde Norsk Hydro A/S behov for en rørforbindelse mellom Rafnes og Herøya. Valget sto mellom rørledning på bunnen av Frierfjorden og en tunnel i fjell under fjorden. NGI ble da bedt om å foreta vurdering av de geologiske forhold i området med tanke på en undersjøisk tunnel.

Det første som ble gjort var å samle sammen geologiske kunnskaper og opplysninger fra tidligere tunneldrift i området. De geologiske opplysninger som ble benyttet er hentet fra en artikkel av Henningsmoen og Spjeldnæs . Videre har førstekonservator J.A. Dons ut fra tidligere oppdrag for Norsk Hydro A/S utarbeidet et kart over kjente større forkastninger i området, samtidig som han beskrev de antatte geologiske forhold i området ved brattkanten ute i Frierfjorden. Det forelå derfor relativt gode opplysninger om de geologiske forhold til å tegne et sannsynlig geologisk profil langs en eventuell tunneltrasé.

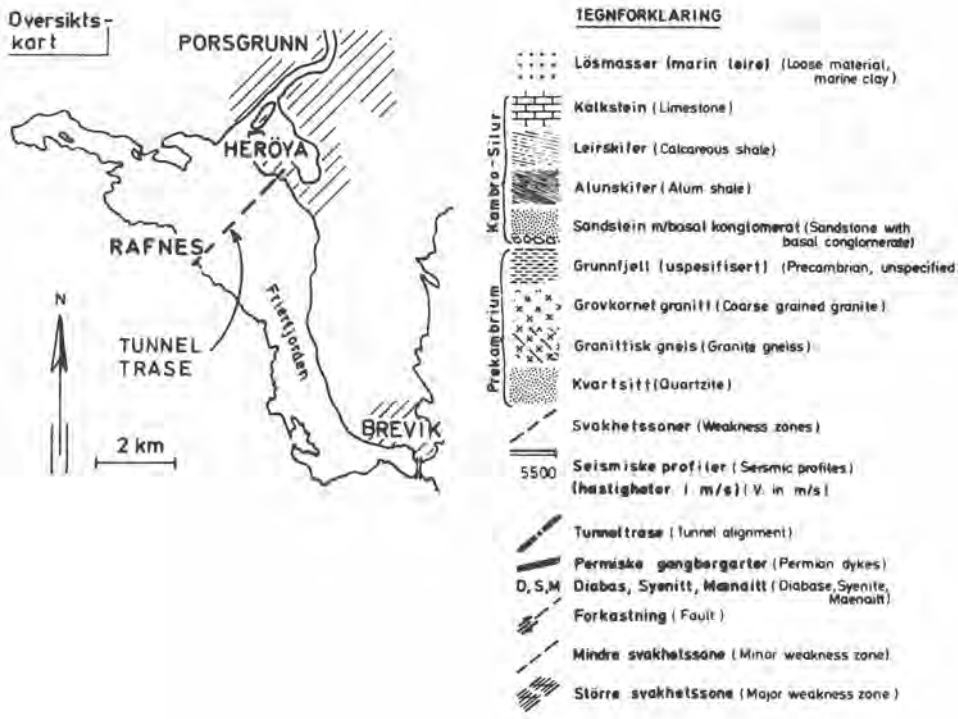


Fig. 17.1. Oversiktskart

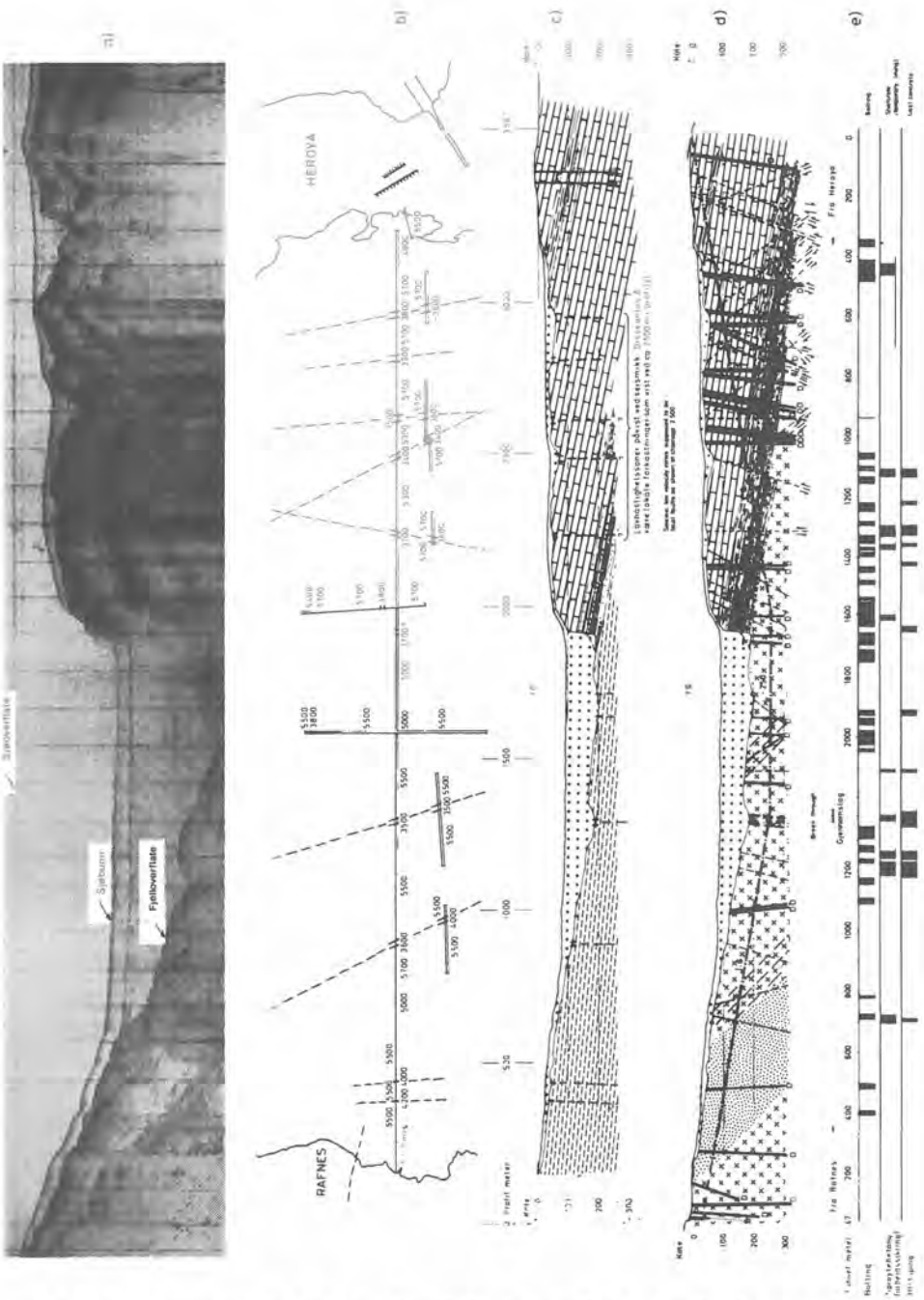


Fig.17.1 Sammenstilling av forundersøkelser og resultat av kartlegging og utført sikring for undersjøisk tunnel Rafsnes - Herøya.

a) Akustisk profil - Boomer (Geoteam A/S) b) Plan som viser seismiske profiler - Refraksjon (Terratest A/B) c) Geologisk profil - Prognose

d) Geologisk profil - Tunnelkartlegging e) Oversikt over utførte sikringsarbeider

Spørsmålet var så hvilke undersøkelser som kunne komme på tale for å skaffe til veie sikrere data for det geologiske profil som var satt opp som prognose og spesielt bestemme fjelloverflatens beliggenhet under sjøbunnen. Denne siste, og gjerne den mest avgjørende undersøkelsen, ble lagt opp med en generell profilering med akustisk måleutstyr (Boomer) over et større område for å finne hovedtrekkene i både bunntopografien og dybde til fjell. Et typisk profil for denne undersøkelsen er vist på fig. 2a).

De akustiske målingene viste i hovedtrekk ensartede grunnforhold i det aktuelle område for tunnelen slik at den korteste trasé ble valgt for mer detaljerte undersøkelser. Disse besto i første omgang av et vanlig seismisk profil (refraksjons-seismikk) langs tunneltraséen og med noen supplerende tverrprofiler, slik som det fremgår av fig. 2b.

Både de akustiske og de seismiske målinger ga det samme profil med hensyn til fjelloverflatens beliggenhet. Det ble da bekreftet at det fantes ca. 100 m med løsmasse på bunnen av Frierfjorden og at det fantes en brattkant i fjelltopografien midt i fjorden. Denne brattkant korresponderer til de underste lagene av den kambro-siluriske lagrekke slik denne kan ses ved den vestre tunnelåpningen sørvest for Brevikbroen. Hovedtrekkene i det geologiske profilet syntes hermed avklart. Spørsmålet om det fantes en større steil svakhetssone langs brattkanten sto fremdeles åpen da de seismiske målinger ikke kunne gi noen indikasjon på dette p.g.a. fjelltopografien. Det eneste som kunne gi svar på dette ville være boringer.

På såpass stort vanndyp som 100 m og dertil ca. 100 m løsmasser måtte det helt spesielt utstyr til. Det ble blandt annet vurdert å engasjere en prøveboringsrigg benyttet i Nordsjøen, men dette ble funnet for kostbart. Spørsmålet var da i hvilken dybde tunnelen måtte legges for å kunne ha rimelig sikkert grunnlag til å mene at prosjektet var gjennomførbart ut fra de foreliggende opplysninger om grunnforhold. Tunnelnivået ble valgt 40 m under det sannsynlig dypeste parti ved foten av bratthenget. Dersom en da hadde en svakhetssone der, ville denne kunne registreres ved sondeboring foran stuff slik at nødvendige forholdsregler for sikker fremdrift kunne bli tatt i tide. Utenom denne mulige svakhetsonen ble det ut fra de seismiske målinger påvist noen lavhastighetssoner, hvorav en sone i det vestre lavbrekk av tunnelen ble tolket som en større svakhetssone, se profil (fig. 2c).

Faren for vanninnbrudd i et slikt tunnelsystem som drives på synk og hele 250 m under havets nivå var naturlig nok et av de mest alvorlige spørsmål. Kontrollboring foran stuff og injeksjonsberedskap var en klar forutsetning for prosjektet. Av de vurderinger som ble gjort og som det ble lagt vekt på nevnes:

Det er lite sannsynlig at typiske overflatefenomener som forvitring av bergartene og derav følgene høy permeabilitet er særlig utviklet under havnivå. Fjordbunnen var dekket med leire som ville virke som et tettende lag og hindre at større vanninnbrudd skulle kunne oppstå. Videre hadde en den erfaring fra vanntunnelen som ble drevet under Skienselva at de største vannproblemene oppsto i grunnfjellet og at de kambrosiluriske skifre var relativt tette helt inn til grensesonen.

På dette geologisk-geotekniske grunnlag tok byggherren avgjørelsen om å bygge tunnelen. Arbeidet ble satt bort i entreprise til Ingeniør Thor Furuholmen A/S, og arbeidets utførelse og erfaringene fra disse er beskrevet i det følgende.

Utførelse

Driftsteknisk sett ble forbindelstunnelen utført på helt vanlig måte for en 16 m^2 tunnel. Det vil si at boringen ble utført med en 3-boms sleperigg utstyrt med 3 stk. luftdrevne bormaskiner Gardner Denver PR 123 J. og Atlas Copco Cop 126. Boret salvelengde var 4.5 m.

Salvene ble lastet ut med hjulshovel Caterpilar 966 og kjørt ut med vanlige boggie-lastebiler. For hver 100 m måtte det sprenges nisjer. Disse var kombinerte laste- og snunisjer.

Det spesielle for driften av denne tunnelen, var de ca. 3km med fall 1:6 (9,5°); 3,1 km tunnellengde under vann hvor det meste har fjelloverdekning 50-60-m og ikke minst maksimaldybde 253 m under vannspeilet. Meget utslagsgivende for de problemer som oppsto var saltet i vannet.

Så lang synkdrift med fallvinkel 1:6 betyr i alle fall hard slitasje på utstyr. Vannproblemer vil i betydelig grad forsterke slitasjen og sinke driften. For å gardere mot uforutsette store vanninnbrudd og å gjøre vannproblemene håndterbare, ble følgene spesielle tiltak satt i verk:

1. Ett pumpesystem i hver synk for å bringe ca. 1500 l/min. ut av tunnelen gjennom 6 toms rør.
2. Sondérboring hver lørdag, med 50-60 m lange hull i driftsretningen over tunnelhengen. Dette for å dekke neste ukes produksjon.
3. Injeksjonsberedskap. Basert på resultater fra sondérboringen og vannlekasjer ved salveboring, ble forinjeksjon utført med cement/bentonit når større lekkasjer ble påtruffet.
4. Nødstrøm-aggregat for pumpene.

Spesielle driftsproblemer

Hovedproblemet viste seg å bli vannkvaliteten, snarere enn vannmengden. På grunn av saltvann ble det store vanskeligheter med alt elektrisk utstyr, og alle elektriske komponenter i for eksempel lastemaskin. Man fikk krypstrømmer og korrosjonsskader og altså sterkt nedsatt driftssikkerhet. Det ble også mange problemer med Shovelbremsene, da lastingen ofte foregikk med vann over forhjulene.

På grunn av elektrisk tenning av salvene, måtte en også bruke luftdrevet lensepumpe på stuff. Dette var en Atlas Copco Dip 30. Pumpesystemet ellers besto av Bibo 5 og Bibo 3 elektriske pumper, med pumpekummer i stål.

Anboringsklammer

Ved sondérboring med 51 mm ϕ borkrone på nivå - 253, vil vanntrykket gi ca. 500 kp. reaksjonskraft på borstrengen. For å kunne ta ut borstrengen under kontrollerte forhold og også være i stand til å stenge hullet, ble det utviklet et spesielt anboringsklammer.

Klammeret var forankret til fjellet med to ekspansjonsbolter og kunne i tillegg til å holde på plass stengene under uttrekk og tette hullet etterpå, brukes til innføring av injeksjonspakker og forankring av denne. Uten en slik anordning, kunne en full kontakt gitt ukontrollerbare lekkasjer og farlige arbeidsforhold under borearbeidet. Klammeret ble konstruert på anlegget i hovedsak av Verksmester Bjørn Finden.

Arbeidsomfang

Arbeidet med forbindelsestunnelen startet i mai 1975 og ble avsluttet på forsommeren 1976. Tunnelen ble drevet fra begge sider og maksimalt var ca. 80 mann beskjeftiget med dette prosjektet.

I tillegg til 3630 lm tunnel er det utført følgene arbeider:

Boring av sondérhull	10,500 lm
Injisert cement	31 tonn
Sprøytebetong	450 m^3
Bolter	2.500 stk.

Forskalling	4.500 m^2
Støpebetong	4.500 m^3

Noe armering og flettverksnetting.

Netto lekkasjemengder etter avsluttet utsprengning (eksklusive borvann,) stabiliserte seg på ca. 1600 l/min, for hele tunnelstrengen under ett.

Det vil si at ca. 500.000 m^3 vann ble pumpet ut over byggeperioden, eller ca. 8 ganger det utsprengte tunnelvolum.

Økonomi

Sprengningspris pluss kostnader for pumpesystem, rør og nødstrømaggregat kan settes lik 100%

I tillegg utgjorde da sikringsarbeider ca. 30%

Sondérboring, injeksjon og vannulemper ca. 25%

Sammenlignet med en tilsvarende ordinær flatsåledrift uten saltvannsproblemer, utgjør det ovenstående nokså nær en dobbling av utsprengningskostnadene. En nødvendig tilleggsopplysning er , at driften fra Herøyasiden ikke gav vannproblemer i det hele tatt i sedimentærbergartene. Grunnfjellet hadde derimot en hel del lekkasjer.

Sluttbemerkninger

Driften av en slik undersjøisk tunnel byr på spesielle problemer og vanskelighetsgraden og kostnadene vil være sterkt avhengig av fjellforholdene. Det må etableres en fornuftig balanse mellom pumpesystemet og injeksjonsomfanget, slik at vannproblemet ikke overstiger det som kan pumpes. Videre må selvfølgelig sondérboring utføres for å sikre mot større vanninnbrudd. Tunnelprosjekter av denne type, kan fullt forsvarlig gjennomføres innenfor en rimelig økonomisk ramme, når de nødvendige spesielle tiltak gjennomføres og fjellforholdene er normale.

Oppfølging

Etter hvert som arbeidet med tunnelen skred fram, foretok NGI geologiske registreringer i tunnelen for å sammenholde dette med det geologiske profil fra forundersøkelsen, se fig.2c) og d), og for at byggherren etter hvert skulle være orientert om nødvendige permanente sikringsarbeider. Som et ledd i dette arbeidet, og for å få en best mulig geologisk dokumentasjon, ble det etter avtale med byggherren, søkt i kontakt med K. Rønning fra Bergen Universitet. Ved studie av fossilforekomster tegnet han et relativt detaljert profil av de kambrosiluriske bergarter på Herøysiden, se fig. 2 d). Blandt annet var det vesentlig å få lokalisert grensene for alunskifer. For den vesentlige del av tunnelen, hvor det er grunnfjellsbergarter, var forholdene vesentlig enklere geologisk sett, og her ble det derfor ikke foretatt spesielle undersøkelser.

På det geologiske profilet er det angitt de svakhetssoner som ble påtruffet, og i et diagram, fig. 2e), er angitt de sikringsarbeider som ble foreslått og som er utført. Sprøytebetong ble benyttet som arbeidssikring der tunnelen ble drevet gjennom partier med dårlig stabilitet; slike soner er senere forsterket med utstøpning for den permanente sikringen.

Den situasjon som oppsto ved at de to stuffene møttes til gjennomslag midt i en stor svakhetssone medførte en omfattende sikring med støpning på stuff. Totalt sett ble sikringsarbeidene omtrent som ventet. Vannlekasjen var i hovedsak knyttet til grunnfjellet, mens de kambrosiluriske skiferbergartene ga relativt liten lekkasje. Dette er en generell erfaring, og som nevnt ovenfor også erfart ved den tidligere utførte vanntunnelen under Skienselva.

REFERANSER

Henningsmoen, G and Spjeldnæs, N. :
Paleozoic Stratigraphy and Paleontology of the Oslo Region; Eocambrian Stratigraphy of the Sparagmite Region, Southern Norway. NGU, No. 212 n, 1960

SENKETUNNELER – TUNNELER LAGT I SJØBUNN

Immersed Tunnels.

Sivilingeniør John H. Creed M.Sc.
Ingeniørene Bonde & Co., Oslo.

SAMMENDRAG.

Artikkelen gir en kort introduksjon av senketunnelmetoden som anvendes for tunneler lagt i sjøbunnen.
Etter en kort beskrivelse av teknikkens anvendelse i U.S.A. og Europa er flere situasjoner hvor metoden kan komme på tale, belyst.
Noen av de aktuelle tunneltverrsnitt og elementstørrelser er illustrert og byggemetoden er nevnt. Fundamenteringsproblemer og deres løsninger er diskutert sammen med metoder for plassering og sammenføyning av elementene.
Til slutt presenteres en del viktige aspekter vedrørende beregninger for senketunneler.

SUMMARY

The paper is a short introduction to the Immersed Tunnel technique. After mentioning the development of the technique in U.S.A. and Europe, the paper then discusses situations where the use of Immersed Tunnels could be considered.
Various tunnel cross-sections and elements sizes are illustrated and the technique of building within a dry-dock is described. Foundation problems and their solution are discussed together with the technique of placing and connecting the elements
Finally some important aspects of the design of Immersed tunnels are presented.

SENKETUNNELER – TUNNELER LAGT I SJØBUNNEN.

1. Bakgrunn for metoden.

Senketunneler, eller tunneler lagt på sjøbunn har vist seg å være en nyttig alternativ løsning for å skaffe forbindelse mellom landpartier adskilt av elveløp eller sjø.

Metoden består i å prefabrikere tunnelelementer i dokk, taue disse ut til anleggsstedet og senke elementene ned i en utgravet grøft i sjøbunn.

Ideen bak metoden er gammel. Allerede i 1811 ble det i England gjort en del forsøk med tunnelelementer av murstein, ved Surrey Docks, London.

Det var først i 1906 at norsk-amerikaneren Olaf Hoff bygget „Michigan Central Tun-nel" ved Detroit. Tunnelen som består av stålrørseksjoner med betongballast ble verdens første vellykkede senketunnel.

Detroit-Winsor tunnelen som ble utført i 1928 bestod av en vanntett stålsylinder, en innvendig bærende betongutforing samt ballast i form av en 8-kantet betongpåstøp ytterst.

Denne tunneltypen anvendte teknikk fra skipsbygging og ble toneangivende for senere senketunneler på østkysten av U.S.A.

På vestkysten derimot ble armert betong anvendt ved bygging i dokk. Det vanntette sjiktet bestod av en stål- eller bitumenmembran.

2. Bruksområder.

Senketunnelmetoden er mest fordelaktig for bruk ved brede bukter, elvemunninger, streder el.l. Vanndybden bør ikke overskride 30 m på grunn av problemer med mudring. Bunnmassen bør kunne mudres, men massen bør være stabil over rimelige tidsrom i strømsituasjoner som finnes på stedet.

Hvor fjellet ligger dypt under bunnivået og hvor bunnmassen er meget bløt, vil både utsprengt tunnel og skjolddriftstunnel føre til meget lange opp- og nedkjøringer.

Tilsvarende vil en høybro også gi lange adkomstbroer der hvor havgående skip krysser trafikkleden.

En senketunnel som er plassert under en skipsled for havgående skip er fordelaktig når det gjelder rampelengde. Fig. 1 viser en sammenligning mellom senketunnel, skjolddriftstunnel og høybro i en slik situasjon.

Der hvor vannstrekningen er meget kort, vil utgifter til forskaling, byggedokk o.s.v. gi for stort utslag i løpemeterprisen. I situasjoner hvor strøm eller bølgeforhold er meget ugunstig, vil problemer i forbindelse med senkingen kunne være utslagsgivende.

Senketunneler har også anvendelsesmuligheter i sentrumsområder. I Holland har slike tunneler vært bygget mellom spuntvegger. Se figur 2.

Senketunneler kan også komme på tale som trafikkåre langs bryggekanter, med overkant tunnel i flukt med overkant terreng.

En slik tunnel-løsning er et alternativ som vårt firma vurderer for øyeblikket i forbindelse med et større veiprosjekt. I denne forbindelse bør det tilføyes at flere problemer kan melde seg i forbindelse med en slik anvendelse. Disse kan være - ensidig jordtrykk mot tunnelsiden, vanskeligheten med å skaffe tilstrekkelig tyngde i brukstilstand, og problemer med å finne

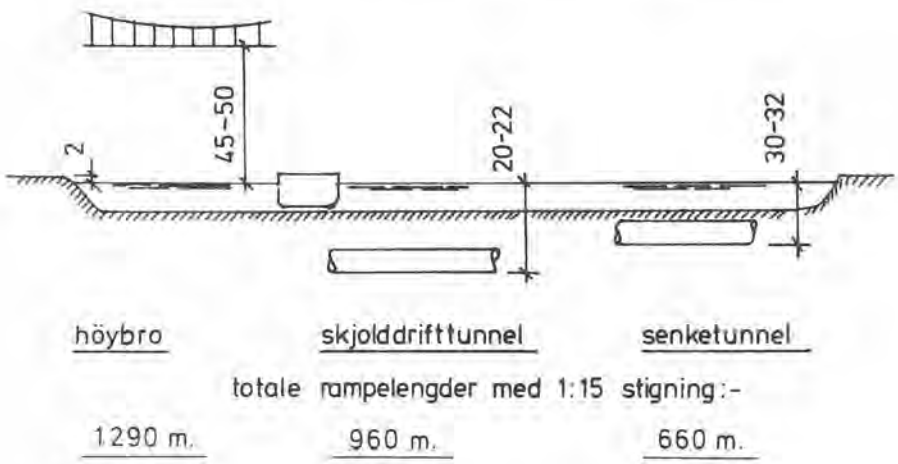


Fig. 18.1 Rampelengder for alternative konstruksjonsmetoder

plass til byggedokk. I tillegg vil fundamentene utsettes for en stadig vekslende belastning der hvor tidevannsforskjellen er stor og elementene kun er delvis under vann.

Bruk av senketunneler har også vært vurdert av vårt firma i forbindelse med prosjekt som omfatter en transport-tunnel fra en kombinert Molo - kai og inn til land.

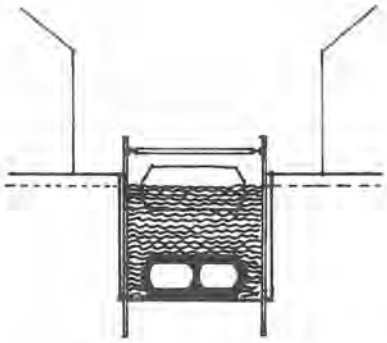


Fig. 18.2 Senketunnel mellom spuntvegger

3. Elementformat og-størrelse.

Figur 3 viser en del forskjellige tverrsnittsformer og elementstørrelser som har vært anvendt i noen av de viktigste senketunneler. Ventilasjonskanaler er en viktig del av tunnel- tverrsnittet og avgjørelsen angående ventilasjonsbehov og -type vil i stor grad avgjøre tunnelens økonomiske berettigelse.

Sirkulære tunneltverrsnitt gir et stivt tunnelelement som er velegnet til å oppta et stort vanntrykk uten store bøyningspåkjenninger. Tverrsnittet gir derimot liten fleksibilitet når det gjelder ventilasjonsanlegg. Geometrien krever også at elementbunnen ligger lavere enn tilfellet ville være med et rektangulært tverrsnitt.

Et rektangulært tverrsnitt er mer fleksibelt både når det gjelder ventilasjonssystem, antall kjørebeaner og plassering av ballast vann under nedsenkning. Tverrsnittformen er imidlertid ikke så gunstig, statisk sett, siden meget store bøyningsmomenter kan oppstå.

Forskalingsarbeidet er nok lettere for det rektangulære tverrsnittet men fundamentering er en del vanskeligere på grunn av problemer med sikringen av kontakten mellom sjøbunn og tunnel over hele tunnelens bredde.

4. Bygging.

Elementene blir vanligvis bygget i en midlertidig tørrdokk gravet ut i terreng ikke langt fra byggestedet. Det er vanlig at flere elementer bygges samtidig før dokken åpnes for vann.

Støpefugene må være vanntette. Vegger og tak er ofte støpt sammen for å unngå flere lekkasjemuligheter enn strengt nødvendig. I disse tilfeller utføres støpingen i seksjoner.

Glideforskaling brukes ofte. Stor nøyaktighetsgrad i betongdimensjoner er påkrevet.

Etter at elementet er støpt ferdig blir det utstyrt med midlertidige ballast-tanker som vanligvis lages av tre og fylles med vann. Elementene blir midlertidig lukket i begge ender ved hjelp av skott som vanligvis er armert betong eller stål.

Hele elementet må kontrolleres for lufttetthet før vannet slippes inn i dokken.

For å hindre at tunnelelementet suger seg fast til bunnen av tørrdokken er elementet vanligvis støpt på en grus-„seng".

5. Vanntetthet.

Inntil forholdsvis nylig bestod elementenes vanntette membran vanligvis av en stålplate eller et bitumensjikt.

Allerede i 1960 ble en mindre tunnel for Stockholms undergrunnsbaner ved Liljeholmsviken støpt uten membran.

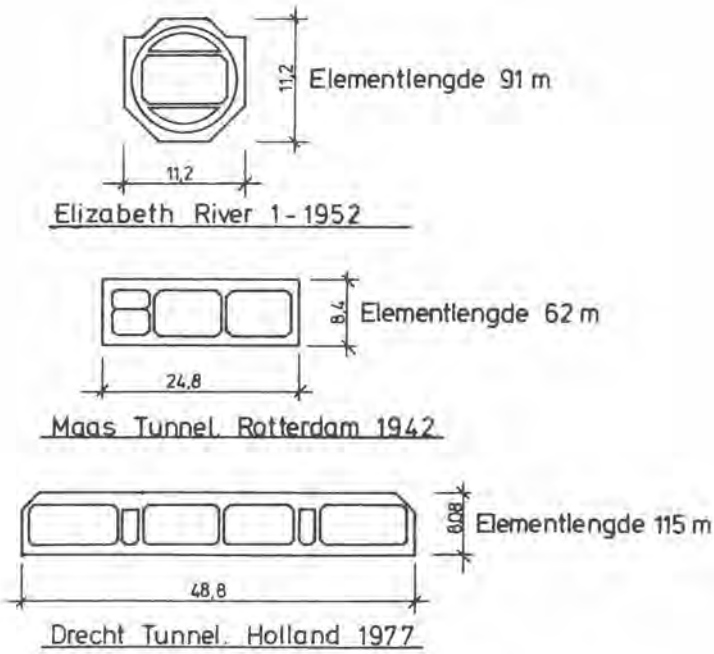


Fig. 18.3 Tunneltverrsnitt

Erfaring høstet ved utenlandske senketunneler har vært til stor hjelp med forarbeidet til det norske Rørbroprosjektet.

Utvalget undersøkte membranproblemet i detalj i forbindelse med en foreslått sirkulær tunnel med 90 cm veggtykkelse. Resultatet var at Rørbroutvalget bestemte seg for å sikre tetting av betongtverrsnittet uten hjelp av membraner.

Det har alltid hersket tvil om en membrans effektivitet. Stålmembraner kan ofte lekke ved sveiseskjøtene til tross for omfattende kontroll. Bitumenmembranen må ofte gjennomhulles -enten med bolter eller ved pelehodene.

I den senere tid har flere tunneler vært støpt uten membran. Det ser derfor ut til at de fleste fremtidige tunneler vil bli støpt på denne måte.

6. Fundamentering.

En av de vanskeligste og mest kritiske faser i bygging av senketunneler er forarbeidet på sjø- eller elvebunnen.

Grøften som skal ta imot elementene er mudret i forveien. Ofte må en tilleggsmudring skje like før elementene blir plassert.

Der hvor bunnmassens beskaffenhet varierer lite over tunnelens lengde og hvor dens geotekniske egenskaper er tilfredsstillende, vil tunnelen kunne fundamenteres direkte på bunnen. I noen tilfeller vil bunnmassene kunne utskiftes.

Elementene, som er fundamentert over hele sin bunnflate, er vanligvis plassert oppå midlertidige fundamentblokker, som igjen gir mulighet for finjustering av elementenes posisjon. Samtidig blir elementene lagt på knaster som blir gjenstøpt i ende - „skotten" til det elementet som nettopp er plassert.

Det blir da et hulrom mellom sjøbunnen og bunnen av elementene. Hulrommet kan være ca. 60 - 100 cm i høyde. Fylling av dette kan foregå på to måter.

1. „Sand-jet" metoden - som består av et system med tre parallelle horisontale rør som stikkes innunder elementet. En blanding av vann og sand pumpes inn i det midtre røret mens vannet suges ut ved hjelp av de to ytre rørene. - Se fig. 4.
   Vanligvis er hele rørsystemet koblet til et tårn som stikker over vannflaten og som kjøres langs tunnelens tak.
2. Ved „Sand-flow"- metoden har tunnelbunnen en rekke åpninger med tilbakeslagsventiler. Gjennom disse ventiler injiseres en sand - vann blanding som flyter ut i alle retninger inntil hele hulrommet er utfylt.

Der hvor bunnmassen har meget ujevne geotekniske egenskaper eller hvor den er så dårlig at uheldige setninger kan ventes, vil tunnelen måtte fundamenteres på peler.

Pelene må rammes meget nøyaktig og slik at peletoppens nivå bestemmes med liten feilmargin. Pelene må også omfatte justerbare pelehoder slik at en positiv kontakt med tunnelbunnen oppnås.

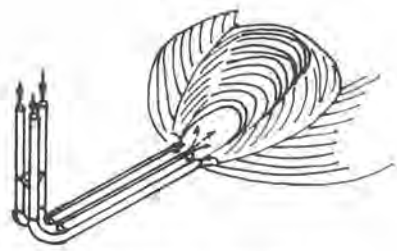


Fig. 18.4 „Sand-jet" metoden

7. Tauing og nedsenking.

Elementene taues fra byggedokken til et sted like over „byggegropen". Elementene er på forhånd utstøpt med retningstårn, adgangstårn og andre hjelpemidler.

Elementet forbindes med vinsjekabler fra løftesystemet som holder det på plass og i korrekt nivå under senkningsprosessen -se figur 5.

Det ledes så vann inn i ballasttankene slik at total vekt av elementet og ballastvannet blir noen hundre tonn mer enn elementets oppdrift.

Vinsjene senker så elementet ned inntil det hviler på fundamentblokkene.

Småjusteringer foretas med jekker og tunnelelementet er så ferdig for sammenføying med det sist plasserte element.

Hele nedsenkningsprosessen er tidskritisk og må planlegges meget nøye slik at tidevannets bevegelse, strøm, vind og værforhold er tatt nøye hensyn til.

Operasjonen kan være meget intrikat, spesielt der hvor skipstrafikken er stor og seilingsbredden liten.

8. Sammenføyning av elementene.

Ved den ene enden av samtlige elementer er festet en gummitetningsprofil.

Gummiprofilen er ofte utført som vist på figur 6. Etter at elementet er justert i alle retninger blir det trukket inn imot det sist utlagte element ved hydrauliske eller mekaniske midler - se figur 7. For denne operasjon trenges 100 - 200 tonns kraft.

Straks den myke forkanten av gummiprofilen dras imot naboelementet vil en midlertidig tetning oppnås slik at hulrommet mellom begge nabo-endeskottene kan pumpes lens.

Ved denne utpumpingen vil en mobilisere fullt hydrostatisk trykk bak det borteste endeskottet og tunnelelementene blir klemt imot naboelementet med flere tusen tonn, avhengig naturligvis av vanndybden at stedets og skottets areal.

Hoveddelen av gummiprofilen blir da klemt sammen og danner da hovedleddet i det endelige tetningssystemet.

Skottene kan da fjernes og adgang innover mot land oppnås gjennom de elementene som alerede er utlagt.

Den endelige tetning forsterkes videre ved å legge på en sekundær gummitetning (figur 8a) eller ved utstøpning (figur 8b)

Den siste forbindelsesfuge kan ikke tettes på denne måten. Vanligvis settes opp en midlertidig fangdam omkring „gapet" slik at en permanent forbindelse kan utføres vanligvis med vanntett betong.

Etter at tunnelelementene er fuget ferdig, spyles sand under elementene.

Til slutt blir tilbakefylling omkring elementene utført under vann. Vanligvis kreves det en viss tykkelse av sjøbunnen over tunneltaket - f.eks. 2 - 3 m som beskyttelse mot ankere osv. I visse tilfeller har dette blitt sløyfet og erstattet av et tykkere elementtak.

10. Belastninger, statiske beregninger - noen synspunkter.

Flere av de lasttilfeller som forekommer i forbindelse med senketunnelprosjekter fremkommer ved små differanser mellom store tall. De store tall i denne sammenheng er vekt og deplasement av tunnelelementet.

Disse to parametre må vurderes nøye. Både betongens egenvekt, dimensjonstoleranser og vannets egenvektsvariasjoner er viktige, og de sannsynlige øvre- og nedre grenser for disse må fastlegges. I tillegg må det foretas kontrollmåling av disse parametre under selve byggearbeidet.

Ekstreme variasjoner i vannets egenvekt utover den forutsatte kan føre til økt fundamenttrykk eller oppflyting av tunnelen.

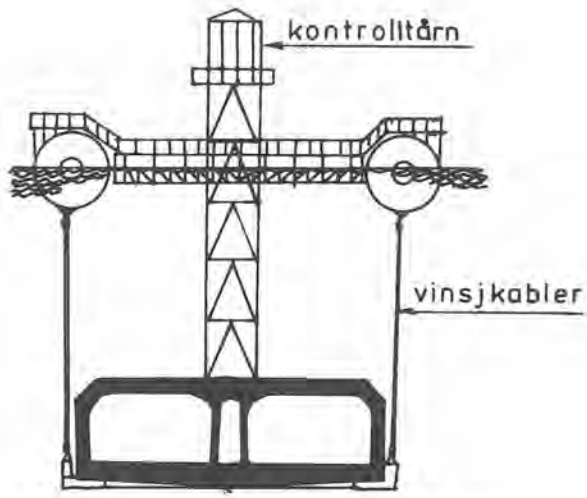


Fig. 18.5 Senkning av tunnel-elementer

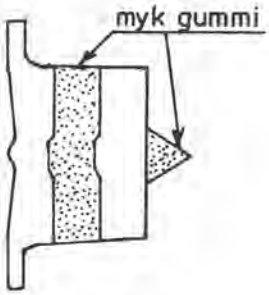


Fig. 18.6 Tetningsprofil

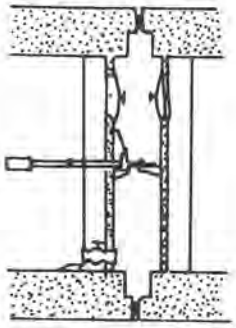


Fig. 18.7 Sammenbinding av elementer

Valg av sikkerhetsfaktor mot oppdrift i bygge- og brukstilstand er også utslagsgivende for flere forhold. Blandt annet er fundamenttrykk, elementets fribord under uttauing og tunnelens beregningsmessige dimensjoner avhengig av dette valg. Typiske sikkerhetsfaktorer er 1,05 i byggefasen og 1,25 i brukstilstand.

Det bør også nevnes at muligheten for at tunnelen fylles med vann ved et uhell vil kunne gi betydelige økninger i fundamenttrykk. Eventuelle forandringer i tykkelsen av overdekningslaget må også tas hensyn til, likeledes bør oppsamling av snø, skitt,is og smeltevann vurderes.

Vanligvis tas det også hensyn til situasjonen som kan oppstå når et skip synker ned på tunnelen.

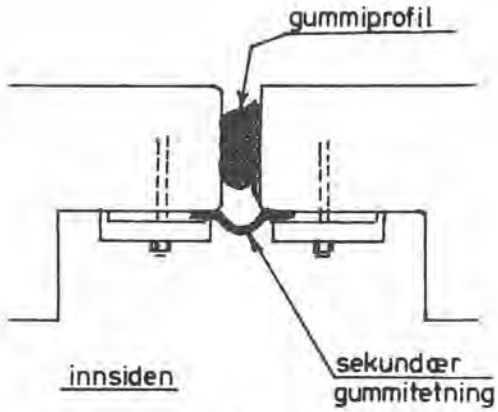
Under byggeperioden kan tunnelen utsettes for betydelige langsgående krefter - ikke bare fra hydrostatisk trykk mot endeskottet men også fra temperatur- og svinneffekter i betongen.

De sistnevnete kan reduseres ved bruk av kjøleanlegg i betongtverrsnittene.

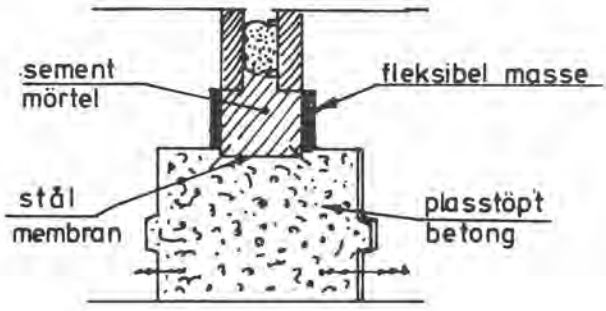
Mindre setningsproblemer kan ofte løses ved hensiktsmessig bruk av de mest moderne fugeelementer.

Det er vanlig at en prøver å få lengst mulige tunnelelementer. Noen tunneler har vært utført av tunnelelementer med lengde over 200 m. Disse lange elementer kan utsettes for store påkjenninger under uttauing og på grunn av belastning fra skott, tårn osv. ved tunnelender.

De ovennevnte aspekter av belastningsforholdet nevnes som en illustrasjon. I praksis er det et omfattende arbeid å fastlegge alle de eventuelle belastningssituasjoner som kan oppstå ved alle tenkelige forhold.


gummiprofil
innsiden
sekundær
gummitetning

'a'


sement
mörtel
fleksibel masse
stål
membran
plasstöpt
betong
innsiden

'b'

Fig. 18.8.

FORSLAG TIL DYKKET FLYTENDE RØRBRO

Preliminary Design of a submerged floating Bridge.

Sivilingeniør Arnulf Arild

SAMMENDRAG

Et utvalg, nedsatt av Vegdirektoratet, vil om kort tid fremlegge et forslag til en dykket flytende rørbro som vegforbindelse over Eidfjord i Hardanger.
Det gis her en kort orientering om de undersøkelser som er foretatt på brostedet, samt en oversikt over forprosjektet.
Broen vil bestå av et ca. 1400 meter langt rør, senket så dypt under vann at det oppnås 15 meter fri dybde for skipstrafikken. Røret understøttes av to faste pilarer ved hvert landfeste, og to dykkede pontonger ute i fjorden. Pontongene forankres med kabler til gravitasjonsankere på fjordbunnen, 450 - 500 meter under vann. Sideavstiving anordnes ved horisontale skråkabler til forankringer på land. Tilstøtende vegforbindelser vil bli fjelltunneler på begge sider av fjorden.. Foran hver rørportal utsprenges parkeringshall med oppkjøringsramper til kai og lokalveg langs fjorden.

SUMMARY

In the near future a committee appointed by the Nowegian Public Roads Administration will forward a proposal to the construction of a submerged floating bridge across the Eidfjord in Hardanger.
This lecture gives a short review of the investigations made at the crosspoint and a decription of the preliminary design.
The span is approx. 1400 m. The bridge will have a tubular cross-section and wil be lowered to a depth allowing 15 m free dept for navigation. The tube will be supported on pillars at each abutment and by two submerged pontoons connected to concrete gravity anchors on the fjord bed at 450-500 m depth. The lateral supports consist of horizontal tie rods to rock.
Access to the bridge from each side of the fjord will be through tunnels. In front of the bridge gateways caverns will be constructed for parking cars. From the parking lots there will be access to the existing quays and local roads along the fjord.

1. INNLEDNING

Interessen for undersjøiske tunneler i Norge er blitt større i den senere tid. Slike tunneler i fjell eller på sjøbunnen vil da også åpne nye muligheter for faste vegforbindelser under fjorder og sund langs kysten.

Allikevel vil man fremdeles finne mange ønskelige prosjekter som ikke med rimelighet lar seg gjennomføre, hverken som konvensjonelle broer eller som tunneler på eller under sjøbunnen. Topografien på Vestlandet kan være umedgjørlig i så måte. Fjell stuper bratt i sjøen til flere hundre meters dyp. Dybden blir for stor for bunntunneler, samtidig som fjordbredden kan være for stor for et enkelt brospenn.

Det er i vårt land - kanskje mere enn i de fleste andre - et behov for løsninger som egner seg for slike forhold.

Vegdirektøren nedsatte i 1973 et utvalg for utredning av et alternativ for kryssing av Eidfjord i Hardanger. Systemet skulle være en dykket flytende rørbro, med fri passasje for den aktuelle skipstrafikk.

En foreløpig generell vurdering av et slikt system var da allerede foretatt av et utvalg, nedsatt av SINTEF i 1969, og i Eidfjord - utredningen blir forsåvidt en videreføring av SINTEF – utvalgets arbeide.

2. UNDERSØKELSER PÅ BROSTEDET

Det valgte brosted, Vallavik - Bu, ligger ca. 4 km utenfor Osafjordens munning. Fjorden er her ca. 1300 meter bred, med vanndybde 450-500 meter. (19-1)

En bro på dette sted vil gi ferjefri forbindelse Bergen - Oslo langs Rv. 7 (Hardangervidda) og Rv. 10 (Haukeli).

Det vil dessuten knytte Sunnhordland og Haugesundsdistriktet ferjefritt til Bergenshalvøya. En ca. 7 km lang fjelltunnel Granvin - Vallavik vil forbinde rørbroen med E 68 (Bergen -Voss - Gudvangen), og på sydsiden vil en kortere tunnel gi forbindelse til Rv,. 7.

Geotekniske undersøkelser på brostedet ble utført i 1973-74. De bestod i opptak av bunnkart og seismiske profiler, samt opptak av bunnprøver med tilhørende laboratorieundersøkelser. Fjordbunnen er i en bredde på ca. 800 meter forholdsvis flat, og består av bløt siltig leire ned til minst 6 meter.

På begge sider av det flate område faller fjellsidene bratt til bunnen.

Som et ledd i bunnundersøkelsene ble det i november 1974 senket et prøveanker på brostedet i tilnærmet full målestokk (vekt i luft ca. 180 Mp). Setningene ble registrert over en periode på 10 måneder. Denne operasjon ga også verdifull erfaring med hensyn til praktiske arbeidsmetoder.

En konklusjon efter de geotekniske undersøkelser var at fjordbunnen var tilstrekkelig bæredyktig for gravitasjonsankere, utsatt for vertikal belastning, men måtte anses uegnet for opptak av horisontalkrefter ved et system med skråforankringer.

Kontinuerlige strømmålinger ble foretatt på dyp fra 2 til 25 meter i perioden juli 1973 til juli 1974. De målte maksimalhastigheter varierte fra 1.09 m/sek på 2 meters dyp til 0,25 m/sek på 25 meters dyp. Det må regnes med at det under visse forhold kan opptre betydelige større strømhastigheter enn de målte. Supplerende strømmålinger forutsettes foretatt over en lengere periode hvis prosjektet blir vedtatt realisert. Målinger av fjordvannets tetthet og temperatur ble foretatt i samme periode, og det ble dessuten fremskaffet flere eldre observasjonsrekker nær brostedet fra tidsrommet 1927 - 72. Dette materialet er lagt til grunn for valg av grenseverdier for oppdrift.

3. FORPROSJEKT

Eidfjordforbindelsen dimensjoneres for en trafikk tilsvarende to kjørefelt (vegklasse 2c, kjørebane 6,5 m, med 2 x 0,25 m brede skuldre og 0,75 m brede gangbaner på hver side). Dette trafikkrom oppnås i et sirkulært rør med innvendig diameter 9,5 meter. Foruten

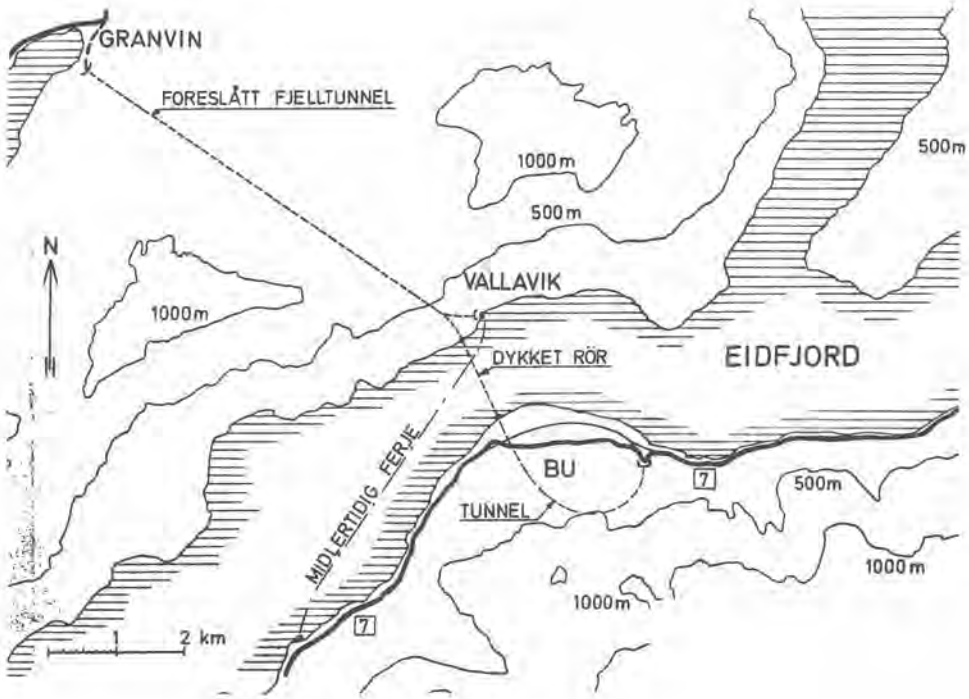


Fig. 19.1 Eidfjord brusted

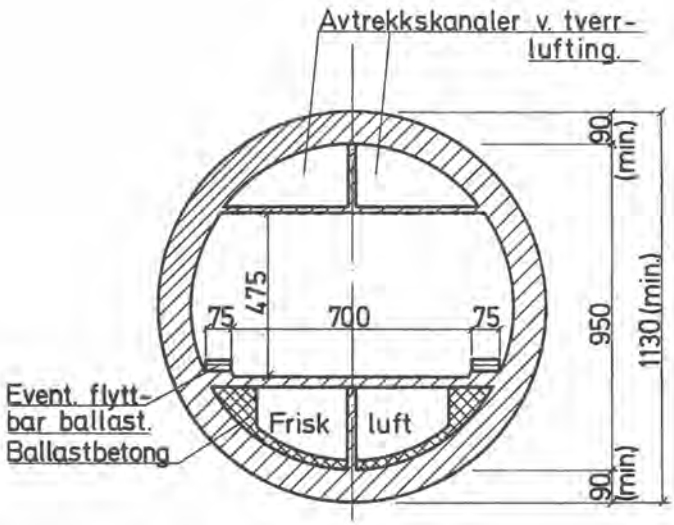


Fig. 19.2 Rørtverrsnitt

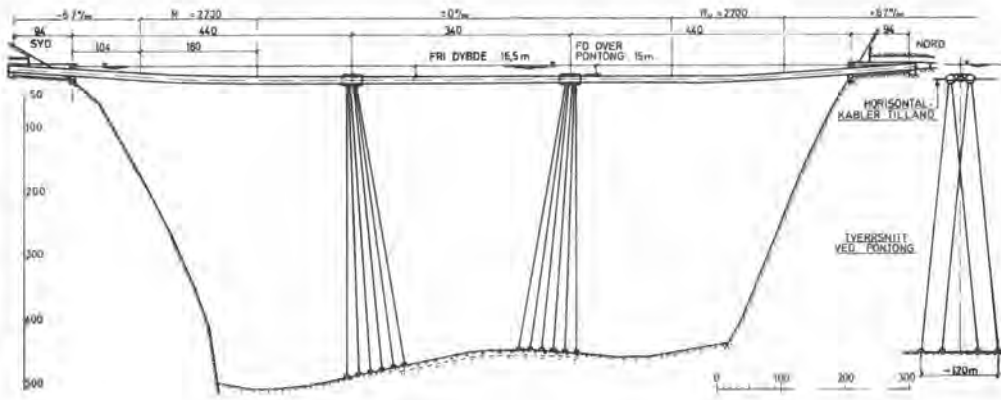


Fig. 19.3 Fjordprofil med oversikt over forprosjekt

4,75 m fri høyde over kjørebanen blir det plass til ventilasjonskanaler over og under trafikkrommet.

Det regnes med et monolittisk betongrør, armert i begge retninger og forspent i lengderetningen, uten stålkledning eller annen tetningsmembran.

Figur 19.2 viser rørtverrsnittet, og figur19.3 fjordprofilet med oversikt over forprosjektet.

Som statisk system er røret en kontinuerlig bjelke, understøttet av to pilarer ved hvert landfeste og to dobbeltpontonger ute i fjorden. De siste er forankret med kabler til bunnankere, og virker som elastiske støtter.

Ved å anordne forankringen på denne måte kan man begrense ankerområdene til den midtre, forholdsvis flate del av fjordbunnen, og ved å føre alle vertikale kabler inn i egne pontonger kan strammemaskiner og øvrige utstyr plasseres og betjenes i tørre og opplyste rom.

Som foran nevnt regnes det med at bunnankrene tar bare vertikale krefter. Horisontale laster fra strøm og bølger vil bli opptatt av horisontale kabler fra pontonger og/eller rør til landforankringer på begge sider av fjorden (fig 19.4)

Det er regnet med en fri dybde over pontongene på 15 m under spring lavvann (SLV). Dette tilsvarer 16,5 m fri dybde over røroverkant. Mot begge landfester stiger røret med 6,7 % til ca. 4 meter fri dybde ved kai, og ved rørportalene inne i fjellet vil røroverkant ligge 3 meter over SLV.

Det er foretatt en ganske utførlig statisk beregning og dimensjonering av rør og forankringer. Røret vil bli trimmet slik at det uten trafikklast etc. normalt har et oppdriftsoverskudd på et par prosent av egenvekten, mens det ved full belastning har et omtrent tilsvarende oppdriftsunderskudd. Fjordvannets tetthetsvariasjoner gir imidlertid store utslag i nettooppdriften.

Rørets positive eller negative nettooppdrift opptas av h.h.v. bunnforankrinene eller pontongenes oppdriftsoverskudd, og for en del også av de faste pilarer ved landfestene.

Dimensjonerende trafikklast tilsvarer Preliminære Nordiske Lastebestemmelser for Vegbroer (NVF's forslag av 9.desember 1971)

Statiske og dynamiske laster fra strøm og bølger er beregnet i samarbeide med Vassdrag -og Havnelaboratoriet ved NTH.

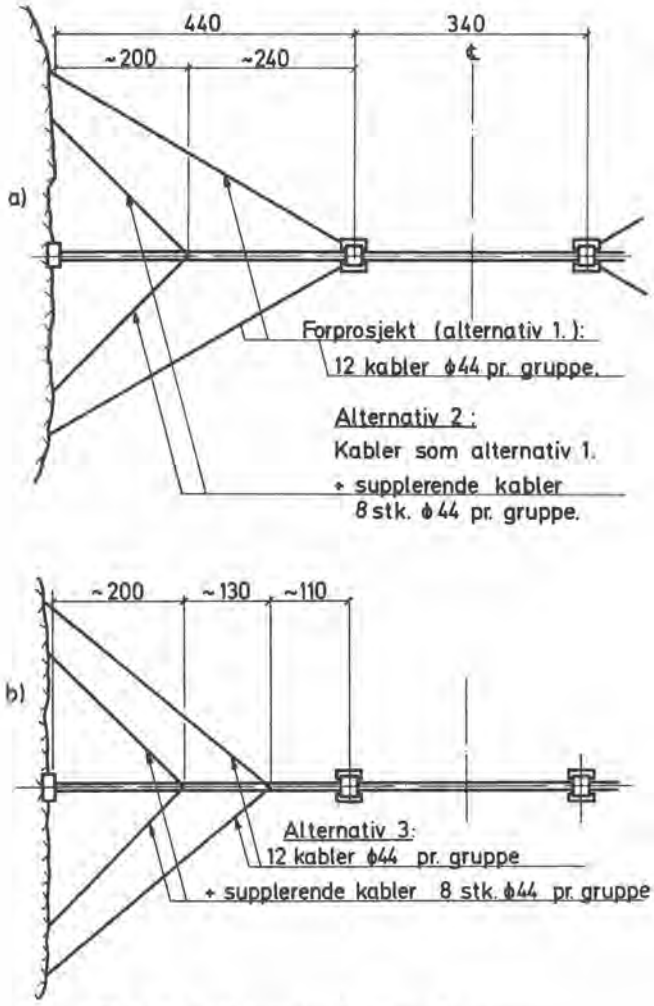


Fig. 19.4 Alternative horisontalsystemer

Rørets bøyningskapasitet er beregnet i henhold til NS 3473 for følgende tverrsnittsdata:

Innvendig diameter:		9,5 m
Veggtykkelse:		0,9 m
Betongtverrsnitt:		29,4 m^2
Betongkvalitet:		C 40
Langsgående armering (4 lag):		480 stk. Ø32 K40
Spennarmering:	Flytekapasitet	32 000 Mp
	Spennes til	20 300 Mp
	tilsv. homogenspenning	690 Mp/m^2
Beregnet bruddkapasitet:		
	Trykksone:	132 000 Mpm
	Strekksone:	98 000 Mpm

Denne kapasitet er nødvendig i området ved landfestene. Langs den midtre og vesentlige del av røret vil armering og forspenning kunne reduseres med ca. 25 prosent.

Forspenningen vil hindre strekk i betongen ved ordinær belastning.

Anordning av dobbeltpontong fremgår av figur 19.5. Mellom røret og hver av pontongene fremkommer et rom, som med tette porter kan innrettes som sluse ved eventuell bruk av overtrykk i pontongen.

Pontongdimensjonene kan tilpasses plassbehov og ønskelig oppdriftsoverskudd. Foreløpig antatt oppdriftsoverskudd for en dobbeltpontong vil variere mellom 2 100 og 2 700 Mp, avhengig av fjordvannets tetthet og en viss trimmingsmargin.

Det er regnet 24 stk. dobbeltkabler Ø 44 mm pr. dobbeltpontong. Kablene skal være av lukket type, med alle tråder galvanisert. Hver dobbeltkabel festes til sin ankerblokk ved å løpe gjennom et kabelfeste, som vist på figur 19.6. Kabelen vil da kunne utskiftes ved at en ny kabel blir trukket inn gjennom kabelfestet ved hjelp av den gamle.

Innføring av kablene i pontongene vil skje gjennom sluser som tillater gjennomgang av kobling mellom gammel og ny kabel uten å åpne for vann.

Kablene dimensjoneres for en bruddgrensekapasitet på 3800 Mp pr. dobbeltpontong. Med en materialkoeffisient på 2,2 svarer dette til en samlet garantert bruddlast på 8300 Mp, eller 172 Mp pr. enkeltkabel.

Utforming av en ankerblokk er antydet på figur 19.6. Med 40 m^2 grunnflate og vekt 180 Mp under vann vil ankeret belaste fjordbunnen med 4,5 Mp pr. m^2. Kabelstrekket vil redusere dette grunntrykk med minst 30 prosent under ordinær trafikklast.

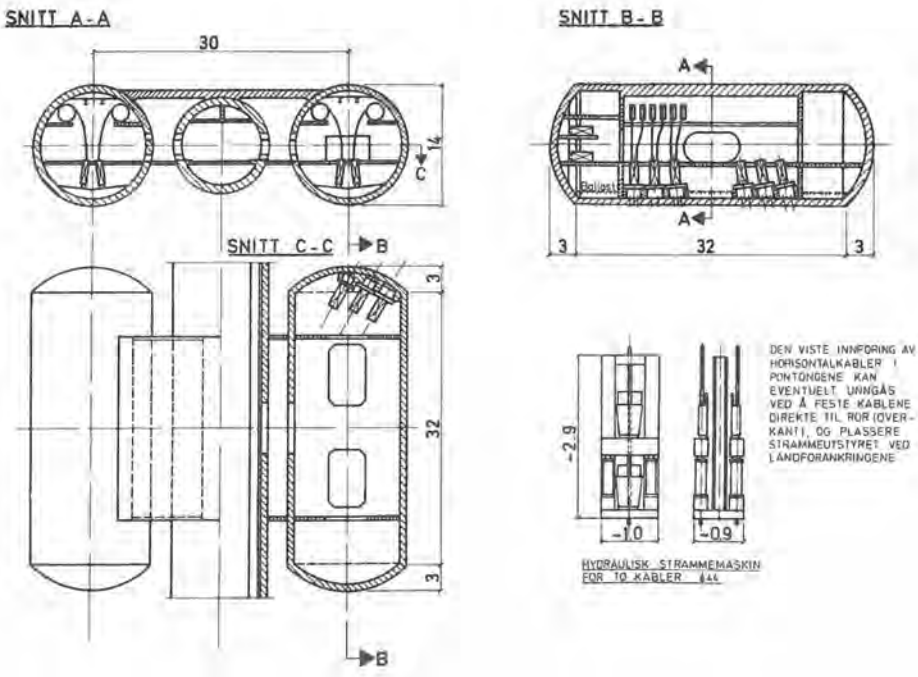


Fig. 19.5 Forankringspontonger

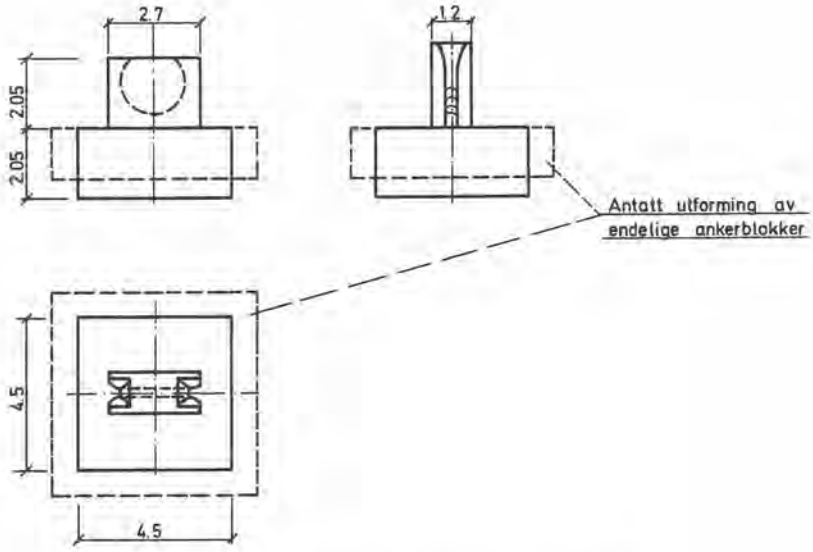


Fig. 19.6 Prøveanker og forslag til endelig anker

Figur 19.4 viser alternative systemer for horisontalkabler fra pontonger og/ eller rør til landforankringer. Kablene forspennes slik at alle kabler vil stå under effektivt strekk også ved bruddgrensebelastning.

Anordning av landfeste fremgår av figur 19.7. Røret føres ca. 100 meter inn i fjellet, og understøttes av to pilarer,. Innenfor indre pilar bygges en portalvegg som danner vanntett skille mellom rørkanal og parkeringshall. Mellom indre pilar og portal anordnes en vanntett dilatasjonsskjøt som opptar variasjoner av rørlengden (antatt ± 50 mm ved hver ende).

Over røret bygges en kai, tilknyttet lokalveg langs fjorden. Ramper i parkeringshall vil gi adkomst fra kai til fjelltunnel i rør.

Av hensyn til trafikksikkerheten bør det legges en vendetunnel under hovedtunnelen, som antydet på figuren.

Forslag til praktiske arbeidsmetoder for gjennomføring av prosjektet vil bli fremlagt i Rørbroutvalgets rapport.

4. STØTSIKKERHET

De største fartøyer som noenlunde årvisst passerer brostedet er turistskip med en tonnasje på ca. 25 000 tonn deplasement og ca. 8 meter dypgående.

Risiko for påseiling av slike fartøyer foreligger bare i områdene nærmest landfestene, og må også her kunne anses for meget liten.

Mulige støtlaster ved 8 knops fart er imidlertid vurdert, og sammenlignet med rørets kapasitet for slik belastning. Kapasiteten mot lokale skader (gjennomlokning) er beregnet på grunnlag av utførte belastningsforsøk med rørmodeller. Beregningen viser en betryggende støtsikkerhet.

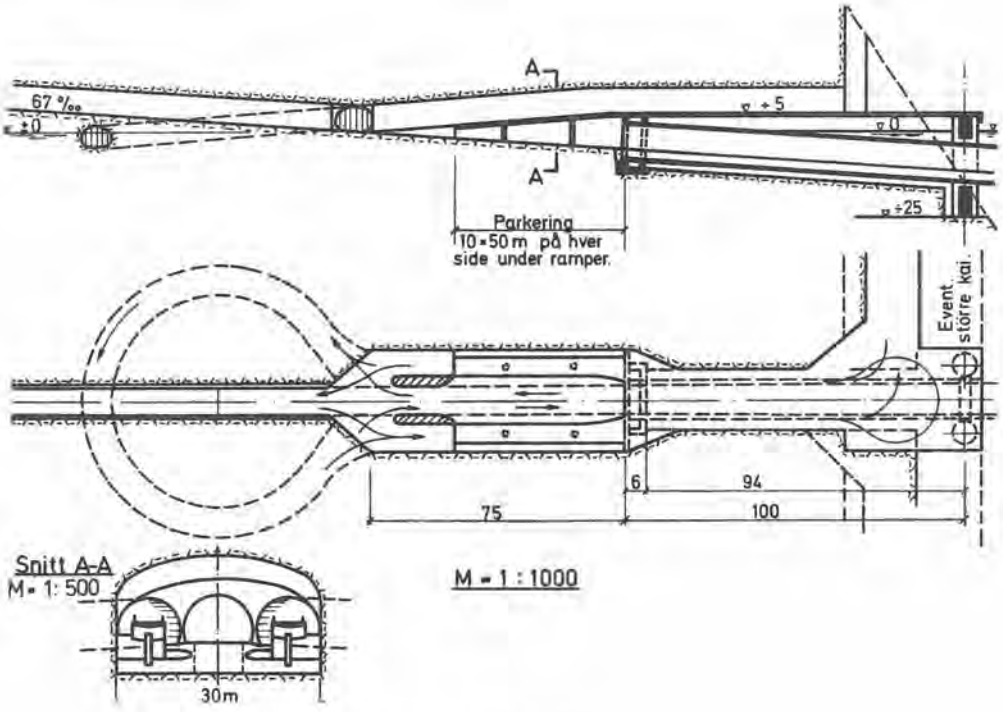


Fig. 19.7 Landfeste

5. SVINGNINGER

Dynamisk belastning fra strøm og bølger vil kunne sette røret i svingninger hvis belastningen varierer noenlunde i takt med en av rørets naturlige frekvenser.

Undersøkelser, utført av Vassdrags- og Havnelaboratoriet ved NTH, viser at horisontale svingninger, fremkalt av strøm, kan få størst betydning. Slike svingninger kan oppstå hvis strømhastigheten når et kritisk område. Den nedre grense for dette er for det foreliggende prosjekt beregnet til 0,44 m/sek.

Et års strømmålinger på brostedet har registrert en største strømhastighet i den aktuelle dybde på 0,30 m/sek. Det forutsettes gjennomført supplerende målinger over en lengere periode før det tas standpunkt til hvorvidt en strømhastighet på 0,44 m/sek eller mere kan anses så ekstraordinært at horisontalsvingningene kan godtas som bruddgrensetilstand. I så fall har røret tilstrekkelig bruddkapasitet, også med samtidig ordinær maksimallast og dynamisk bølgelast.

Hvis den nevnte grensehastighet må anses som ordinær (f. eks. noenlunde årvisst forekommende), kan svingningene hindres ved anordninger utenpå røret, f. eks. finner langs den midtre del.

LARGE UNDERGROUND OPENINGS AT SHALLOW DEPTH: COMPARISON OF DEFORMATION MAGNITUDES FROM JOINTED MODELS AND LINEAR ELASTIC F.E. ANALYSES

Nick Barton and Harald Hansteen. Norges Geotekniske Institutt

This paper has been shortened for editional reasons. This is mainly related to chapter 2, „MODEL ROCK PARAMETERS", which is partly deleted.
Chapter 7, „DYNAMIC LOADING EFFECTS" together with four pages of „REFERENCES" were also received, but not printed.
Please refer to the authors or the editors for additional information when needed.
The editors deeply regret this shortening of an extremly valuable and well documented paper.

SUMMARY

Physical models (scale 1:300) were used to study the two dimensional deformation resulting from excavation of very large span openings in near-surface rock masses. The openings were excavated under load up to final simulated spans of 50 metres. In some cases more than one opening was excavated in parallel. The models consisted of at least 20,000 discrete blocks. Joint orientations and horizontal stress levels were varied.

Deformation magnitudes were recorded for each stage of excavation using photogrammetry. The deformation vectors obtained from the jointed models are compared with those obtained from linear elastic continuum F.E. analyses of the same geometries using an equivalent E modulus. In general the models tested under high horizontal stress behaved „elastically", while those tested under hydrostatic stress showed much larger deformations than predicted from linear elastic analyses. Joint orientations played a very important role in determining whether or not behaviour approximated that of an elastic continuum. The model joints consisted of two intersecting sets of tension fractures. Their strength-deformation properties are described in detail so as to provide the necessary input for numerical models in which jointing is simulated.

1. INTRODUCTION

1.1 Typical deformation magnitudes

The engineering performance of large rock caverns has traditionally been learned from mining and hydro power projects, where the depth below surface is often many times greater than the span of the openings. Deformations measured in the walls and roofs of

hydro power caverns generally range from about 5 - 50 mm, though there is a documented case where a wall moved in 126 mm(Eristov and Khechinov, 1972), and another where the arch moved down 147 mm (Imrie and Jory, 1969). It is a matter of some interest whether large excavations close to the surface will suffer similar or very different deformation when compared with their deep seated relations. It is further of interest to investigate the effect on deformation of increasing spans to approximately twice the „conventional size", i. e. 50 metres.

1.2 Special influence of free-surface

The accelerating interest in the use of near-surface underground space for purposes as diverse as sports halls and nuclear power generation forces designers to recognize the potential influence of the free surface. There are several aspects to consider. The increased frequency of jointing and weathering will tend to reduce the rock mass quality and call for more comprehensive rock reinforcement, especially if stress levels are low.

Conversely, high horizontal stress levels may cause unexpectedly good stability for near-surface openings. Horizontal stresses sometimes exceed the gravity induced vertical stresses by an order of magnitude or more (see for example Hast and Nilson 1964, Hooker and Johnson 1969, Holzhausen 1977, Li 1970).High stress anisotropy close to the surface may tend to cause overlying rock to rise in response to excavation. Thus paradoxically a large cavern which happens to indicate zero deformation at the crown of the arch could very well be unstable. Horizontal joints in the arch can isolate the immediate roof from the heave effect seen in the overlying rock.

High horizontal stress levels, even near the surface, may be one of the most significiant factors in explaning the stability of some very large unsupported openings. Mined openings, and natural caves, with spans in the range 50 - 100 m are not uncommon (see for example Matikainen 1974, Haugen and Myrvang 1975, Bjurstrøm 1976 and Barton 1976).

1.3 Comparison of physical and numerical models

The chief objectives of these studies are threefold:

(I) to provide deformation data to compare with monitored data from planned engineering projects involving large span near-surface excavations,

(II) to evaluate the extent to which linear elastic continuum analyses are able to model the response of near-surface excavations in jointed rock,

(III) to provide a physical check (validation) for some soohisticated numerical modelling that is in progress in several countries, in which jointed is simulated. (See for example Goodman 1976, Cundall et al. 1978, Groth and Jonasson 1978.)

Both numerical and physical models can be invaluable in correctly interpreting the results of displacement monitoring of important large span near-surface openings. Physical models have a double role in that they provide a check for numerical output. The number of rock blocks modelled here is closer to that in practice, and appears to be at least an order of magnitude larger than the number that are being handled in presently existing computer analyses.

2. MODEL ROCK PARAMETERS

The principal requirement for a model of a near-surface opening is that it should be gravity loaded, besides any additional horizontal loading. It should also be large enough to simulate several hundred metres of rock mass so that boundry effects are minimized.

2.1 Scaling

A complete discussion on the derivation of scaling laws by dimensional analysis would exceed the scope of this paper. It will be sufficient to point out here that to satisfy the relationship between strength scaling, geometric scaling and density, the model material must have high density and low strength.

In this study a geometric scale (λ) of 1: 300 was adopted. This made it possible to simulate horizontal dimensions of approximately 350 metres and a depth of approximately 250 metres in a model measuring 120 by 80 cm. The present model was „two-dimensional", having a wall thickness of 2,5 cm. A photograph of an exavated model in the loading frame is shown in Figure 1.

The ratio of prototype and model densities was approximately 1.33 (25/19). Thus the stress scale $(\psi)_1$ was 1: 400. In this gravity loaded model both the time and velocity scales are equal to $\lambda^{1/2}$, and the force scale is equal to $\lambda^2 \cdot \cup$.

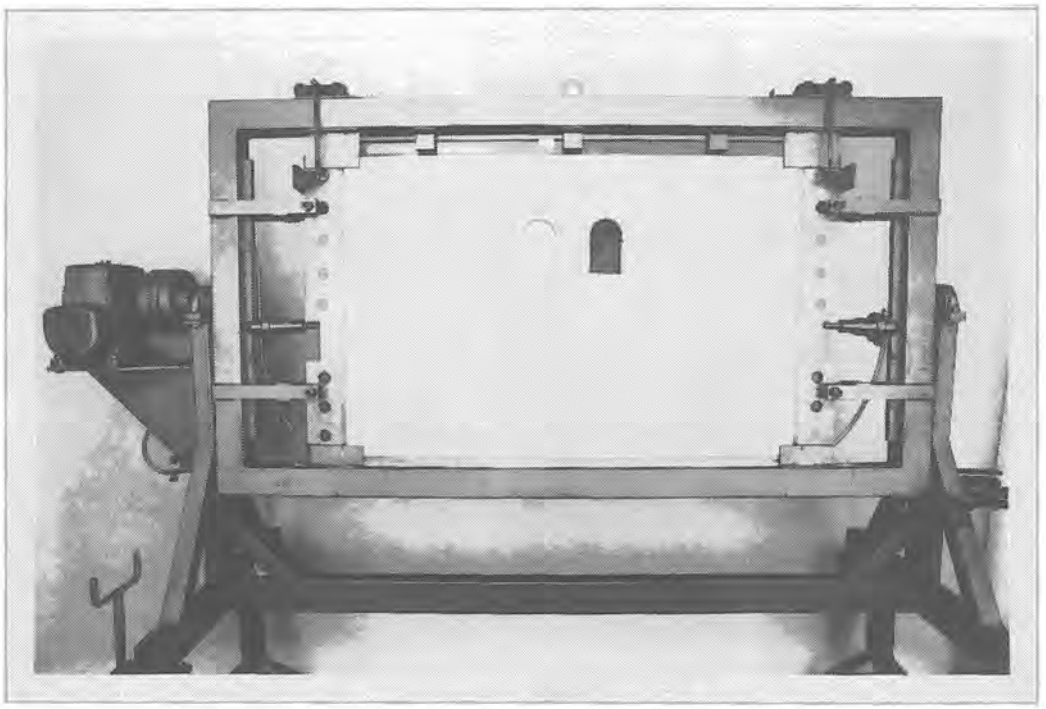


Fig. 20.1 Model loading frame with completed excavations.

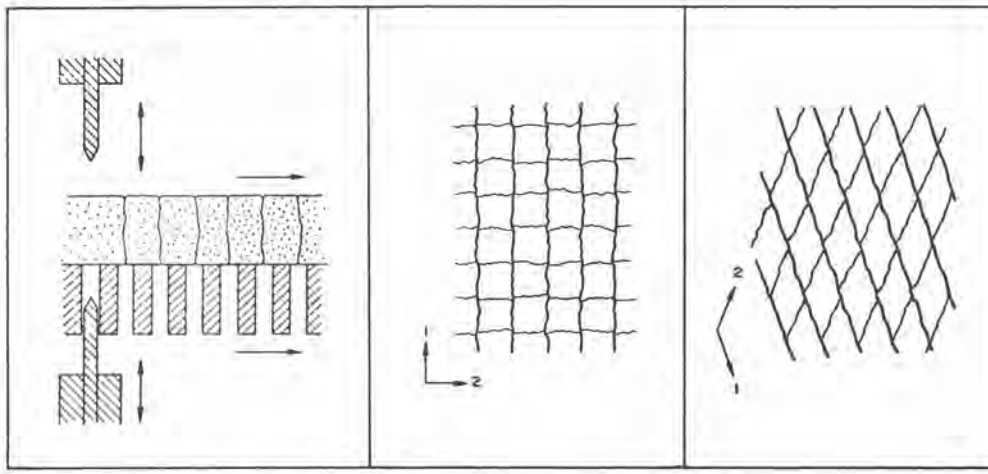


Fig.20.2. (a) Principle of guillotine operation.
(b) Offset secondary joints, orthogonal sets.
(c) Down-stepping secondary joints, conjugate sets.

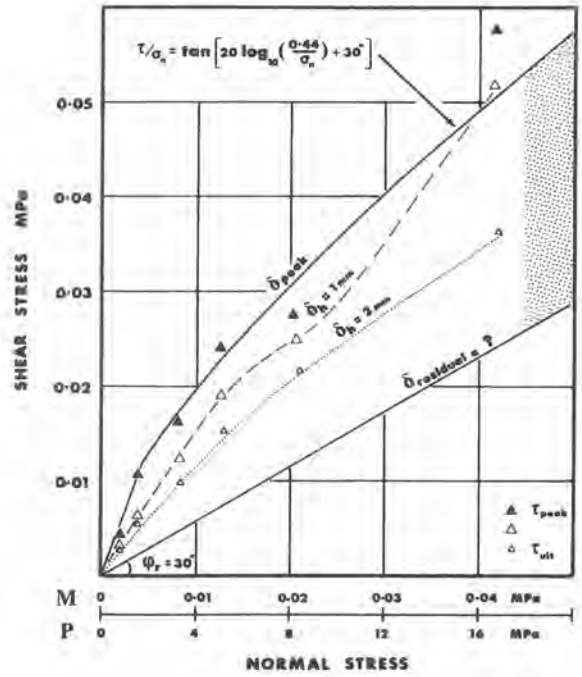


Fig. 20.3 Shear strength envelopes for primary joints. M represents normal stress, P represents prototype normal stress. (Stress scale $\psi = 1:400$).

2.2 Model material

The model material consists of a mixture of red lead,-sand, ballotini,-plaster,-sandwater. This is poured into 40 x 40 x 2,5 cm moulds. The set slabs are cured in an oven at 105°C.

The physical properties of a range of these weak brittle materials have been described in detail by Barton (1970). Table 1 summarizes some of the present model-protoype values:

Table 1. Properties of material C8 used in the present models

Symbol	Model	Units	Prototype
σ_c	0.44	Mpa	175
E(intact)	87	Mpa	35 000
p	19	kN/m^3	25

Previous testing of these model materials suggests a ratio of (σ_c/σ_t) of about 8. Brittle failure in compression occured at an axial strain of 0. 45 % on average. The stress-strain curves were quite linear, having none of the "S" shape characteristic of earlier tests on weaker materials containing less cementing agent (plaster and water).

2.3 Model joints

The method of producing joint sets in cured slabs of the model material has been described in detail by Barton (1972, 1974) and will only be summerized here.

Rough interlocking tension fractures are generated in 25 mm thick slabs using a double bladed „guillotine". The principle is illustrated in Figure 2(a). An important and realistic feature of this fracture formation is that the *primary* joints (those first developed) are the only continuous unstepped fractures. Joints of the *secondary* set are offset where they intersect the „older" primary joints. For the case of orthogonal jointing (Figure 2b) there is both up- and down-stepping, while for the case of the conjugate jointing there is a tendency for slight bending near the tip of the cross joints towards the nearest primary joint (see Figure 2c). These features are broadly realistic of rock masses.

From the above it will be clear that primary joints have lower shear strength than either secondary orthogonal joints or secondary conjugate joints. The latter will also have direction-dependent shear strength. In the sketch shown in Figure 2(c), shear strength will be lower in a down dip direction than up-dip.

The additional strength of these secondary features can be added to the primary joint strength by a suitabie addition of cohesion (for the case of orthogonal jointing) or by the addition of a geometric component (i°) for the case of conjugate secondary joints.

2.4 Shear strength-displacement properties of model joints

One of the chief objectives of the present model studies is the validation of sophisticated numerical analyses in which joint properties are simulated. For this reason the strength-displacement properties of the model tension joints are given in some detail.

Direct shear tests were performed on 10 cm long primary joints. At full scale (λ = 1:300) these represent 30 m long rough undulating tension joints. Figures 3,4,5, and 6 illustrate their properties. Normal stress-deformation properties are illustrated in Figures 7 and 8.

2.5 Anisotropic stiffness

It will be seen from the comparison of numerical and physical model result that follows,

that behaviour can be quite dissimilar. The reason can be found in the anisotropic deformability of a jointed „rock mass". The assumption of isotropic elastic properties in the numerical model and a Poisson's ratio of 0.1 means that the ratio of E modulus and shear modulus (G) is always 2.2, from equation 1.

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \qquad \text{.....(1)}$$

In the physical model, the ratio of normal stiffness (K_n) and shear stiffness (K_s) of the joints is not constant. It is dependent both on the level of normal stress and on any previous shearing. At high stress levels (i.e. 15 Mpa) the physical model is about one order of magnitude more deformable in shear than the isotropic elastic models. ($K_n / K_s = 19$). However, at low stress levels, for example $\sigma_n = 1$ MPa, the ratio K_n/K_s is approximately 100.
The degree of anisotropy increases as stress reduce.

As will be seen shortly the above stress dependency is clearly reflected in the results of the physical and numerical models. Comparison is often good in the case of excavations performed under high horizontal stress levels ($\sigma_h > \sigma_v$, "tectonic"). However under moderate stress levels ($\sigma_h = \sigma_v$, "hydrostatic") the deformations recorded in the physical model greatly exceeded the few millimeters predicted by the elastic model.

The foregoing summary of prototype shear and normal stiffness values indicates good agreement with values reviewed in the literature (Goodman 1970, Kulhawy 1978) and Fig. 6. The least realistic feature of the model rock mass, besides the two-dimensional limitation, appears to be the high shear strength caused by the model joint roughness. However, the deformability of the model rock mass as a whole appears sufficiently realistic for reliable qualitative conclusions to be drawn from the model behaviour reported in the remainder of this paper.

3. MODEL LOADING, EXCAVATION AND MEASUREMENT

3.1 Loading

Figure 1 illustrates the loading frame used for applying the horizontal stress. Hydraulic „bellow-frame" pistons are used to apply horizontal load to vertical loading beams at each end of the model. The beams hang freedly from roller bearings. The model is supported from behind by a glass wall. Each model is consolidated in cycles by rotating the whole plane of the model from a horizontal to near-vertical position (gravity loading). The horizontal stress is increased from zero up to the desired stress level simultaneously.

Each model is loading and unloaded five times before finally locking the loading beams in position, after many hours of active loading. Teflon coated rubber strips of known modulus separate the model from the loading beams.

It is believed that this type of deformation dependent loading is more realistic for a near-surface rock mass than either the extremes of rigid boundaries or constant stress loading. The most realistic method would of course be distant boundaries. In this physical model, the boundaries were approximately 14 radii from the largest single excavations. Boundary conditions were less realistic with multiple parallel openings.

3.2 Horizontal stress magnitudes

Two levels of horizontal stress are simulated. When the pistons are set to apply load at the „third-points" of the beams, a triangular distribution of stress is obtained. The pressure

is increased to the point where the stresses are „hydrostatic", such that $\sigma_h = \sigma_v$. In the second case the pistons are set higher (as Figure 1) such that a trapezoidal distribution of stress is obtained.Piston pressure is considerably higher, such that a „tectonic" distribution is simulated. A theoretical surface intercept of approximatly 8 MPa (full scale) is obtained in this case. At the full simulated depth of 250 metres stress is approximatly 22 MPa.

The above *hydrostatic* and *tectonic* stress distributions are designed to correspond to two of the three typically observed stress distributions described by Herget (1973).

In the present study most of the model excavations are at depths equivalent to about 25 - 100 metres. Thus in the case of *hydrostatic* loading ($\sigma_h = \sigma_v$) both horizontal and vertical stresses would be equivalent to full scale stresses in the range 0.5 - 2.5 MPa. In the case of the *tectonic* loading ($\sigma_h > \sigma_v$) the horizontal stresses would be equivalent to about 10 - 14 MPa for the above range of depths below surface. Thereis thus a very marked stress anisotropy in the latter case. The ratio of σ_h/σ_v ranges from about 20:1 at 25 m depth to 6:1 at 100 m depth. These suprisingly high values of stress anisotropy are quite consistent with trends found by Brown and Hoek (1978) in one of the most recent surveys of worldwide stress measurments. The ratio of $\sigma_h/\sigma_v = k$ is shown to generally lie between the following limits:

$$100/Z + 0.3 \leqslant k \leqslant 1500/Z + 0.5$$

At depth Z = 25 metres, k can apparently range from 4 to 60, and when the depth is 100 metres, k may range from 1.3 to 15. The chosen level of „tectonic" loading is therefore only moderately high.

The above anisotropy causes high shearing stresses to be generated on joints not orientated parallel to the vertical and horizontal principal stress directions. This sometimes causes deformation magnitudes and directions to vary widely between differently jointed models.

3.3 Excavation

After the final cycle of loading the loading beams are locked in position before excavation begins. Excavation proceeds in stages. Model blocks (mostly 6 mm joint spacing, 1.8 m at prototype scale) can be cut through and removed using a sharpened steel tube connected to a vacuum cleaner. Where the jointing pattern permits the perimeters of the various sized openings follow the block boundaries.

This feature can be seen in Figure 9. The actual dimensions of the various model openings can be seen from a 30 mm square grid etched onto the glass wall which supports each model. The prototype size is 300 times this value. Thus the first excavation represents a span of about 22 m, which is subsequently increased to approximatly 50 m. Most of these single cavern models were excavated at a simulated depth of 25 m.

3.4 Deformation measurement

A large reproduction camera is used to record the stage by stage deformations in the models. The negative size is approximately 150 by 200 mm. The 30 mm square grid etched onto the glass wall supporting the model acts as the static reference datum. Deformations are analyzed using photogrammetry, and the deformation vectors are plotted by computer.

Only prototype deformations in excess of 5 mm could be consistently recorded using this optical method. The large size of the simulated rock caverns and the choice of jointing and stress levels generally resulted in full scale deformations of the order of 50 - 100 mm,

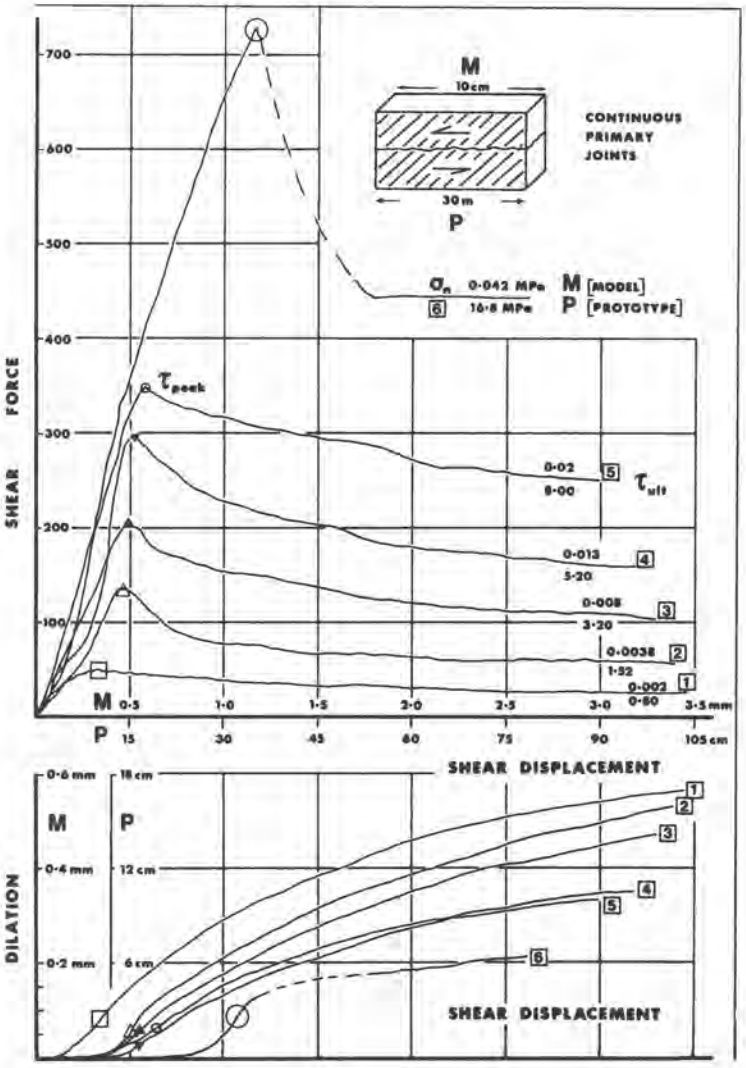


Fig.20.4 Shear force-displacement behaviour of the primary joints. The lower graph shows the dilation accompanying shear.

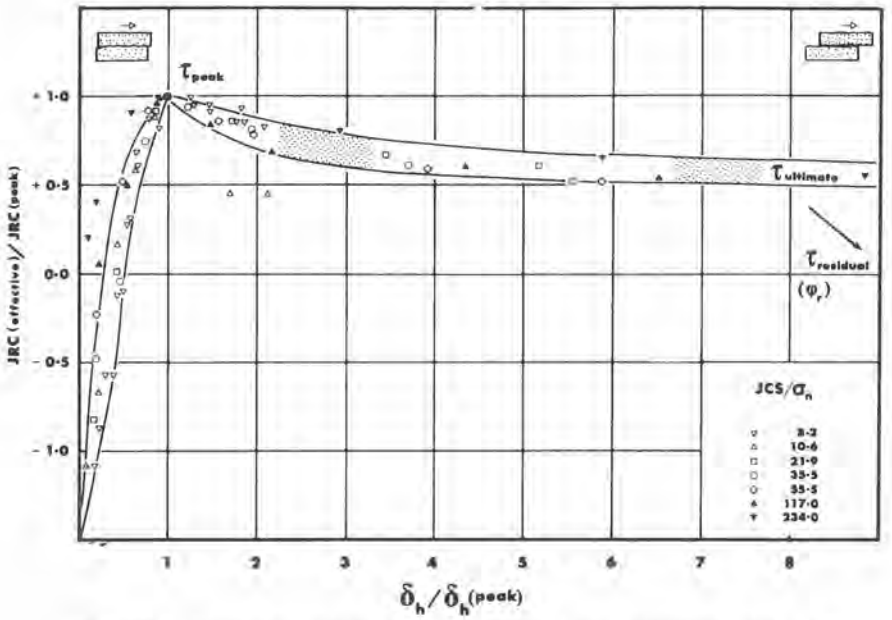


Fig. 20.5 Shear strength-displacement behaviour in dimensionless form.

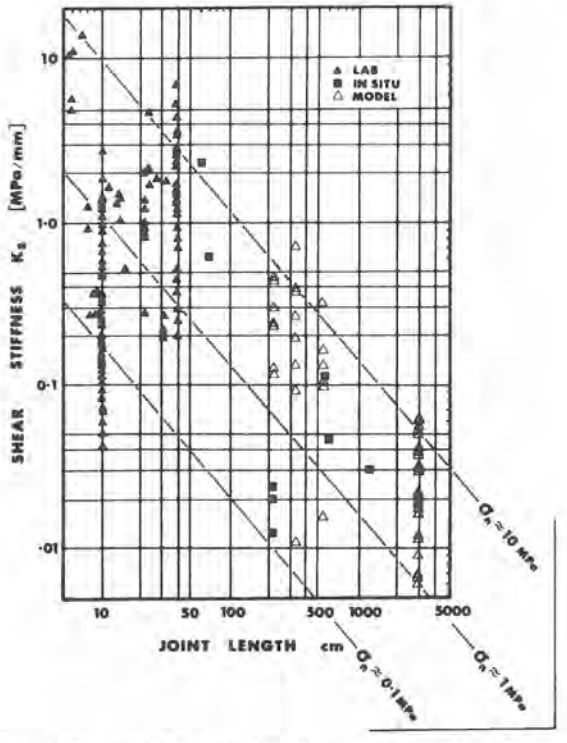


Fig. 20.6. Shear stiffness of rock joints shows stress and scale dependency. After Barton (1972) with additional data.

sometimes even larger, so the 5 mm „cut-off" was of little consequence to the analysis of behaviour.

Figures 10, 11, and 12 show examples of deformations measured on single cavern models. Four different joint patterns are represented, and stress levels are either „hydrostatic" ($\sigma_h = \sigma_v$, left hand figures) or „tectonic" ($\sigma_h > \sigma_v$, right hand figures.). Before discussing the range of behaviour exhibited, the results of the parallel series of linear elastic F.E. analyses will be presented, as a basis for comparison.

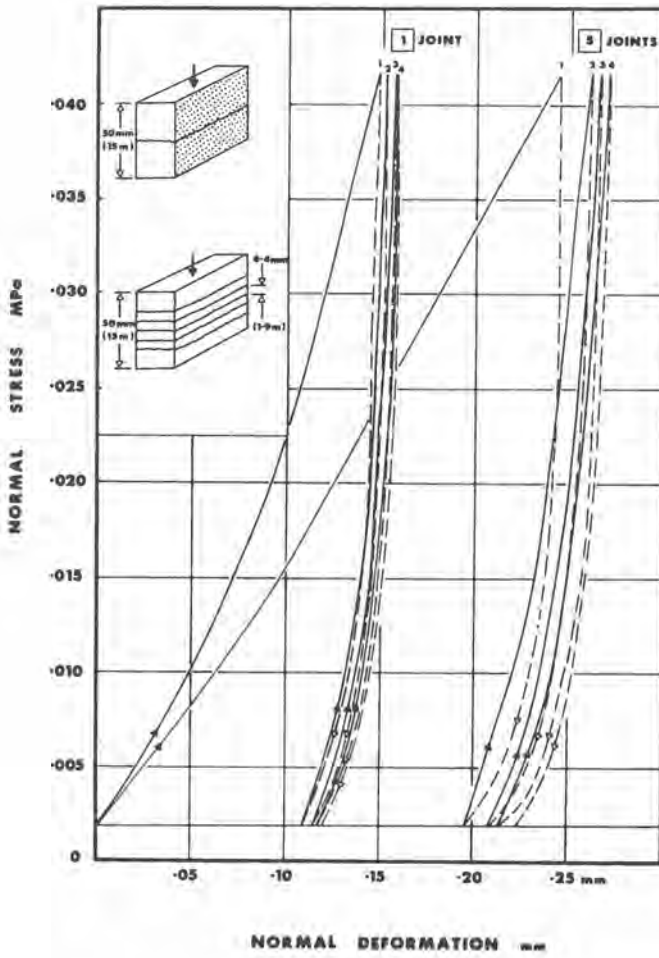


Fig. 20.7 Normal loading tests illustrating the non-linear non-elastic behaviour of model joints.

4. Linear elastic finite element models.

Analytical results were obtained using a computer programme for two-dimensional, plane stress analysis, using the finite element method of solution. The computational model consisted of 984 node points and 936 triangular and quadrilateral elements. The programmes were run in five consecutive stages. In the first analysis, the loading problem with no excavations was treated. Three levels of horizontal stress were modelled: $\sigma_h = 1/3\ \sigma_v$, „hydrostatic", or „tectonic" as described earlier. Vertical stresses were generated using the prototype density and gravity.

After generating the required pre-excavation stress distributions, the boundaries were made rigid. Four consecutive excavation stages were then superimposed on the first solutions. These had the same dimensions as those used in the *physical prototype*. Only deformations due to the excavation process itself were retained in the latter analyses. This was

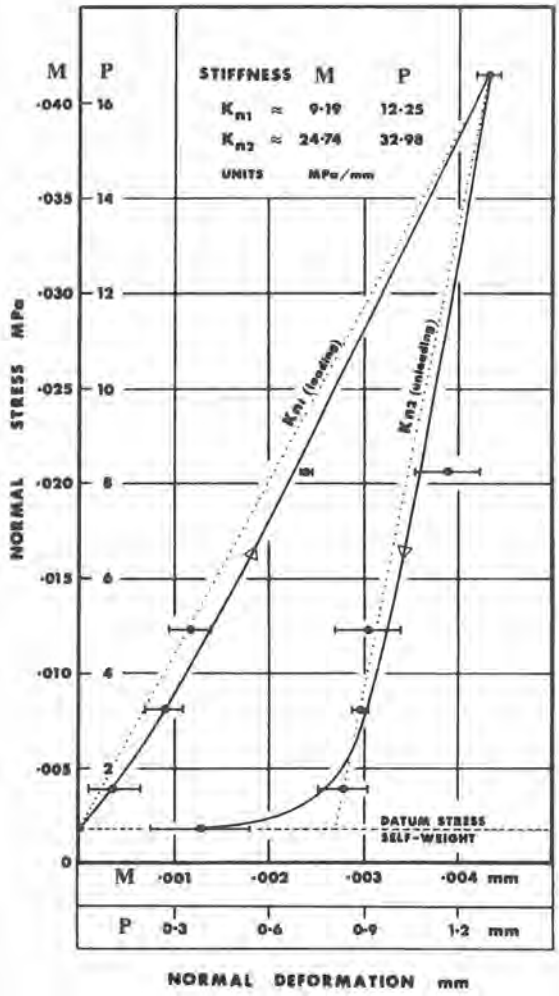


Fig.20.8 Normal stiffness of model primary joints. Model (M) and prototype (P) values are given.

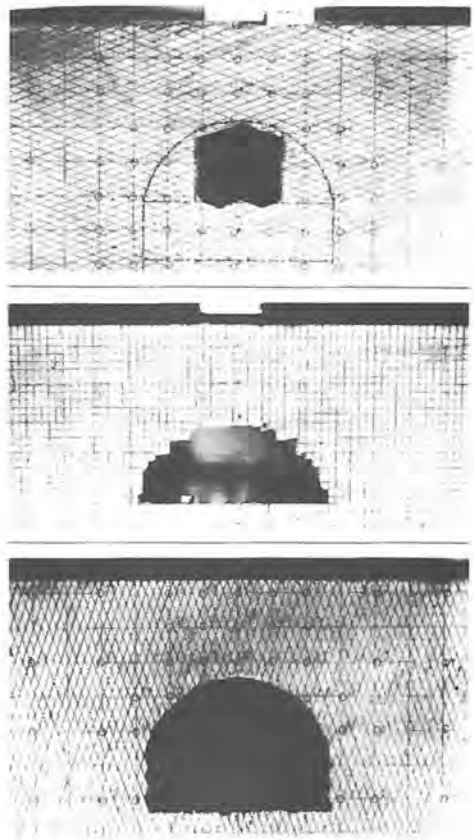


Fig.20.9 Photographs showing the three joint patterns, and the excavation sequence for single openings excavated close to the surface.

analogous to the procedure used in recording deformations in the physical model. The boundaries were equally distant in the numerical model and physical model.
Rock mass parameters assumed in the analysis were as follows:

$E = 14{,}000$ MPa
$\rho = 25$ kN/m^3
$\nu = 0.1$

Figures 13 and 14 show the computed deformation vectors for single cavern models under various horizontal stress levels, and at simulated depths below surface of either 25 m or 50 m.

5. SINGLE OPENINGS

5.1 Discussion of linear elastic behaviour

Figure 13 indicates the deformation behaviour to be expected from idealized linear-

elastic rock masses, using the assumed E modulus of 14,000 MPa, which is fairly low. Since deformation magnitudes are directly proportional to the value assumed, the computed vectors can be scaled in the ratio 14000/E(actual), if other deformation moduli are of interest.

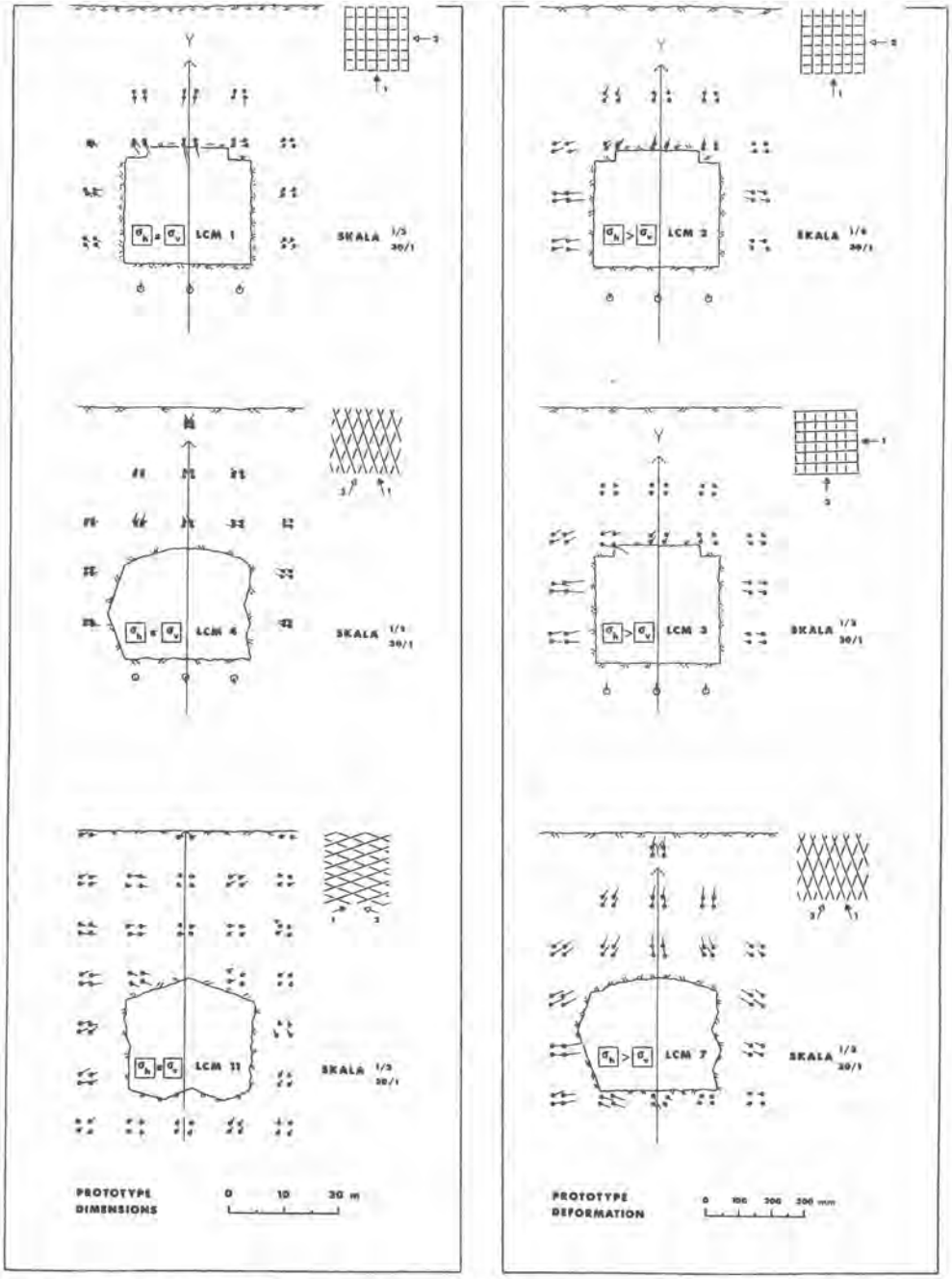


Fig. 20 10 Deformation vectors for models of 22 m span openings. Hydrostatic stress (L.H.S.), tectonic stress (R.H.S.). Four types of jointing are indicated.

The contrasting effect of different levels of horizontal stress clearly illustrates arch and abutment reaction. Under the lowest stress ($\sigma_h = 1/3\sigma_v$), deformation in the walls and springline is directed away from the cavern. This behaviour is reversed under hydrostatic

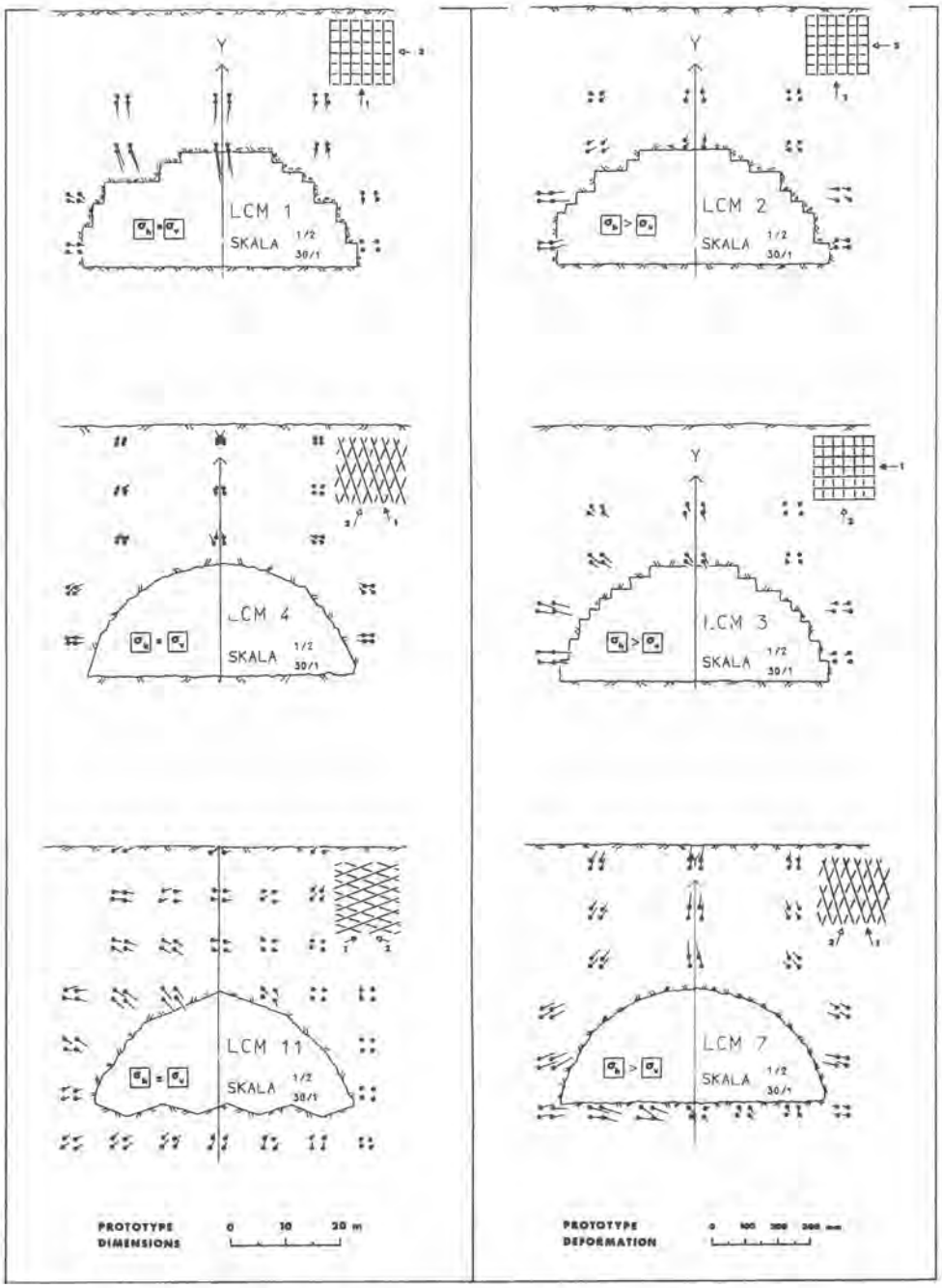


Fig. 20. 11 Deformation vectors for models of 50 m span openings. (Arch radius approx. 25 m, height approx. 20 m).

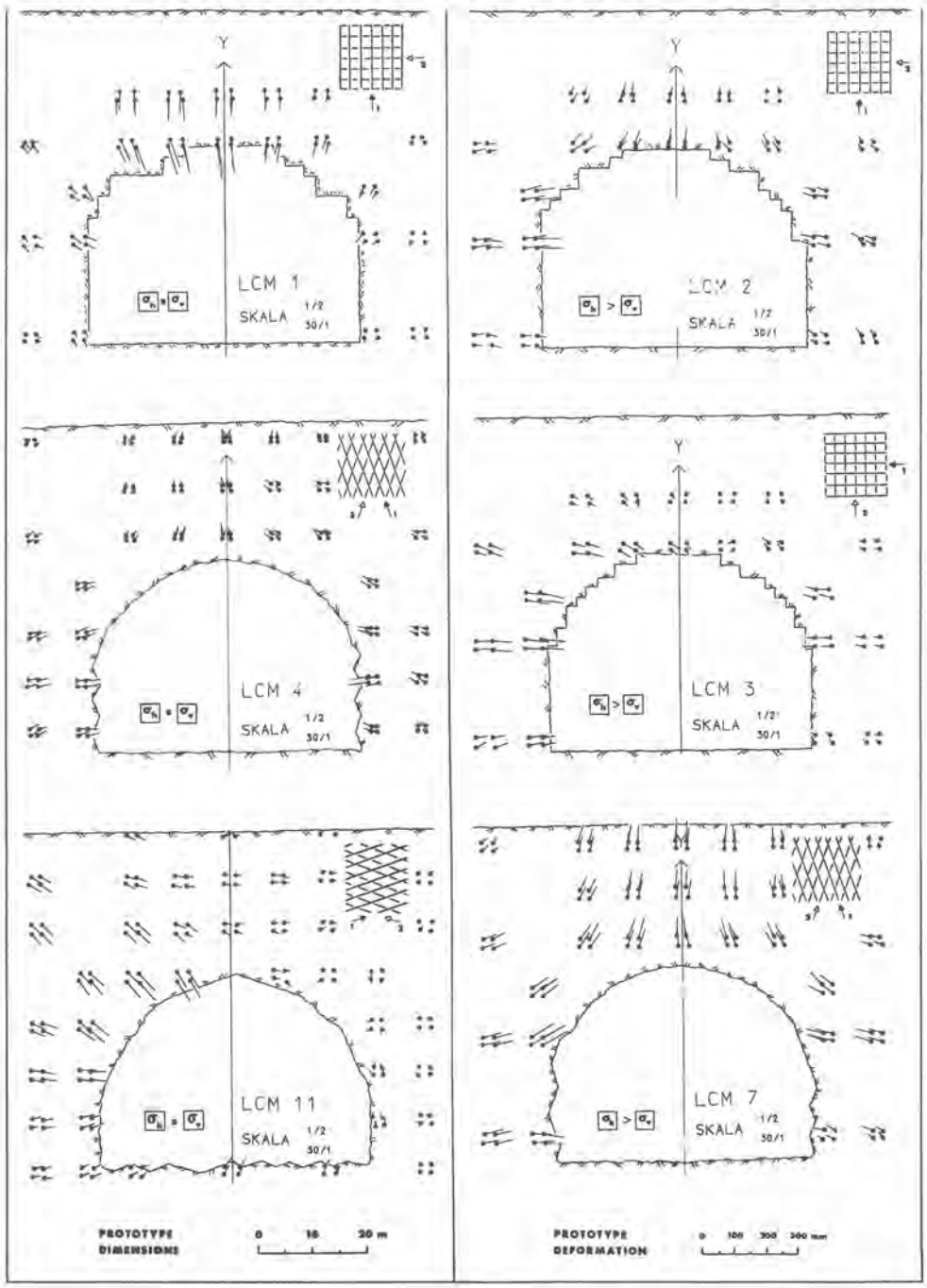


Fig. 20.12 Deformation vectors for models of 50 m span openings, with height increased to 35 metres.

stress ($\sigma_h = \sigma_v$), and exaggerated under tectonic stress ($\sigma_h > \sigma_v$). Note also the reversal of movement in the crown as horizontal stress increases from the lowest to the highest values. It is interesting to note that the final stage of excavation raises the crown back to the „zero deformation" position in the case of hydrostatic loading.

Table 2 summarizes the maximum elastic arch and wall deformations for the three stages of excavation shown in Figure 13.

Figure 14 illustrates the effect of locating the openings at 50 m depth instead of 25 m depth. Only the hydrostatic case is presented. In this case, due to the greater overburden the arch moves downwards somewhat more, though there is the same tendency for reversal when

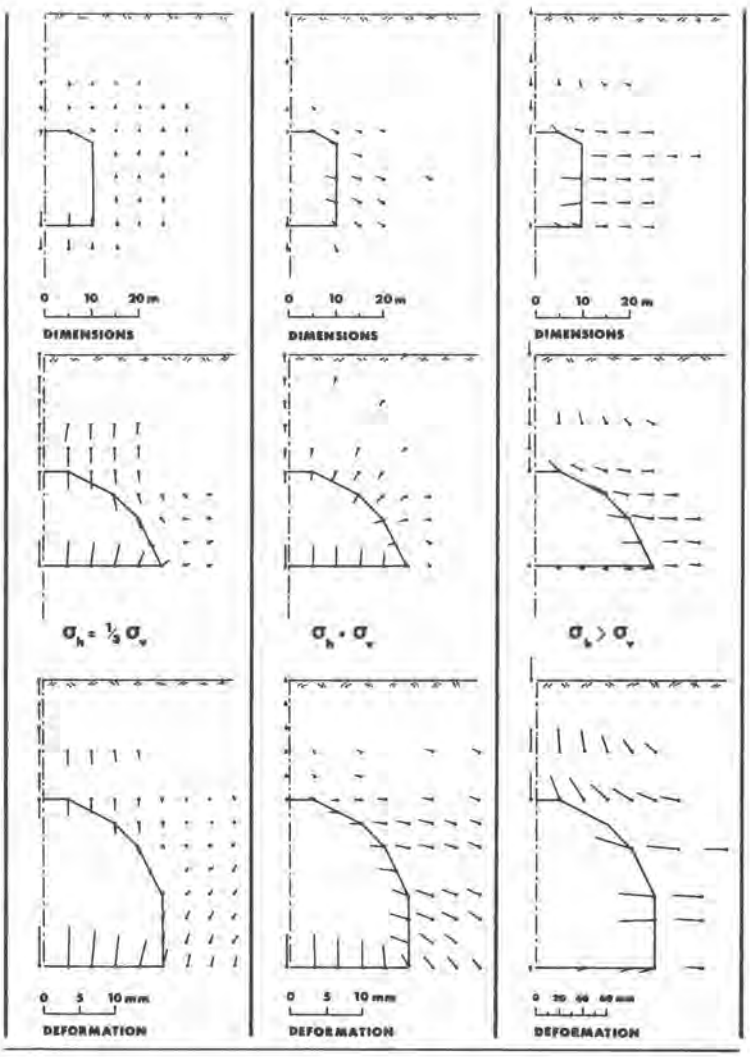


Fig. 20.13 Deformation vectors computed with linear elastic material properties, using the finite element method. (Openings at 25 m depth).

the height of the opening is increased. Other elastic analyses not presented here, indicate that even with the increased depth of 50 metres, high horizontal stress ($\sigma_h > \sigma_v$) causes the arch to rise for all of the three stages of excavation shown in Figure 14. The maximum rise occurs on completion of stage 3 and is equal to 15 mm.

Table 2. Approximate deformation magnitudes (in millimetres) for the arch and wall. Figure 13, elastic behaviour.

EXCAVATION STAGE		HORIZONTAL STRESS		
		$\sigma_h = 1/3\sigma_v$	$\sigma_h = \sigma_v$	$\sigma_h > \sigma_v$
1	arch	0.6 (down)	(zero)	6.6 (up)
	wall	(zero)	1.7 (in)	18 (in)
2	arch	2.7 (down)	1.5 (down)	10.8 (up)
	wall	1.0 (out)	1.0 (in)	18 (in)
3	arch	2.6 (down)	(zero)	21 (up)
	wall	0.7 (out)	2.7 (in)	30 (in)

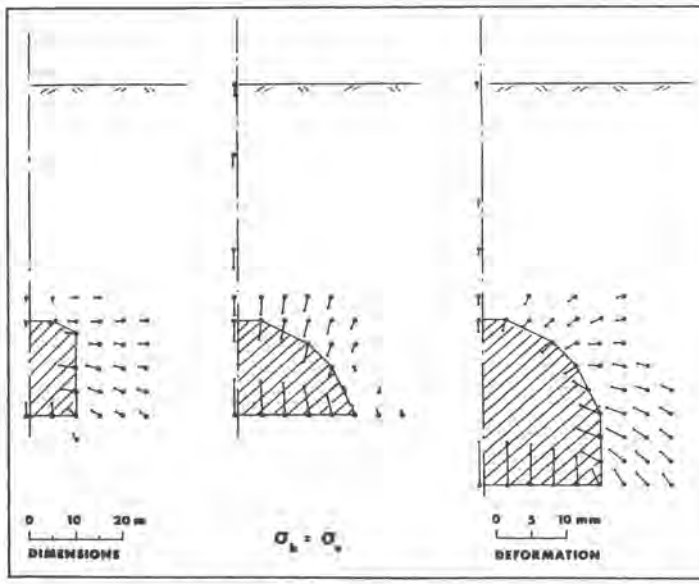


Fig. 20.14 Deformation vectors computed with linear elastic material properties, using the finite element method. (Openings at 50 m depth, hydrostatic stress only).

5.2 Dicussion of physical model behaviour

Two-dimensional plane stress models give an inherently concervative indication of stability, deformations tend to be larger than experienced in the case of „fully-confined" three-dimensional models. When jointing is modelled in two-dimensions, this conservatism is increased, since joints striking parallel to the long axis of excavations are known to result in large deformations (Cording, Hendron and Deere, 1972). However, the present plane stress numerical and physical models should both give the same deformation magnitudes, if it were possible to represent the effect of jointing by a single deformation modulus.

A careful study of Figure 10, 11 and 12 suggests that certain phases of excavation with

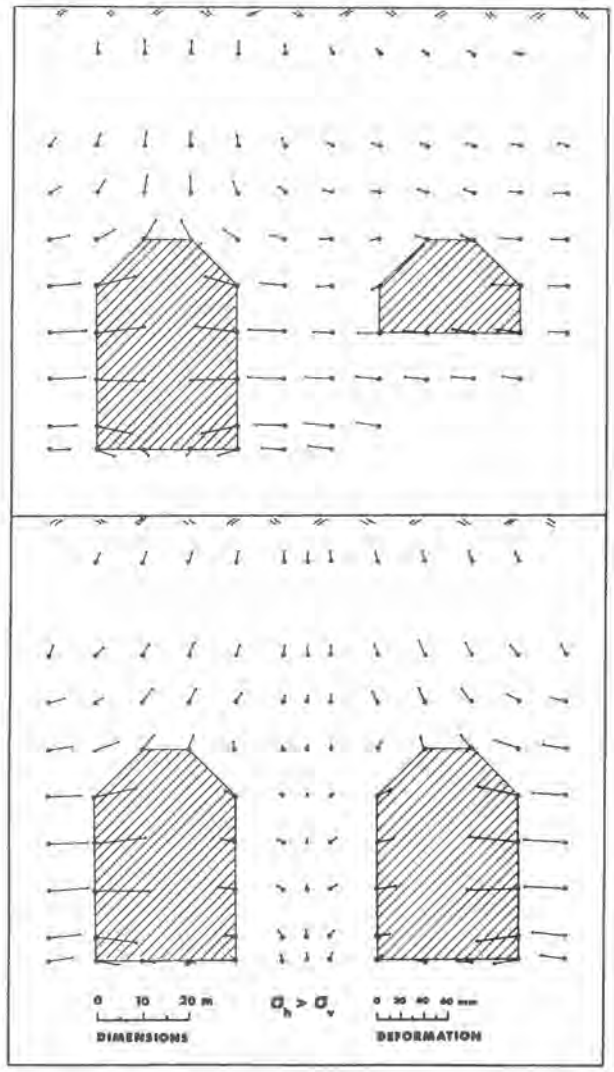


Fig. 20.15 Deformation vectors computed with linear elastic material properties, using the finite element method. (Parallel openings under tectonic stress).

particular joint patterns, do result in deformations fairly closely comparable with the isotropic elastic model. A case in point is the orthogonal jointed model LCM 2 ($\sigma_h > \sigma_v$). Note that if the primary and secondary jointing directions are exchanged (LCM 3) stability is reduced, presumably due to the greater possibility of horizontal joints opening in tension.

The third high stress model (LCM 7) appears to behave in an elastic manner. However, due to the anisotropic jointing, the deformation modulus should also be anisotropic. The physical model shows exaggerated deformations, and behaves as if the deformation modulus were 2 to 4 times lower. In addition, when depth of excavation is extended beyond the stage shown in Figure 12, shear deformation and tensile opening of joints results in increasingly non-elastic deformations in the walls.

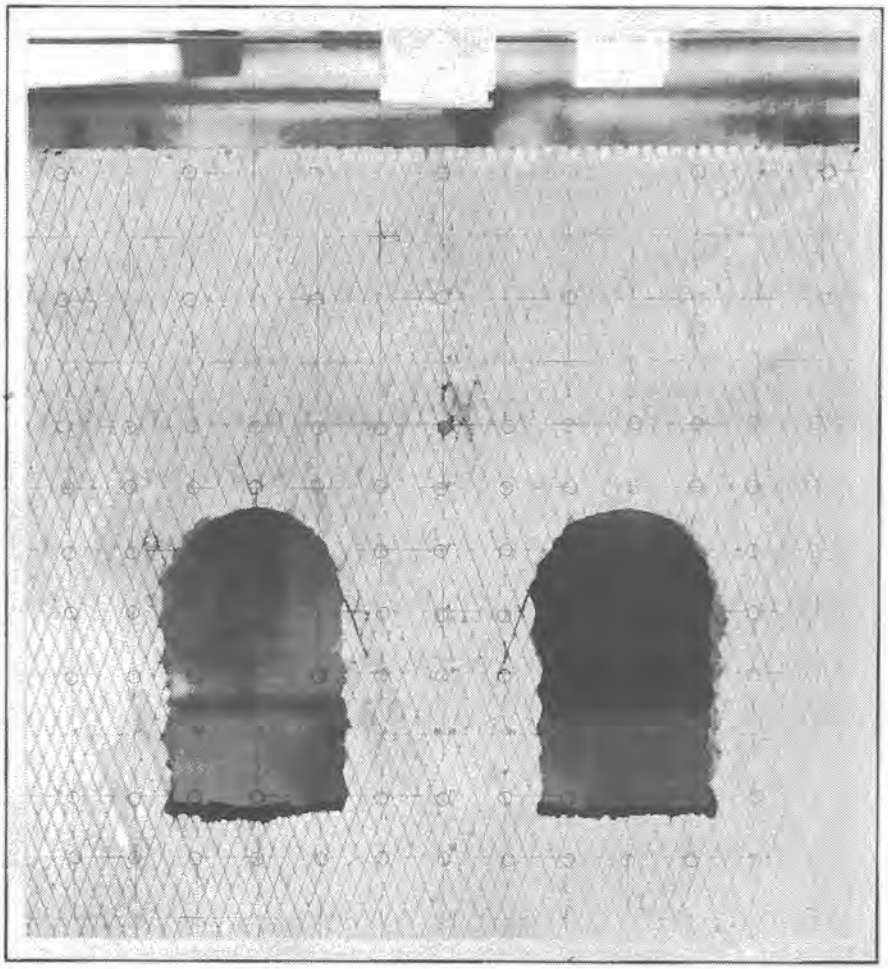


Fig. 20.16 Parallel openings with steeply dipping conjugate jointing. The simulated spans are 27 metres wide, and the horizontal stresses are high i.e. „tectonic". Note the tension cracks in the pillar.

The three „hydrostatic" models (left hand examples, Figures 10, 11 and 12) indicate some resemblance to elastic behaviour for certain stages of excavation. However, a careful comparison of deformation magnitudes indicates that the physical models deform anything from 1 to 2 orders of magnitude more than the elastic models, and the sense (direction) of deformation is not always consistent. This is due in part to poor arch action (beam deflection) under the influence of the lower horizontal stress (e.g. LCM 1 and left arch of LCM 11). In addition, the lower normal stress across the joints results in lower normal stiffness and much lower shear stiffness. (See earlier discussion of stiffness effects, section 2.5). The jointed models are therefore more deformable in certain directions than suggested by the 14000 MPa psuedo-elastic modulus.

None of the physical models were reinforced (bolted) in anyway. It is clear that a comprehensive pattern of long bolts or anchors might tend to reduce the degree of anisotropic behaviour in the „hydrostatic" models. It would probably be most effective in reducing the amount of tensile opening in the arch (LCM 1) and would thereby improve beam action. However, bolt or anchor capacity would need to be very high.

Careful comparison of Figures 10 and 11 indicates that increasing the span from a simulated 20 m to 50 m had no deleterious effect on stability or deformation magnitudes, except in the case of models LCM 1 and LCM 11. Both these were under hydrostatic stress. A tendency for settlement of the arch when increasing the span from 20 to 50 m was also indicated by the elastic model under hydrostatic stress (see Figure 13).

This tends to suggest, that, unless rock mass quality is low and/or the horizontal stress is low, it should not be necessary to scale up bolt lengths or capacity in direct proportion to span width when considering reinforcement or support of these large spans in practice. A pattern of medium length and medium capacity bolting may therefore be the correct approach in „helping the rock to help itself" . A very large span cannot (and need not) be forced to behave elastically by increases in bolt lengths and capacities.

5.3 Deeper-seated openings

The elastic models of openings located at 50 m depth were referred to in Section 5.1. It was indicated that high horizontal stresses overcome the tendency for increased arch subsidence, and that all stages of excavation show a rise.

Case records and numerical models of deeper seated openings also show the same tendencies. However, if depth is greater and/or the horizontal stress is lower in relation to our „tectonic" models, there is generally an initial downward movement when the top heading is excavated, to be followed by a reversal and upward movement as benching downwards proceeds (e.g. Mantovani et al. 1970, Benson et al. 1972, Dolcetta 1972).

In addition to these commonly observed features, it is often found that the blast damaged zone of the immediate roof behaves as a separate arch (unless heavily reinforced) and moves downwards in response to invert removal, presumeably due to the effect of blast vibration. The overlying and more homogeneous parts of the roof rise. (Hiltscher and Ingevald 1971, Dolcetta 1972).

The lower modulus blast damaged zone of the immediated arch in fact sheds load to the higher modulus rock some metres into the rock mass. This stress redistribution effect is also shown by elastic finite element studies that incorporate a lower modulus zone around the excavation.

A large cavern model (LCM 12) located at a simulated depth of 50 m, and with the same geometry and hydrostatic stress as illustrated in Figure 14, clearly showed these reversal and

double arch effects. The joint pattern was conjugate-shallow dip, identical to that illustrated in Figure 10 (LCM 11).

It is interesting to note that the first two stages of excavation with the opening 50 m deep showed slightly *smaller* deformations than the model 25 m deep (Figures 10 and 11, LCM 11). This is presumeably due to the significantly higher joint stiffness outweighing the usual effect of higher stress. However, the third stage of excavation saw a reversal of deformation, nearly all vectors were directed upwards in response to invert removal. Thus far behaviour is simular to that reviewed above.

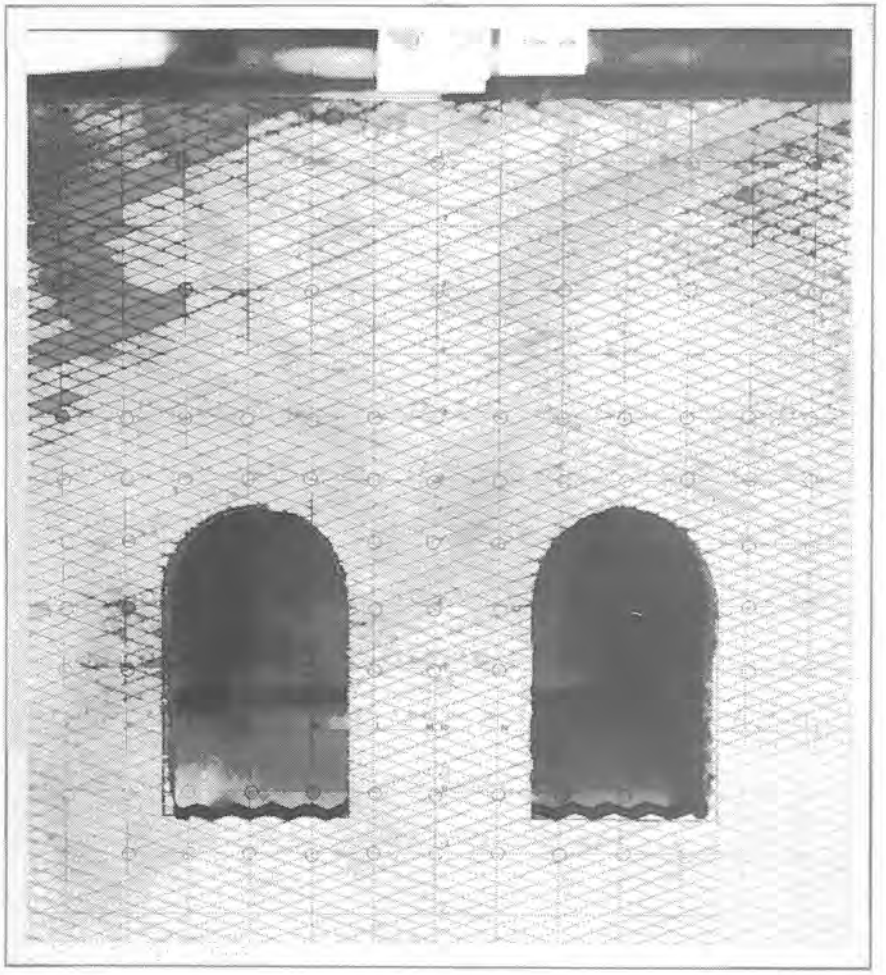


Fig.20.17. Parallel openings with shallow dipping conjugate jointing. The simulated spans are 27 metres wide, and the horizontal stresses are the same as in Figure 16.

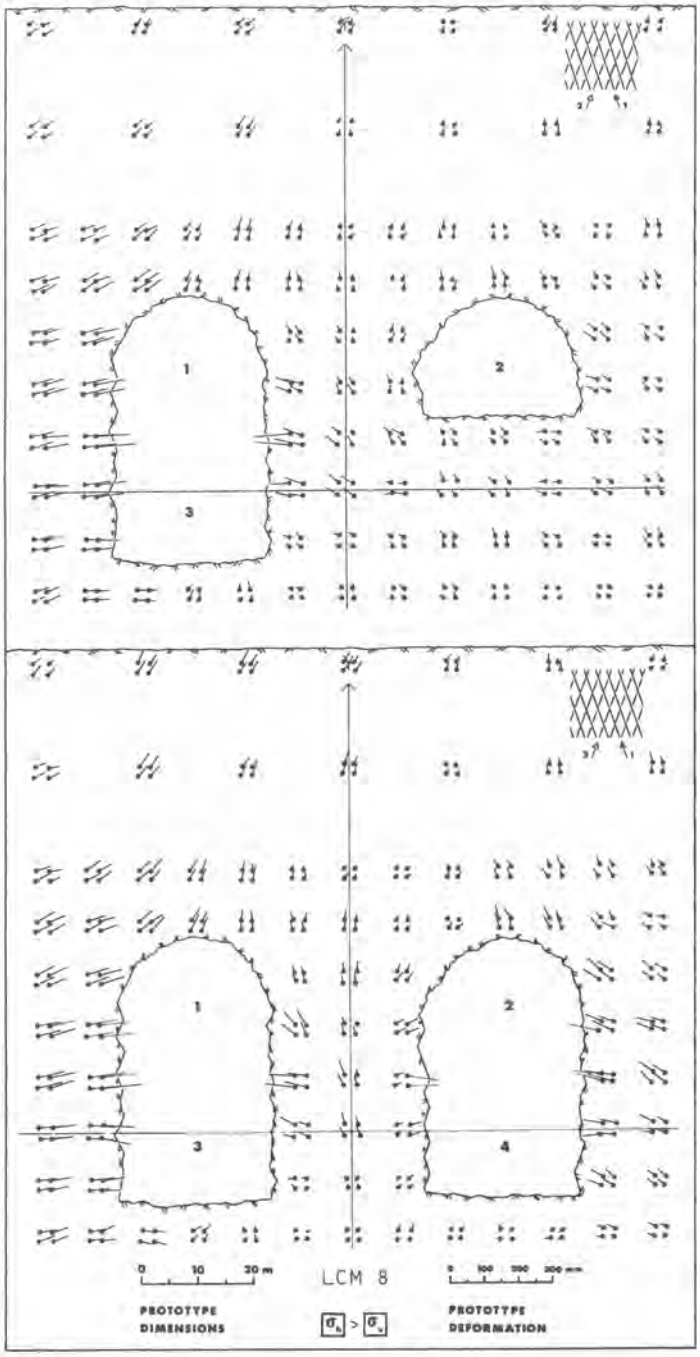


Fig. 20.18 Deformation vectors for final stages of excavation. Parallel openings with steeply dipping conjugate jointing.

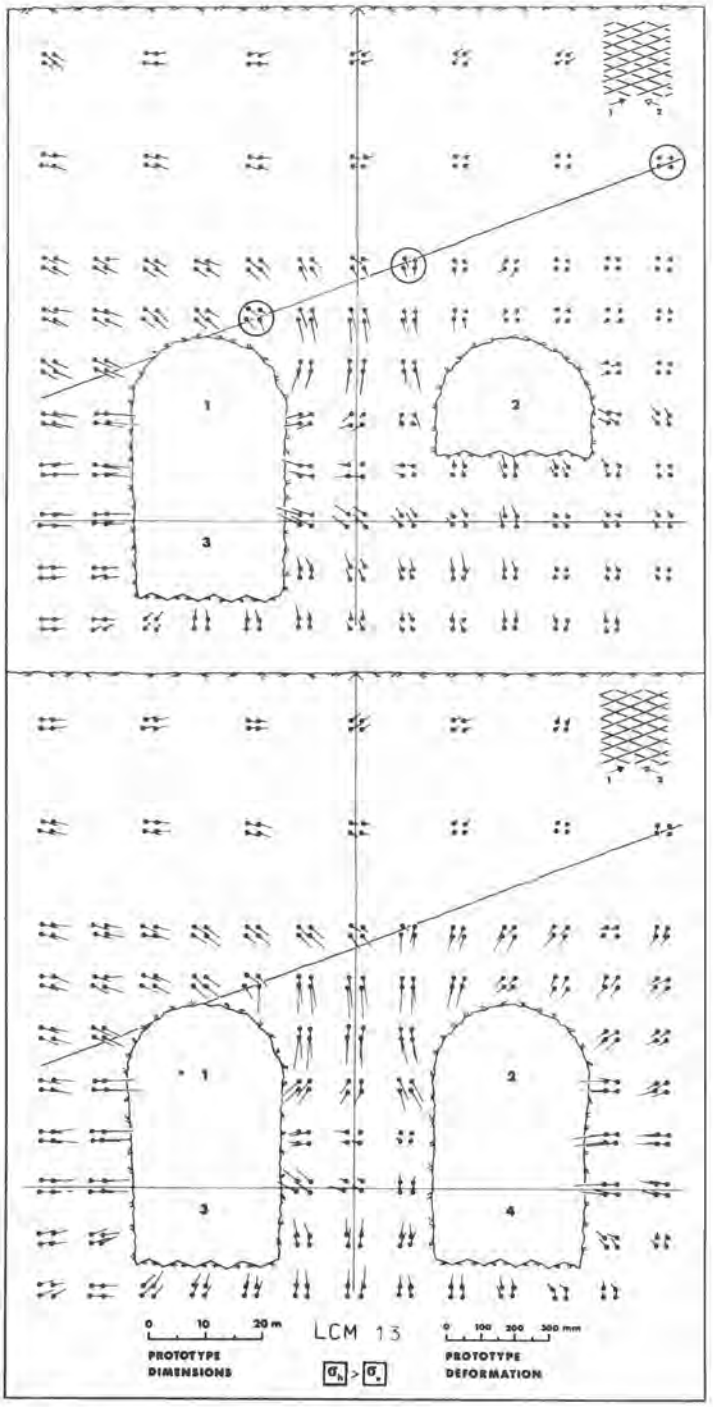


Fig. 20.19 Deformation vectors for final stages of excavation. The diagonal line shows one of the gently dipping joints that was sheared due to increases in shear stress caused by excavation. Note the increase in shear beween stages 3 and 4.

However, the finale stage of excavation, with the simulated height of opening increased from 35 to 50 metres, saw a second reversal, nearly all vectors were now directed downwards. The upward swing of deformations between stages 2 and 3, and the downward swing between stages 3 and 4 amounted in each case to net deformations of the order of 40 to 80 mm at prototype scale. Yet stability was in no visible way reduced.

It is apparent that the correct approach in reinforcing the rock mass round these very large span arches will be to ensure integrity of the immediate arch i. e. to a depth of 5 to 10 metres. The fact that the net deformation of the whole rock mass may be upwards or downwards is of less importance than ensuring that deformation *gradients* are controlled close to the openings.

The provision of long, high capacity anchors is considered impractical and unnecessary in the type of high quality rock masses likely to be considered for such large spans.

6. PARALLEL OPENINGS

The effect of excavating openings in parallel such that the second opening influences the pre-existing opening has often been the subject of elastic analysis and measurement. (See for example Barla and Ottoviani 1974, and Deere et al. , 1969.) Practical cases involving large span caverns include the two or three openings of hydro power plants (machine hall, surge chamber, transformer hall) and multiple storage caverns, typically for oil. More recently the question of siting nuclear power plants underground is receiving attention (Lunde 1975, NGI Contract Report 1976, Lagergren 1978). In such cases spans of the order of 45 m to 60 m are being considered. These will be sited in relatively close proximity.

Linear elastic analyses can apparently be used with some success if a suitable full scale rock mass deformation modulus can be ascertained, and provided joint spacings are not too small compared with span widths (Judd and Perloff, 1972).

However, the excavation of parallel openings introduces an elastic reversal effect in idealized linear elastic models, which may not be present in real jointed rock masses (or physical models) due to the non-linear non-elastic behaviour of joints. There is a hysteretic effect in unloading rock joints which results in a higher stiffness on unloading than loading.

6.1 Discussion of linear elastic behaviour

Figure 15 illustrates the deformation vectors obtained for parallel openings, using our linear elastic model, assuming the same parameter values and high stress level as presented earlier. Since the „material" is linear elastic, the order of excavation does not in this case effect the results.

The stage with the half completed right hand opening shows all deformation vectors directed towards the completed opening, or towards the surface. The maximum wall deformation is 40 mm, and deformations are nearly symmetrical round the completed opening.

When both openings are completed the deformations become synmmetrical about the centre of the pillar. Note how the wall deformations on either side of the pillar have reversed and/or reduced. Maximum wall deformations are now 42 mm, compared to 8 mm in the walls of the pillar. A net reversal of deformations of up to 35 mm has occurred in some locations. There is a general rise at the surface of some 4 mm.

6.2 Discussion of physical model behaviour

Figures 16 and 17 illustrate two physical models of similar geometry to the above numer-

ical model. The horizontal stress was also the same, i.e. „tectonic", $\sigma_h > \sigma_v$. The location of the boundaries can be seen from Figure 1.

Figure 18 and 19 show the deformation vectors for these two physical models. The contrasting deformations show very clearly the important influence of joint orientations.

The most significant reason for different behaviour is that the steeply dipping joint pattern is effectively consolidated by the high horizontal stress. Joint stiffnesses are therefore high, and the ratio between K_n and K_s is not too different from the ratio E/G in the numerical model. Thus behaviour illustrated in Figure 18 is comparable with that of Figure 15, though there are important differences in detail.

However, the gently dipping joint pattern of Figures 17 and 19 is effectively put in a state of high shear stress by the same high horizontal stress. Joint stiffnesses are low due to the poor consolidation effect. The ratio between K_n and K_s is therefore large, and consequently behaviour is largely non-elastic.

Perhaps the most interesting contrast in behaviour is the condition of the completed pillars in each model. Figure 18 shows the lower part of the pillar in tension due to effective arching above the parallel openings. In contrast, the pillar in Figure 19 has been compressed and is taking much of the load as a result of poor arch action. (In this particular case there was also a small faulting event along one of the joints as a result of excavation).

Horizontal cracks in pillars under tension have been reported from Tyrtyri limestone mine in Finland. Removal of the pillars improved stability despite greatly increased spans. (Matikainen 1974, Lunde 1975). Maximum horizontal stresses were in the range 14 to 17 MPa, exactly comparable with the present models.

Comparable experiences are reported at Skorovas mine in Norway by Haugen and Myrvang (1975). Removal of unstressed ore pillars resulted in slight *upward* deformation (2 - 3 mm) of the new arch despite the large spans created (66 m). At both the above mines, single unsupported rooms with spans of up to 80 - 100 metres are already in existence or planned. Depths below surface range from about 40 to 100 m in both cases.

The walls of the model with gently dipping jointing were quite stable in contrast to the model with steeply dipping jointing. The latter developed quite symmetrical tension cracks near the tops of the pillars (Figure 16), due presumeably to accumulated shear displacements along steeply dipping joints exposed just above the base of the pillar. As will be seen shortly, the contrasting stability of the two models becomes immediately apparent when the models are dynamically loaded.

The hysteretic irreversible effect of jointing was referred to in the introduction to Section 6. This is apparent from a careful study of the horizontal deformations in the pillars of the two models, when the second opening is completed. Deformation in the *left hand side* of the pillars is hardly affected by additional excavation in the right hand opening. The elastic reversible effects illustrated in Figure 15 are not experienced in the jointed model.

An even clearer indication of the hysteretic effect was provided by two other models in which *four* parallel openings were excavated with very narrow pillars equal to half the span width. One of the models was reported earlier by Barton (1978).

In the case of both „hydrostatic" and „tectonic" stress, the pillars of each model indicated a permanent „set" . If parallel openings were excavated to the right of the first openings, all deformation vectors of all pillars were directed to the left, in other words *towards the last openings to be excavated.* There was no detectable elastic reversal like that shown in Figure 15.

Fig. 20.20 Progressive damage to pillar and wall of parallel openings during dynamic loading of a few seconds duration. Model LCM VIII has joint orientations that are favourable for arching but unfavourable for wall stability.

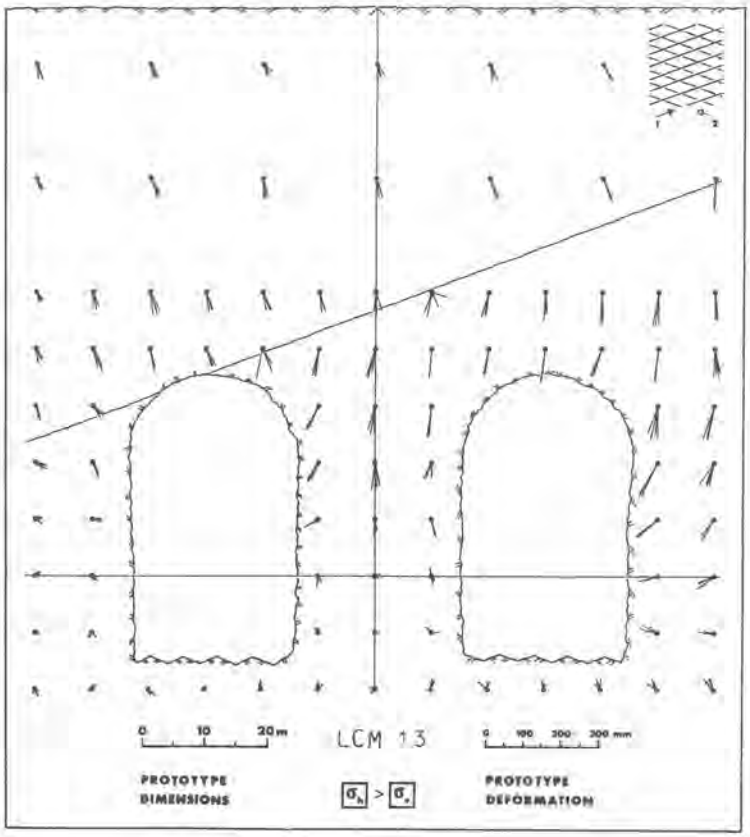


Fig. 20.21 Net deformation caused by dynamic loading of a few second duration. No block falls occur with these joint orientations. (Note that each group of four deformation vectors have been plotted from their mean location).

Conclusions

1) Both the elastic models and the jointed models have illustrated that underground openings excavated near the surface tend to exhibit arching deformations directed upwards towards the free surface. A necessary condition is that the horizontal stresses are at least equal to or greater than the vertical stress. The tendency increases when the depth below surface is of the same order or less than the span width.
Excavation of a row of parallel openings may also result in slight heave of the overlying rock, but increasing horizontal stress is required to keep the intervening pillars in tension. Jointing may prevent this elastic response if the joints are unfavourably orientated. Thus despite high horizontal stress, certain joint orientations may cause poor arching action with the result that settlements occur and pillars are heavily loaded.

2) In general the jointed models behaved in a more elastic manner when horizontal stresses were high than when hydrostatic. The degree of elastic behaviour increased

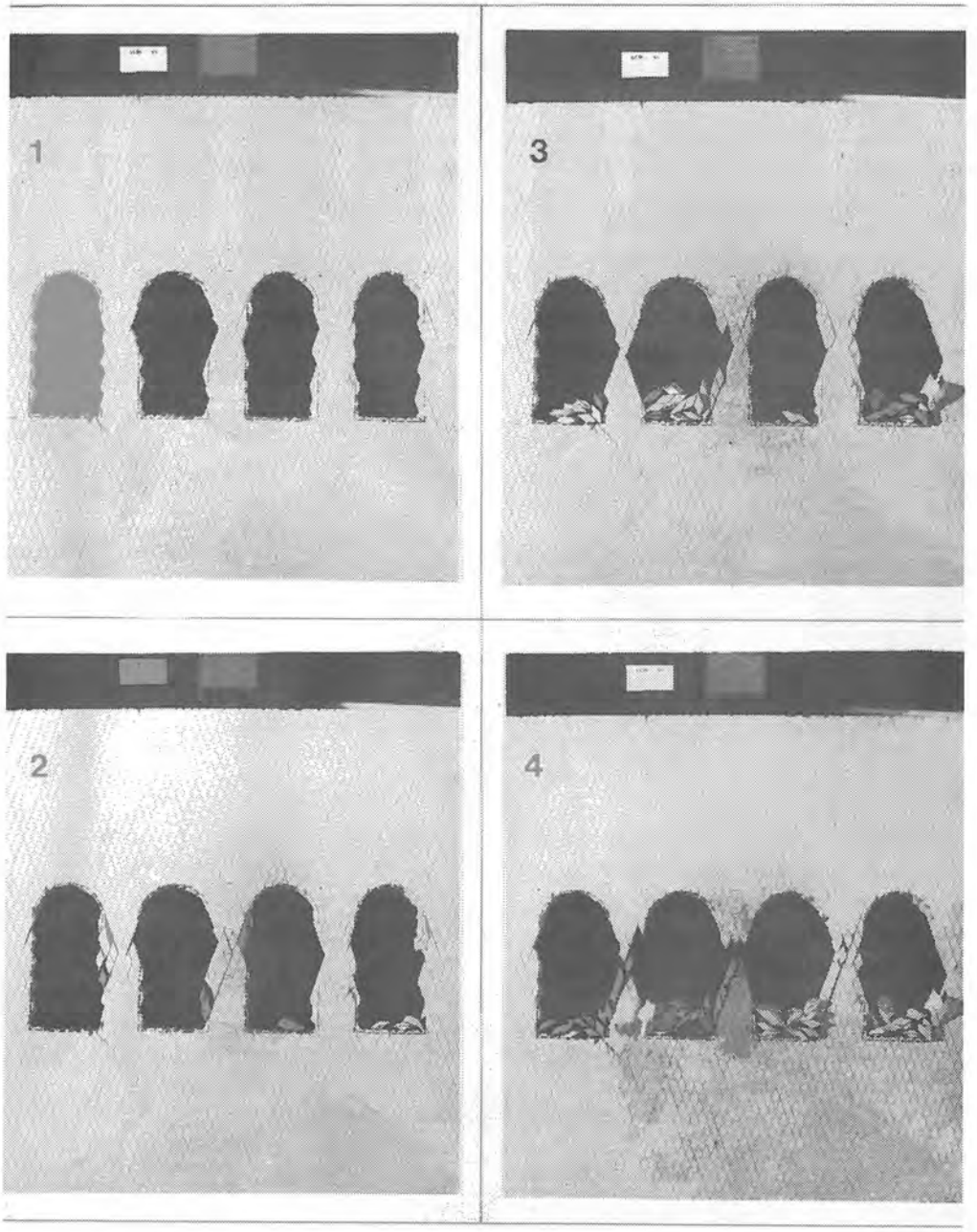


Fig. 20.22 Progressive collapse of under-dimensioned and unreinforced pillars, during dynamic loading of a few second duration. Model LCM VI is under the influence of high „tectonic" horizontal stress. The model spans represent 18 m at prototype scale.

if the high stress had the effect of closing joints rather than putting them in a state of shear. Thus, depending on joint orientations, one model might behave in an elastic manner in the arch, but inelastically in the walls (for example the steeply dipping conjugate jointing). The exact opposite would be true for the models with gently dipping conjugate jointing. Models with orthogonal(horizontal and vertical) jointing tended to exhibit elastic behaviour in the arch only when the higher strength (stepped) secondary jointing was horizontal. This prevented tensile opening in the arch. Behaviour tended to become inelastic in the walls as the hight of the walls was increased, due to tensile opening of the vertical set.

3) The impossibility of tensile opening in the elastic continuum explains some of the differences between discontinuum and continuum behaviour. The other major reason is the fixed ratio between the deformation modulus E and the shear modulus G (E/G= 2.2) in the elastic model, behaviour is isotropic. In the jointed model (and in real rock masses) the jointing may introduce a strongly anisotropic element in the behaviour due to the different joint stiffnesses in the normal (K_n) and shear (K_s) directions. Depending on normal stress levels the ratio K_n/K_s ranged from about 20 to 100 in these studies. Joint sets that are not orientated parallel or perpendicular to the major principle stresses therefore tend to cause anisotropic deformation in response to excavation.

4) Non-linear non-elastic hysteretic effects which result in different joint stiffnesses in loading and unloading, tend to increase the potential differences between continuum and discontinuum behaviour. Thus when openings are excavated in parallel causing pregressive unloading and redistribution of stress, the jointed models tend not to react as sensitively as an elastic continuum. There is a limited reversal of deformations, deformation patterns tend to be fixed by the *last* excavation, rather strongly influenced by the *next* excavation.

5) Careful study of the effects of increasing the span of single model openings from a simulated 20 m to 50 m indicates no deleterious effect on stability or deformation when horizontal stress is high. The same may be concluded about elastic behaviour (Figure 13). However, two of the jointed models under hydrostatic stress did show increased settlement of the arch when the span was increased. This is also consistent with elastic behaviour, though exaggerated. It appears that the lower the horizontal stress the greater will be the need to use longer and higher capacity bolting when excavating extremely large spans. In contrast, if horizontal stresses are high, increased support capacity for large spans may very well be superfluous (redundant). Consequently, correct siting with respect to horizontal stress may have a large influence on the economy of such excavations. However, the stability of excavations in very massive rock masses will be little affected by the level of horizontal stress assuming it is not extreme.

6) In these studies only semi-circular shaped arches were investigated. Flatter half eliptical arches would obviously change the stress distribution, and besides reducing excavated volume, would probably have the effect to reduceing uplift in the case of

high horizontal stress. In the case of hydrostatic stress, high arches would probably have reduced the settlements recorded. However, additional reinforcement of a semi-circular arch might be more economic than increasing the volume to accommodate a high arch.

7) Dynamic loading of the jointed models caused settlements around the openings (Figure 21), and some progressive collapse of walls and pillars in models with unfavourable steeply dipping jointing. (Figure 20 and 22). The amount of collapse clearl depended on the number of cycles or duration of shaking. It appears that the zone around the openings that is sensitive to dynamic loading is more or less the same zone that undergoes deformation during excavation under "static" conditions. In other words the zone in which significant increases of joint shear stress occur is also the zone most prone to progressive accumulation of shear displacement during cyclic loading. In these studies, settlements due dynamic loading were of similar magnitude to the total deformation causes by excavation.

Acknowledgements

The authors are grateful to Viak AB for handling all the photogrammetric analysis in this study, to Selnes for valuable discussions concerning earthquakes, and to NGI's instrumentation group for their expertise. The research described in this report has been sponsored by the Royal Norwegian Council for Scientific and Industrial Research (NTNF) and by the Swedish State Power Board (SV) as part of BeFo project 21. This support is gratefully acknowledged.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK / GEOTEKNIKK 1978

SPRØYTEBETONG PÅ SPRAKEFJELL

Bergingeniør A. M. Heltzen
Institutt for fjellsprengningsteknikk

SAMMENDRAG

Sprøytebetong har med fordel vært brukt til sikring mot sprakefjell både alene og i kombinasjon med bolter og også med armeringsnett. Sprøytebetong har vært effektiv sikring selv i fersk tilstand. Målinger i sprøytebetongsjikt viser at det opptrer bare ubetydelige spenninger i betongen, mens berget innenfor kan ha meget høye spenninger. Det synes som om oppsprekningen bak sprøytebetongen foregår uavhengig av betongsjiktet. Denne spenningsavlastningen fører til at de maksimale spenninger med tiden flytter seg innover i berget. Det er hittil ikke observert oppsprekking i sprøytebetongsjiktet.

Heftfasthetsundersøkelser viser relativt dårlig heft i tunnelhvelvet - p. g. a. sterk tendens til avskalling av innenforliggende fjell. Det er ennå ikke slutt på deformasjoner av tunnelprofilet.

Det synes som om retningen til største hovedspenning halverer vinkelen mellom de dominerende steilstående sprekkeretninger.

SUMMARY

Observations have shown that spalling of rock has been effectfully stopped by a thin to medium thick layer of shotcrete. This effect is found to start imidiately after the shotcrete is placed on the rock surface.

Stress measurements in the rock as well as in the shotcrete layer have been carried out in a tunnel in granitic rock with high residual stresses.The results show in a convincing manner high values in the granite and very low values in the shotcrete layer. As an example the main stress force in granite is found to be 740 kp/cm^2 in a distance of 25 cm from the contour. In the shotcrete there is only measured 7 kp/cm^2 at the same place.

It is observed that the discing effect of the rock isn't stopped by the shotcrete, but in no case fragments have penetrated the shotcrete sealing.

The effect of the shotcrete is obvious due to the ability of stabilization and improving the selfsupport of the rock by filling cracks and fissures with matereal together with a total sealing of the rock surface. No cracks are found in the shotcrete layer about 1 year after the sealing operation took place.

Sprøytebetong har vært benyttet som sikring mot sprakefjell ved tunneldrift både her til lands og i utlandet.

Første gangen vi hørte om denne fremgangsmåten og fikk anledning til å se den i praksis,

var under drivingen av Lieråsen jernbanetunnel. Her viste drammensgranitten seg fra sin verste side med dypforvitring, diabasganger med omvandlete kontakter og ikke minst - intens sprakefjell som var på sitt kraftigste inntil kryssende diabasganger. Bergtrykkmålinger i noen få punkter viste største hovedspenning lik 445 kg/cm^3 i avstand 2,0 - 2,5 m fra tunnelprofilet. Sikringsarbeidene i tunnelen var særlig interessante da en valgte ulike fremgangsmåter på de to stuffene. På Askersiden ble det etter rensk boltet med ekspansjonsbolter og etterpå sprøytet på betong. Det ble brukt armering hvor fjellet var dårlig eller hvor spraket var spesielt intenst. På Liersiden brukte en sprøytebetong på sprakefjellet med armering der fjellforholdene var dårlige. Bolter ble bare sporadisk brukt som sikring under fremdriften. Erfaringsmessig begynte ikke sprakingen før 1/2 - 2 timer etter salvesprengningen. En fikk derfor vanligvis rensket og lastet opp en god del av salven før spraket ble sjenerende.Betongsprøytingen ble satt i gang 3-6 timer etter sprengningen. Det ble brukt tørrsprøyting med Besab sprøyteutstyr. Sement-sandforhold i betong - 1: 3,5. Som aksellerator - HS 3 i en mengde av 2,5 - 3,0 %. En foreskrev 5 cm sprøytebetongtykkelse.

Under sprøytearbeidet ble det ikke konstatert gjennombrudd av sprakefjellflak. Derimot hendte det iblandt ved påfølgene salvesprengninger at det kom til gjennomlokking og nedfall hovedsaklig av mindre fragmenter.

Langs grensen av et forsøksfelt for fjellbolter som Institutt for fjellsprengningsteknikk hadde i tunnelen, fikk en et typisk sprakefjellgjennombrudd i sprøytebetongsjiktet. Det sto her 40 stk. 2,4 m lange bolter som var forspente til ca. 4 tonn. I overgangssonen mellom boltet og ikke boltet fjell ble det skapt en spenningsøkning som resulterte i nedfall. Dette er et fenomen en må være oppmerksom på når boltesikrer mot sprakefjell. Selv om boltene ikke strammes opp til å begynne med, vil deformasjoner i tunnelprofilet føre til at bolter etterhvert blir strammet opp, og en får spenningskonsentrasjoner omkring boltene som resultater i oppsprekning. Boltesikring i sprakefjell bør alltid kombineres med gjerdenetting. Store trekantplater som en så ofte ser brukt, kan ofte være mer skalkeskjul enn effektiv sikring mot nedfall.

På Askersiden hvor altså systematisk innsetting av forspente bolter førte til at spenningene langs hvelvets ytre del ble høye, opplevde en at det kom til kraftig oppsprekking av det boltete, armerte og sprøytebetongsikrete tunneltaket. På et sted kunne en over ca. 30 m observere en langsgående skrå sprekk midt i hvelvet hvor der stedvis hadde funnet sted en forskyvning på opp til 15 cm etter denne sprekken. Sprekkdannelser kunne en også se i tredjedelspunktene i hvelvet. Dette var skavanker som lett lot seg reparere. For den permanente sikringen på Liersiden fant en imidlertid at det sprøytede hvelvet måtte henges opp med bolter. Det ble konstatert at det bak hvelvet hadde funnet sted en markert oppbomming som en ikke våget å ha over et jernbanespor.

Lieråsen viste altså at sprøytebetong vel kunne brukes som en øyeblikkelig sikring under fremdriften, men at boltesikring måtte gjøres i tillegg for at forholdene skulle være trygge nok for jernbanetrafikk. De som gjorde jobben, unngikk å stå og bolte for hver nyskutt salve, som jo ikke er noen særlig trygg arbeidssituasjon.

Hvordan spenningen rundt hvelvet ble overført til sprøytebetonglaget, ble ikke undersøkt i Lieråsen. Det ble først undersøkt over 10 år senere i en 3,1 km lang 7 m^2 kloakktunnel som Ing. F. Selmer A/S driver fra Fjellsveien i Drammen.

Den første delen av denne tunnelen går i drammensgranitt. Senere har en passert en skarnsone og hornfelslag og er nu inne i urene kalksteiner. Ut fra geologisering over tunneltraseen hadde vi trukket grensen mellom granitt og kambrosilur mot dypet.

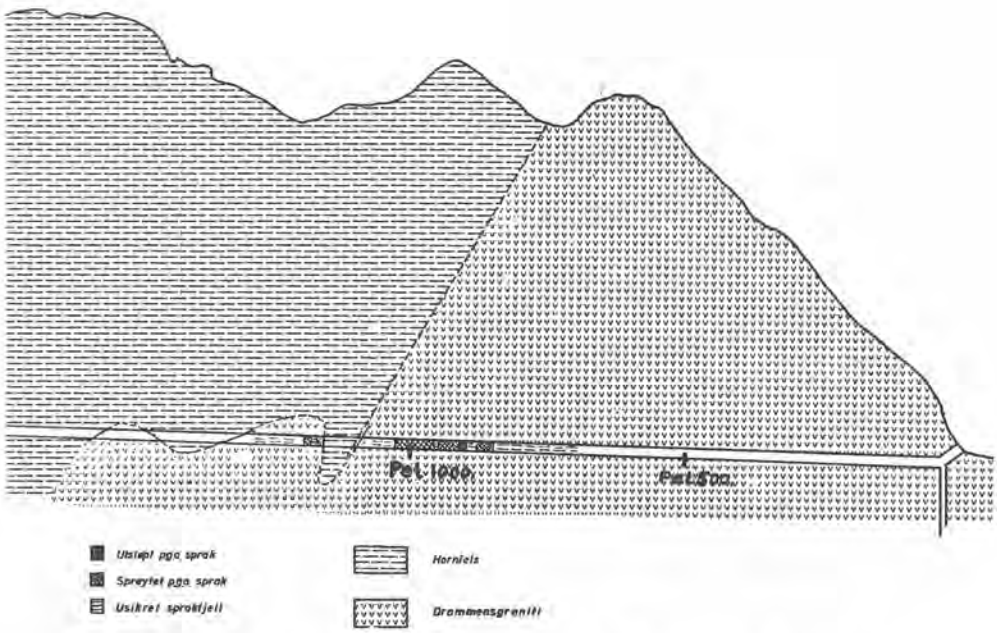


Fig. 21.1 Geologisk snitt fra tunnelen Fjellsveien - Konnerud, Drammen
Maksimal overdekning ca 160 m

Denne stemte forbløffende godt, men hva vi ikke kunne forutsi var at på tunnelens nivå var grensen mellom de to bergartstypene over en lang strekning temmelig horisontal og puklet, slik at en måtte gjennom granitt i flere omganger før en hadde kambrosiluren forgodt, fig. 21.1.

Sprak støtte en på første gang ved Pel 670, og det opptrådte lokalt frem til Pel 810. Fra dette pelnummer og frem til Pel 1030 var det kraftig sprak hele veien. Nær kontakten til skarsonen ble spraket borte, men det var derimot intens i den neste kontaktsonen ved Pel 1170 og frem til Pel 1210. I sedimentene er det ingen antydning til sprak. I sprakfjellsonene synes især horisontaloppsprekningen i granitten å være mindre enn ellers.

Sprakefjellet ble etterhvert så sjenerende at entreprenør- og byggherre fant full utstøping på stuff påkrevet. (Pel 900-910).

Utstøping ved stuff er en kostbar og tidkrevende arbeidsoperasjon. En valgte etter forslag fra oss å prøve sprøytebetongsikring ved stuff.

Det ble brukt Sem's sprøyteutstyr for våtsprøyting. Betongblandingen var: 400 kg sement, 20 l aksellerator B-kvikk og 0,7 l LP - alt pr. m^3. Slump 18 ga tilfredstillende god heft til fjell.

En var avhengig av skinnetransport. Ca. 1 km i fjellet lå kapasiteten på ca 9 m^3 betong pr. normalt skift. Betongen ble til å begynne med påført som ett lag til ønsket betongtykkelse 6 cm, senere sprøytet en betongen på sjiktvis. 3 - 4 cm ad gangen.

Oppboring av ny salve tok til umiddelbart etter at sprøyteutstyret var fjernet - d. v. s. ca 1 time etter avsluttet sprøyting. Ny salve ble skutt ca 3,5 timer senere. En forsøkte å

slå to salver mellom hver sprøyting, men dette var ikke alltid mulig der sprakingen var særlig intens.

Her som i Lieråsen opplevde en at spraket forsvant straks betongen var sprøytet på. Det er klart at en føler seg nokså usikker under et relativt tynt, helt ferskt betonglag, men det viste seg at det i denne tunnelen ikke kom noe nedfall fra hvelv eller vegger.

Ved ca Pel 1000 var sprakingen usedvanlig intens. En kunne faktisk høre at fjellet stod under konstant press. Det var en sammenhengende knitring avløst av enkelte skarpe smell. Fjellet skallet av under hele hvelvet. Rensk førte ikke frem. Den ga etterhvert et spisst profil med høy spenningskonsentrasjon i spissen. Det ble her valgt å bruke et 12 cm tykt sprøytebetongsjikt i hvelv og vederlag og 6 cm vegger og sprøyte i to omganger. Først sprøytet en hvelvet, og så langt ned på sidene som en kunne med røysa liggende på plass. Etter utlasting sprøytet en veggene helt ned.

Heller ikke her kom det noen form for nedfall etter at sprøytebetongen var påført.

Frem til idag er det ikke noen sted funnet noen avskalling eller synlige rissdannelser i sprøytebetongen som skyldes bergtrykket. Derimot har en et eksempel på at selv en forholdsvis smal omvandlingssone kan mobilisere så stort svelletrykk at det kan presse ut og gi sprekker i et bomt betongsjikt (Pel 1020). Utpressingen har her startet nederst på veggen hvor betongsjiktet jo er lett å bøye ut.

Vi har vært opptatt av å finne ut hvordan spenningsbildet ser ut. Hvor store er kreftene bak sprøytebetonglaget, og hvor store er de kreftene som overføres til betongen? Hvordan kan det ha seg at en betong som er helt fersk, kan hindre avskalling? Kan en stole på sprøytebetongen som langtidssikring? For å få svar på disse spørsmålene har vi i samarbeide med Institutt for gruvedrift utført bergtrykksmålinger, Dr. ing. Arne Myrvang har stått for beregningsarbeidet. Vi har videre gjort heftfasthetsbestemmelser og målt deformasjoner av tunnelprofilet med stangekstensometer.

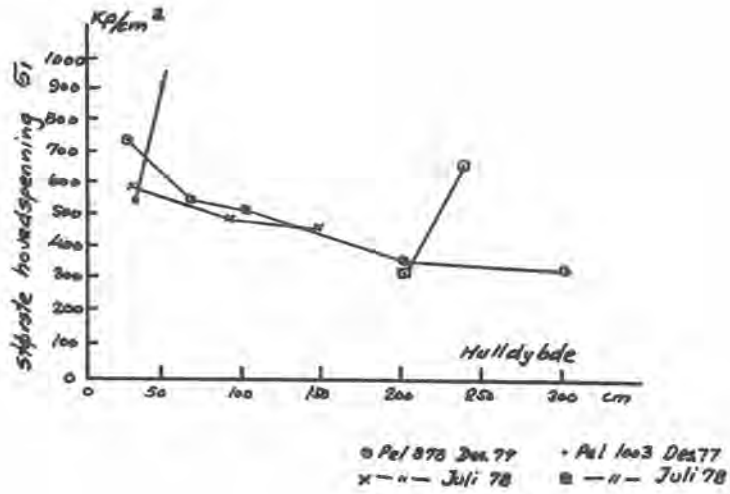


Fig. 21.2 Registrering av største hovedspenninger i drammensgranitt

Bergtrykksmålinger

Vårt program omfatter målinger av spenningens størrelse såvel i sprøytebetonglag som i fjell og til forskjellige tider.De første målingene ble gjort i ca 2 1/2 måned gammel betong. I neste omgang var betongen bare 3 - 4 dager gammel. Første måleperiode strakte seg fra 3.12. 77 til 8.1.78. 2. måleperiode var i fellesferien (11 - 17. 7.78). 3. måleperiode er planlagt utført når tunnelen er ferdigdrevet, sannsynligvis tidlig neste år.

Vi skal se litt på de enkelte måleresultatene:

For å få målt spenninger i granitten der sprakefjell ikke var observert, valgte en å måle i taket i en ca 7 m bred vikesporutrossing ved Pel 535. Registreringene viste største hovedspenning lik 225 kp/cm^2, 0,15 m inne i borhullet, fallende til 146 kp/cm^2 ved hullbunn 1,9 m inne. Denne siste verdi regnes være lik den opprinnelige hovedspenning i granitten på dette stedet. Største hovedspenning danner ca 50° vinkel med tunnelaksen og ligger omtrent horisontalt.

Målinger i sprakefjellområdet ble begynt 3.12.77 ved Pel 878. Målehullet ble boret vertikalt midt i hvelvet. 0.25 m inne viste største hovedspenning 740 kp/cm^2. 3 m inne var den samme 345 kp/cm^2, fig. 21.2.

Største hovedspenning er tilnærmet horisontal og danner ca 80° vinkel med tunnelaksen. Opprinnelig største hovedspenning er beregnet til 195 kp/cm^2. Detaljkartlegging av oppsprekningen i granitten viser at både ved Pel 878 synes retningen til største hovedspenning å halvere vinkelen mellom de to dominerende, ganske steiltstående sprekkesystemer. I såfall ledes tanken hen på at en her har å gjøre med skjærspenningsbrudd.

Nye målinger ble gjort 12.7-78 i dette profilet i hull 30-40 cm unna det første målehullet. Nu viste største hovedspenning i 30 cm dyp 586 kp/cm^2, mens en ved hullbunn 1,45 m inne målte 456 kp/cm^2, (fig. 21.2). Som en ser, er største hovedspenning nær profilet lavere ved siste måling, men den viser liten endring innover i hullet.

For den (også horisontale) minste hovedspenning viser de to tidsforskjellige målinger ingen ulikhet av noen betydning.

Det ble siste gang også målt spenninger i tunnelveggen. 1/2 m inne var største hovedspenningen bare 55 kp/cm^2.

Det ble begge ganger målt i sprøytebetongsjiktet, som her jevnt over er 6-8 cm tykt.

I desember da betongen var ca 2 1/2 måned gammel, ble det i takhullet målt 10 kp/cm^2 og 4 kp/cm^2 henholdsvis i 2 og 3 cm's dyp.

I juli ble det målt 11 kp/cm^2 i 3 cm's dybde i takhullet. I vegghull - 6 kp/cm^2.

Å si at det har funnet sted noen spenningsendring er umulig p. g. a. de lave verdiene som ligger innenfor målemetodens usikkerhetsområde.

I tillegg ble det ved Pel 900 målt i 11 cm sprøytebetongsjikt. Her fant en 0 før største hovedspenning og - 1 kp/ cm^2, altså strekk, for minste hovedspenning.

Ved Pel 992 ble det i desember 1977 gjort 5 enkeltmålinger i fjell og i ca 3 dager gammel sprøytebetong. P. g. a. kraftig oppsprengning av kjernen fikk en ikke gjort målinger nærmere overflaten enn 65 cm. Største hovedspenning ble målt til 394 kp/cm^2. I sprøytebetongen målte en i 3 cm's dyp 5 kp/cm^2.

Etter flytting av prøvestedet til Pel 1003 konstaterte en fortsatt meget kraftig kjerneoppsprekking. En fikk registrering ved 30 cm's dybde med hovedspenning 559 kp/cm^2. 15 cm lengre inne var største hovedspenning hele 919 kp/cm^2 med 412 kp/cm^2 som verdi for minste hovedspenning. I sprøytebetongsjiktet målte en 4 kp/cm^2.

I juli ble målingene gjentatt på dette stedet. P. g. a. kraftig kjerneoppsprekning måtte en inn hele 2,0 m før en fikk måle.

Resultat for største hovedspenning, 332 kp/cm^2. Ved 2,35 m's dyp målte en imidlertid 668 kp/cm^2 og 276 kp/cm^2, henholdsvis for største og minste hovedspenning. Målingen i sprøytebetong ga i 2 paralleller i 5 cm's dybde 3 og 5 kp/cm^2 for største hovedspenning og 0 og 1 kp/cm^2 for minste hovedspenning.

Målinger i veggen viste også her lave verdier. I 65 cm dybde 97 kp/cm^2 og i 1,0 kp/cm^2. I sprøytebetong på vegg ble målt 6 kp/cm^2 for største hovedspenning - 5 cm inne.

Målingene gir interessante holdepunkter. Det går bl. a. frem at det bygger seg opp høyere spenninger innover i fjellet over tunnelhvelvet etterhvert som det skjer en oppsprekning og dermed en spenningsutløsning fra overflaten og innover. Hvor stor denne er rent tallmessig, gir de utførte målinger ikke eksakt svar på , men en største hovedspenning i 2,35 m's dybde på 668 kp/cm^2 må karaktiseres som meget høy. Målingene i veggene viser at det her bare opptrer moderate spenninger.

Samtlige målinger i sprøytebetongen har gitt meget lave verdier, 0 - 11 kp/cm^2 for største hovedspenning). Dersom heften mellom sprøytebetongen og fjell er fullstendig, og spenningen går helt ut til overflaten, skulle spenningen teoretisk ligge på 1/4 av de i berget, da betongens E-modul er ca 1/4 av bergets. Med utgangspunkt i største hovedspenning i 25 cm's dybde på 740 kp/cm^2 ved Pel 878, skulle dette tilsvare 185 kp/cm^2 for σ_1 i betongen. Selv en økning av trykkfastheten i betongen i løpet av et halvt år fra 100 kp/cm^2 til 150 kp/cm^2 har ikke gitt seg noe uttrykk i en endret spenningssitusasjon.

I Sverige ble i 1972 - 73 gjort omfattende bergtrykksmålinger under utsprengning av ny kraftstasjon for Ljungaverk. Resultatene er lagt frem i en Be fo - rapport nr. 18 ved Bo Hall. Det var her også horisontal hovedspenning med største spenning i uforstyrret fjell orientert loddrett tunnelaksen og lik ca 200 kp/cm^2 . Profilet av forsøkstunnelen var 9,6 m bredt med 9,8 maks høyde. Den horisontale spenningen ga tildels kraftig sprak i hvelvet. Boltesikring resulterte i sprak og nedfall mellom boltene. Det ble brukt sprøytebetong i tillegg til boltesikring eller sprøytebetong ble påført umiddelbart etter rensk.

Det ble gjort spenningsmålinger i betongsjiktet som en etter hvert forsøkte å holde på 7 cm. (4 cm til å begynne med).

Det fremgår av resultatene det samme som ble påvist i Fjellsveitunnelen, lik orientering av hovedspenningens retning i de to materialer. Resultatene viser videre at største hovedspenning målt i betong ligger på rundt 7 kp/cm^2. På et målested ble det eksempelvis målt σ_1 = 0,5 kp/cm^2 2 cm inne i betongen, mens en 20 cm inne i berg målte σ_1 = 157 kp/cm^2. Data for målinger av E-modul, Poissons tall og trykkstyrke er gjengitt i tabell, fig. 21.3.

Heft mellom betong og fjell.

Det er foretatt en rekke trekkforsøk på stedet med spesialutstyr. Prøvestedene er lagt rundt hullene som er brukt til spenningsmålinger, tildels også i hvelvet ved andre pelnumre, eller de er plassert i veggene, fortrinnsvis hvor en har typiske sleppeplan i bergarten, hvor forholdene antas være de minst gunstige for en god heft.

For prøvene i taket viser det seg at det er lett å få brudd i fjell på grunn av oppskivingen av fjellet innenfor. Med delvis brudd i betong og berg er det målt heftfasthet gjennomsnittlig 5,5 kp/cm^2. Heftfastheten er i realiteten større. Det er ingen tegn til oppskiving i betongsjiktet.

Heftfasthetsmålinger i veggene viste:

Det fremkom to brudd i betongen ved 4,7 kå/cm^2 og 9,6 kp/cm^2 og et limfugebrudd ved 8,8 kp/cm^2. Et par steder falt kjernen ut under boring på grunn av dårlig heft, men ellers lå resultatene fra 2,4 kp/cm^2 til 9,8 kp/cm^2 med ca 7 kp/cm^2 som gjennomsnitt, et resultat som er bra.

Prøve	E-modul 10^6 kp/cm^2	Poissons tall	Trykkstyrke	Merknad
Granitt	0,400	0,17	855	Pel 878
Granitt	o,385	0,18	1210	Pel 1003
Gneisgranitt	0,270	0,085		Ljungaverk
Betong	0,100	0,07	100	Pel 1003-ca 7dgr
Betong	0,106	0,29	150	Pel 1003-ca 6 mnd
Betong	0,074	0,20		Ljungaverk

Fig. 21.3

Deformasjonsmålinger.

Det er fulgt opp med deformasjonsmålinger i to profiler, ca Pel 995 og Pel 1003. I det ene profil er målt to retninger, fig. 21.4. Her er i perioden januar-september 78 målt en sammentrykking av tverrsnittet på 10,4 mm fig. 21. 5. Utvidelsekurven i retning B-B er mer uregelmessig og usikker, men synes å utjevne seg rundt 2 mm forlengelse, fig. 21. 6.

I det andre profilet er sammentrykkingen målt til ca 8,8 mm. En er her ved Pel 1003 hvor sprakefjellsintensiteten var på sitt høyeste. Det er ennå intet som tyder på at sammentrykkingen har stoppet opp. Deformasjonen har ennå ikke ført til synlige riss i sprøytebetongen, men fortsetter den, vil det vel før eller senere føre til oppsprekning av sprøytebetongsjiktet.

Konklusjon:

Sprøyting med sprakefjell har vist seg å være effektiv, men hvor trygg metoden er, mangler en fortsatt erfaringsmateriale for å kunne si med sikkerhet.

Den gunstige effekt som sprøytebetongen har, synes å ligge i at den holder bergartsfragmentene på plass og dermed bidrar til å øke bergets selvbærende evne.

Tunnelprofil og dermed størrelsen av de fragmenter (blokker) som kan forventes å sprake løs, vil være en viktig faktor å ta i betraktning når en skal sikre mot og ta stilling til sprøytebetong alene, eller sprøytebetong i kombinasjon med bolter og eventuelt armering.

Det er ønske fra Instituttet å få være med på videre utprøving av metoden.

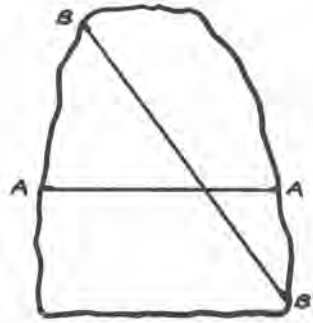


Fig. 21.4 Deformasjonsmålinger i tunnelen ved ca. Pel 1000.

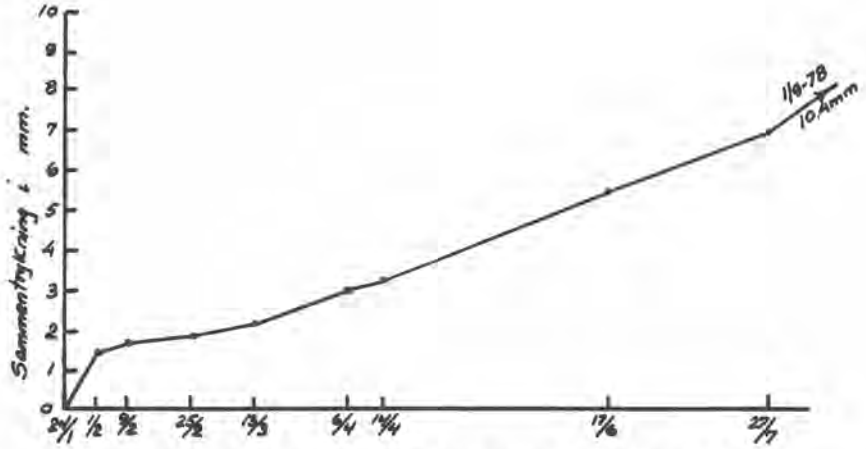


Fig. 21.5 Sammenkrympning langs aksen A - A (fig. 21.4.)

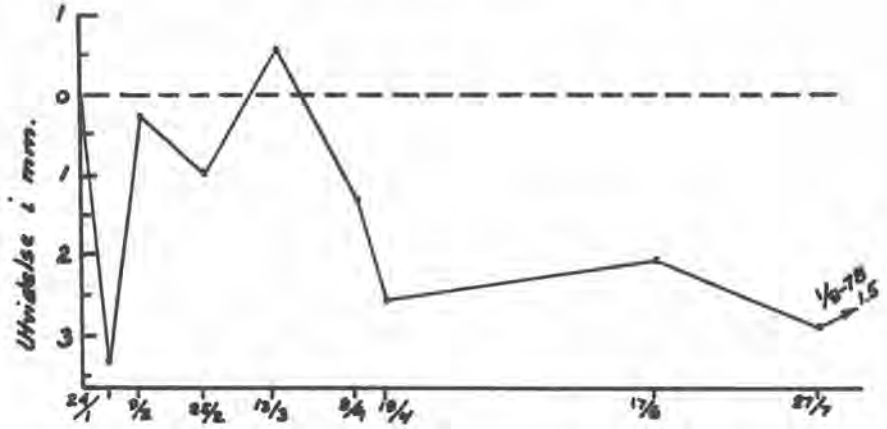


Fig.21.6 Forlengelse langs aksen B - B (fig. 21.4.)

PRAKTISK BRUK AV BERGMEKANIKK VED NORSK NEFELIN.

Praktical use of rock mechanics at Norsk Nefelin.

Bergingeniør Steinar Lund, Elkem-Spigerverket a/s, Norsk Nefelin.

SAMMENDRAG

Kartlegging av bergspenningene ved Norsk Nefelin har gjort det mulig på en kontrollert måte å øke strossebredden fra 18 til 25 m.
En har også sett nødvendigheten av å sette igjen horisontalfester i brytningsområdet for å redusere høyden på tverrpillarene.

SUMMARY

By carefully measuring the rock stresses in the mine, the span of the drifts have been increased in a safe and controlled way from 18 m to 25 m.
It was also found necessary to reduce the free hight of the pilars between drifts by leaving horizontal pilars.

1. Innledning.

Norsk Nefelin ligger på sydvestsiden av Stjernøy ute i Altafjorden.

Råstoffet som brytes er en nefelinsyenit. Denne brukes som tilsetning i glass og keramikkproduksjonen.

Forekomsten ligger i en gabbrobergart, med karbonatitt/hornblenditt på liggsiden og gabbrogneis på hengsiden. Den har et utgående på toppen av Nabbaren, ca. 700 m.o.h., et eliptisk tverrsnitt med akseforhold 1700 x 300 m. og fall på 70° mot sydvest.

Gruven ble åpnet med en horisontal stoll på kote 100. Fig. 1. Deretter er det drevet spiral opp til kote 200 hvor er permanent lastenivå er tilredet. Under dette lastenivå er det idag bygd en ny knusestasjon med separat transport ut.

Avbyggingen skjer med skivepall drift. Fig. 2. Pallhøyden er 30 - 33 m. Da en hele tiden bryter seg inn i strossen under, blir de utdrevne rom relativt høye. Fig. 3 og fig. 4 viser horisontalsnitt av strosseområdet på kote 308 og 340. Strossene er delt av en langsgående strøkpillar som er 25 m. bred og tverrpillarer på 12 m. Normal strossebredde er 18 m.

2. Undersøkelser.

For å få en idé om bergspenningene i tak og pillarer samt de regionale spenninger, ble det tatt kontakt med Bergmekanikklaboratoriet ved N.T.H. i Trondheim. Måleteamet ved laboratoriet har under Dr. ing. Myrvangs ledelse besøkt Norsk Nefelin 5 ganger siden 1973.

Målinger. Myrvang (1974), (1975 I), (1975 II), (1977).

Materialegenskaper.

Trykkholdfasthet	1200 - 2100 kp/cm^2
Strekkholdfasthet	115 - 150 "
Bøyefasthet	210 - 250 "
E - Modul	ca. 0,8 x 10^c "
Poissons Forh.	0,2 – 0,3 "

TREDIMENSJONALE MÅLINGER

Kote 160: (Ny knusestasjon, under strosseområdet).

C_1 = 121 kp/cm² 57° til vertikalen Azimut N 17°V
C_2 = 88 » 56° » » » N 88°V
C_3 = 73 » 49° » » » N 36°Ø

Overdekning er her ca. 450 m.

C_2 teor = p.h. = (2,8 x 450) kp/cm² = 126 kp/cm²
C_2 målt = 92 »

Kote 230: (Lagerrom ved mekanisk verksted, Nordøst for brytningsområdet, på liggsiden).

C_1 = 173 kp/cm², 81° til vertikaler, Azimut N 24°Ø
C_2 = 97 » , vertikalt
C_3 = 73 » , 81° til vertikalen, Azimut N 64°Ø

Overdekninger er her ca. 400 m.

C_Z teor = 113,0 kp/cm²
C_2 målt = 98,0 »

Kote 365: (Adkomststoll på liggsiden, ovenfor daværende brytningsrom).

C_1 = 106 kp/cm², 52° til vertikalen, Azimut N 55°Ø
C_2 = 76 » , 55° » » , » N 3°V
C_3 = 57 » , 58° » » , » N 66°V

Overdekningen er ca. 310 m.

C_Z teor = 87 kp/cm²
C_2 målt = 82 »

TO DIMENSJONALE MÅLINGER (DOORSTOPPERS)

Kote 308: (Strosse 5 – tak). (Myrvang 1975 I).

C_1 = 113 kp/cm², trykk, vinkelrett strøk.
C_2 = 78 » , » , parallelt » .

Se fig. 3.

Kote 308: (Pillar mellom strosse 5 og 4).

Målinger i hullet fra 1,3 m. til 4,9 m.

C_1 = 286 kp/cm² (Middel) max 361 kp/cm².

C_2 = 50 » » » 67 » .

0 - 1 m.: „core discing".

Hovedspenningsretningene peker mot heng/ligg.

Kote 340: (Strosse 5 - tak). (Myrvang 1977)

C_1 = 88 kp/cm² (gjennomsnitt) trykk.

C_2 = 33 » (») » .

Se fig. 4.

Kote 340: (Pillar mellom strosse 5 og 4).

Målinger i hullet fra 0,7 m. til 6,0 m.

C_1 = 134 kp/cm² (Middel max 284 kp/cm²).

C_2 = 25 - 30 kp/cm².

3. Konklusjon.

Målingene har vist at nefelinsyeniten har alminnelig gode materialegenskaper. Det er en tett og god bergart med lav spredning i de målte verdier. Målinger på kote 160 kan tyde på at spenningsretningene er influert av de utdrevne strosserommene. På kote 365 synes det som hovedspenningsretningene er påvirket av topografien.

Spenningsmålingene i taket på kote 308 og 340 viser tilstrekkelig trykkspenning til at en kan drive forsvarlig med strossebredde på 25 m.

I pillaren, mellom strosse 4 og 5, er belastningen tilnærmet dobbel så høy på kote 308 som på kote 340. Dette skyldes ikke bare at overdekningen blir mindre, men sannsynlig mer at belastningen ikke blir overført til pillaren. Dette kan forklares med at pillaren på kote 340 skjæres av en rekke tynnere diabasganger. Heftspenningene mellom nefelinsyeniten og diabasen må på sine steder være svært lave.

Ser en på retningene til de målte hovedspenninger i pillarene, peker disse mot heng og ligg. Dette tolkes slik at belastningen i tverrpillaren ikke øker med økende høyde, men overføres til innfestingen i heng og ligg.

Kontroll av pillarene kan ikke bare utføres ved at bertrykket måles, det viser målingene på kote 308 og kote 340. Ved Norsk Nefelin har en i to av tverrpillarene montert inn stang ekstensiometere (2). Se fig. 3 og 4. Ekstensiometerne er montert i borhull, 46 mmø og 130 m lang. Det er to forankringspunkter i hvert hull, et på 125 m. og et på ca. 40 m. Avlesningene gjøres regelmessig 1 gang i uka og etter hver større sprengning.

Ved siden av denne måling inspiseres pillarveggene visuelt. Da sannsynligheten for utglidning av pillarene øker med økende høyde, nettopp p. g. a. sprekke og diabassystemer, har en vært nødt å planlegge horisontalfester. Det vil bli satt igjen horisontalfester for to av strossene mellom kote 340 og 380. Se fig. 5 og fig. 6.

Gjensetting av fester for disse to strosser har gjort det mulig å øke strossbredden fra 18 til 25 m. for alle produksjonsstrossene. Dette gjøres med bakgrunn i de målte takspenninger.

Litteratur.

1. **Myrvang 1973, 1975 I, 1975 II, 1977.**
Bergtrykk målinger ved Norsk Nefelin, Stjernøy.

2. **Knut Stitz Messgeräte.D – 3003 Rønneberg – Benthe.**
Wallbrinck 13. Tyskland.

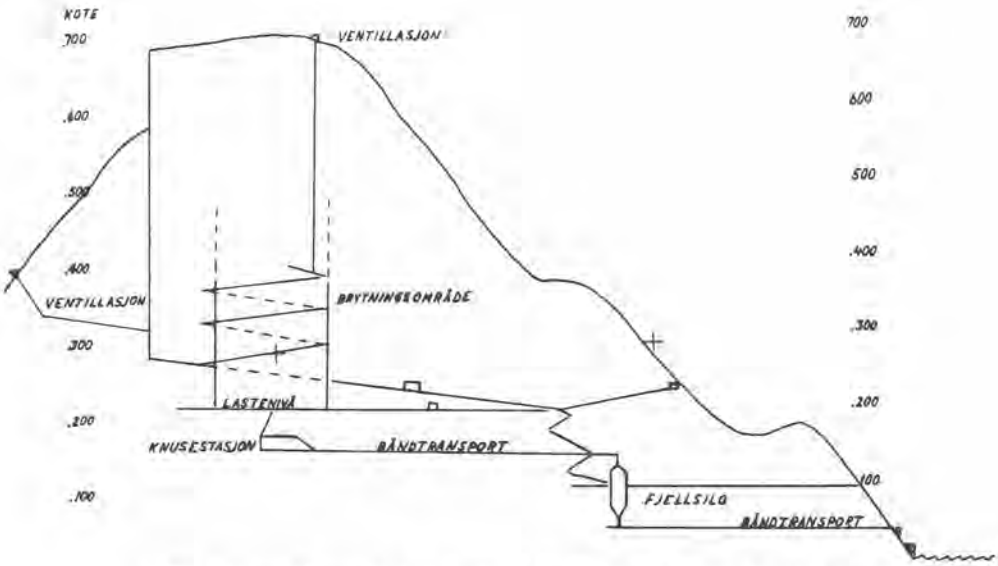


Fig. 22.1 Skjematisk vertikalsnitt av gruben ved Norsk Nefelin. Snittet er lagt langs strøket.

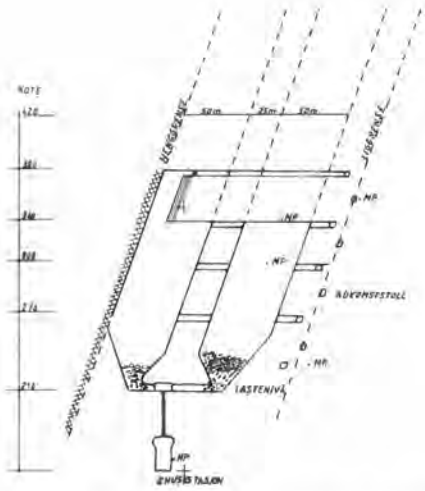


Fig. 22.2 Vertikalsnitt av brytningsområdet, vinkelrett strøk. Bermekaniske målepunkter er merket MP.

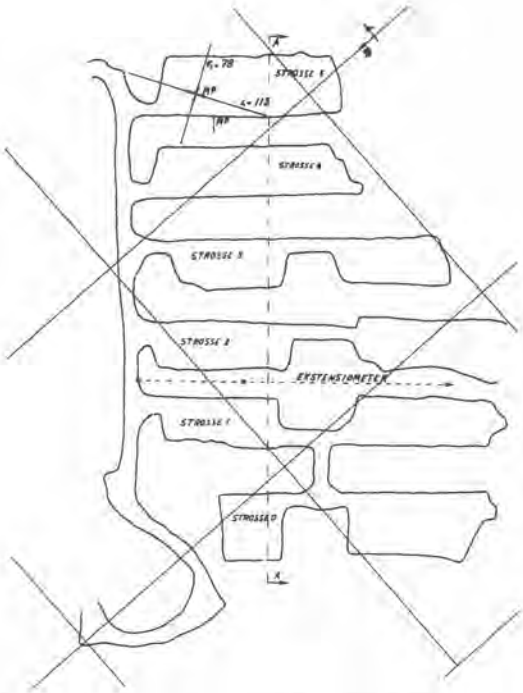


Fig. 22.3 Horisontal snitt av strossene på kote 308. Ekstensiometer er plassert i tverrpillar mellom strosse 1 og 2.

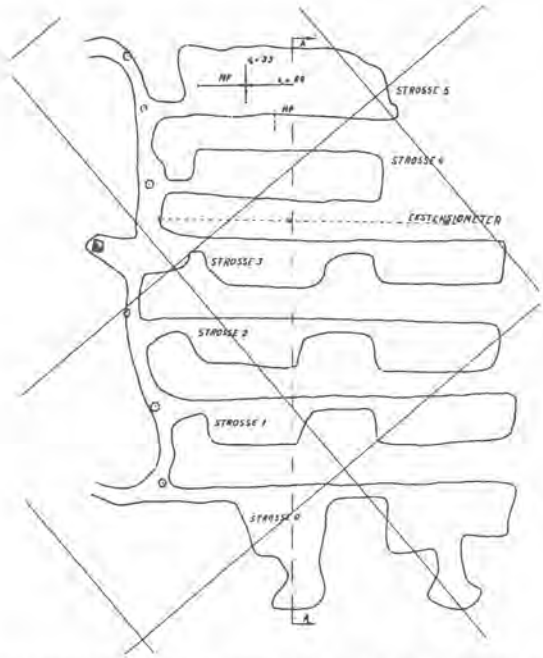


Fig. 22.4 Horisontalsnitt av strossene på kote 340. Ekstensiomater er plassert mellom strosse 3 og 4.

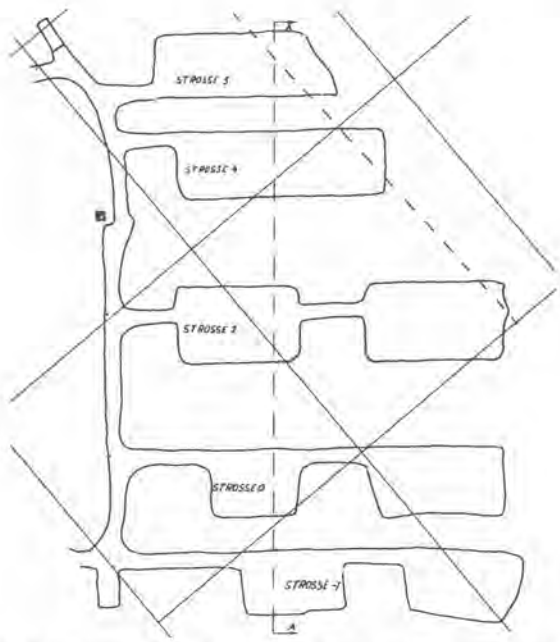


Fig. 22.5 Horisontal snitt av planlagte strosser på kote 380.

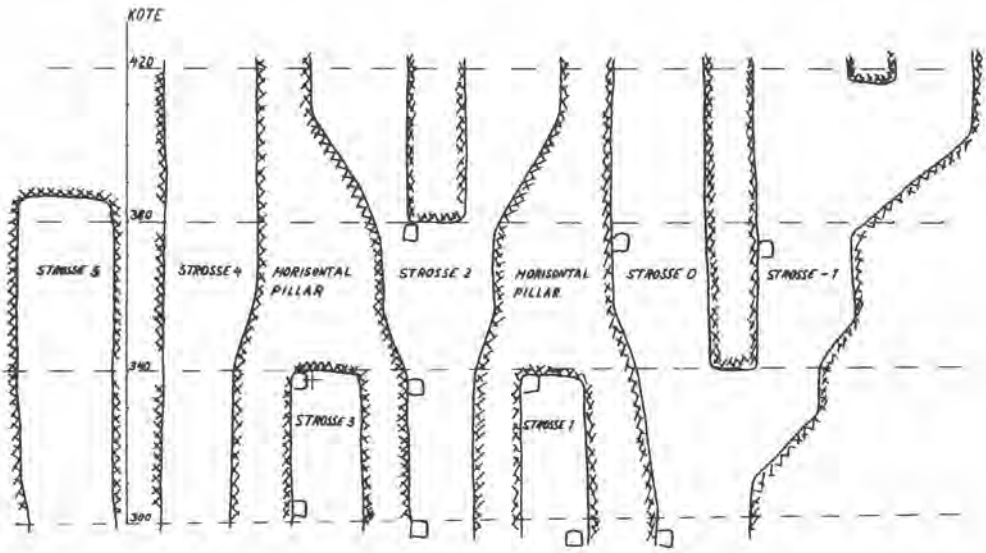


Fig. 22.6 Vertikalsnitt av strossene. Plassering av snittene merket A–A. Se fig. 3,4 og 5.

PREREINFORCEMENT AND REINFORCEMENT IN UNDERGROUND OPENINGS PERFORMANCE AND DESIGN CONSIDERATIONS

Gregg E. Korbin*

Prereinforcement, of which spiling reinforcement is a particular form, involves reinforcing the surrounding rock mass ahead of the main excavation. This is generally accomplished by placing in pre–drilled holes fully grouted untensioned steel members such as reinforcement bars, on a regular pattern. Examples of prereinforcement systems are shown in Figures 1 and 2.

Prereinforcement and ordinary reinforcement, or rock bolts, are basically the same in methodology and design, though each system differs in the scope of its capabilities. Both systems contribute to the permanent stabilization of the opening by restricting deformations. However, only prereinforcement can significantly influence the immediate stabilization of the heading in therms of stand–up time by restricting the deformations concurrent with excavation. Essentially, the added efficiency of prereinforcement systems stems from the early point of installation relative to the total deformation history of the ground surrounding the opening.

The fact that prereinforcement can improve ground conditions has been well established in engeneering practice. Case histories largely concerned with the use of spiling reinforcement in civil works have been described by Brekke and Korbin (1974). The particularly succesful use of reinforcement from small drifts at the first Eisenhower Tunnel, Colorado, was examined by Hopper, Lang and Mathews (1972).

More recently, prereinforcement has found application within the mining industry. If ground conditions in cut and fill stopes deteriorate to the extent of requiring conversion to timber stopes, there is considerable economic advantage in installing prereinforcement instead of timber (Palmer, et al, 1976: Mathews and Meek, 1975). Long, fully grouted dowels, extending over several lifts, are placed in the ore roof for ground control prior to the extraction of each lift.

This paper summarizes the results of model and field investigations into the performance of spiling reinforcement. Comparisons with the response of ordinary reinforcement were made to further illustrate the behaviour of prereinforcement. A general interpretation of the data derived from instrumented reinforcement was proposed as well as considerations for opening design and instrumentation system. The influence of opening size on support pressure was examined. Finally, practical considerations for the use of reinforcement were discussed.

Model Investigations

Previous investigations by the writers examined the effectiveness of prereinforcement through physical and numerical model studies (Korbin and Brekke, 1976). The findings can be summarized as follows:

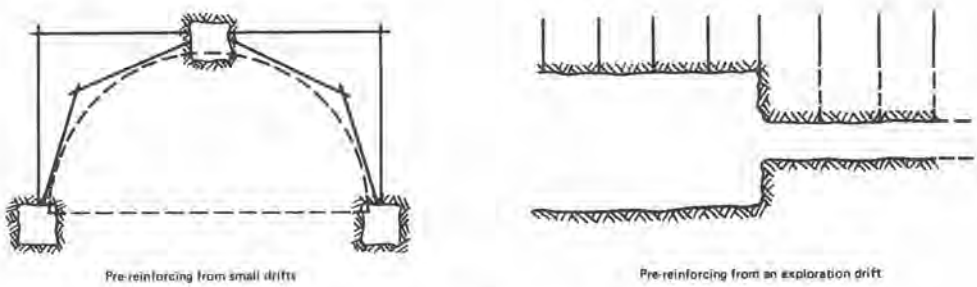


Fig. 1. Prereinforcement systems

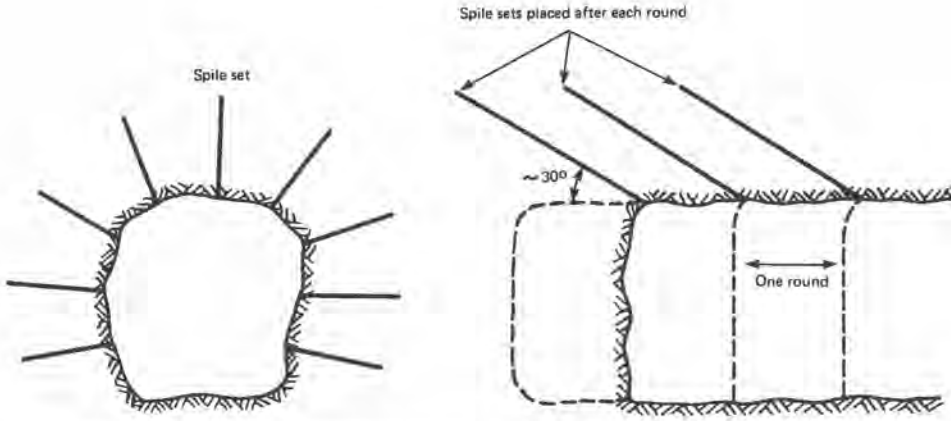


Fig. 2. Spiling reinforcement ahead of face (a form of prereinforcement)

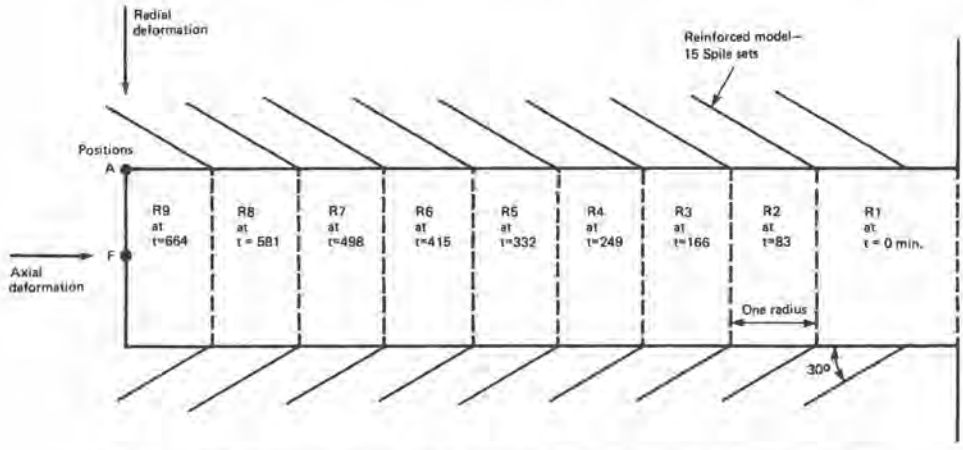


Fig. 3. Model tunnel excavation sequence in profile (Rn = round number n, t = time at excavation of round n)

A reinforcement system with the capability to immediately stabilize an opening should be designed to prevent loosening and to attain this capability quickly. In terms of ground response, this means controlled deformations, and thereby decreased deterioration due to work softening and reduction in the inherent available rock mass strength. The ability of spiling reinforcement to significantly reduce deformations was demonstrated by the comparison of reinforced with unreinforced tunnel openings. Physical models of cylindrical openings in stiff squeezing ground were excavated round by round to simulate a drill and blast operation, Figure 3. Histories of radial deformation at point A and axial deformation at point F are shown in Figures 4 and 5 respectively. For similar times and positions of the tunnel face the reductions in deformation exhibited by the reinforced opening were considerable.

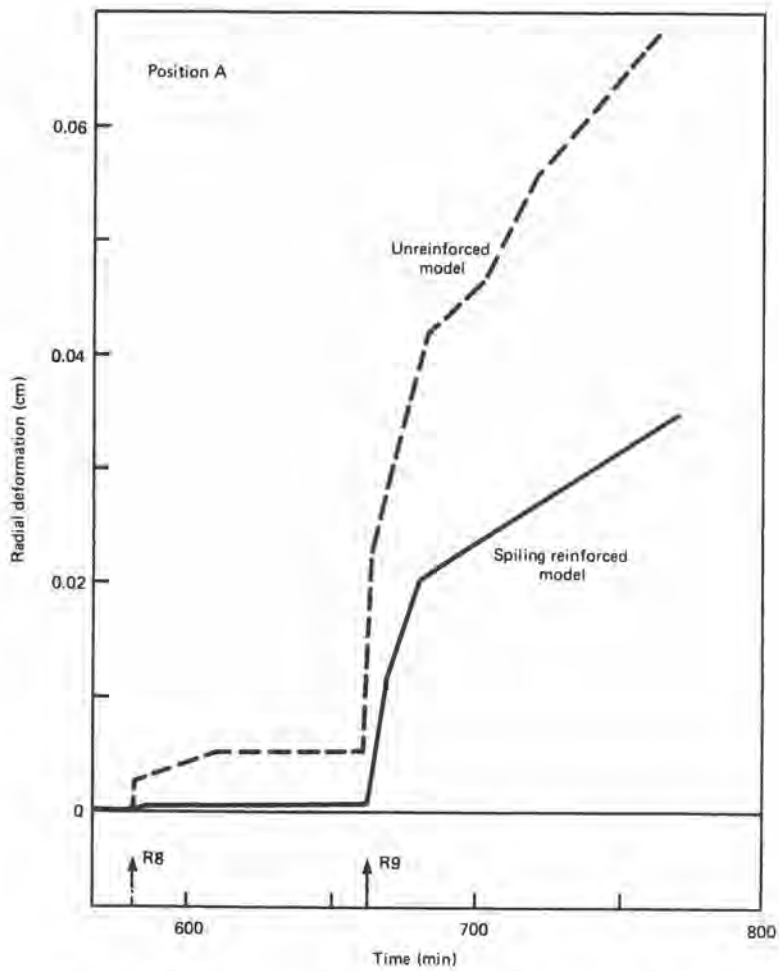


Fig. 4. Radial deformation history comparison: unreinforced and spiling reinforced models, Position A

Closely related to the control of deformations is the formation of a stable arch around the opening. Only by maintaining continuity of the rock mass surrounding the opening can a stable arch be formed. As observed in the physical models, the loss of continuity resulted in fallouts of increasing number and size until total collapse. Analytically, the increase in continuity as a result of reinforcement is reflected in increased tangential stress in the immediate vicinity of the opening, Figure 6.

The difference between the unrestrained and restrained deformations is due to a reaction of the reinforced region against closure of the opening. During the process of energy redistribution, resulting from excavation, the reaction of each spile can result in many possible combinations of tension, bending, shear, and torsion at various positions along the bar. The specific combination depends on the geometry and quality of the rock mass being reinforced. In the case of deformation induced tension, the spiles reac to create a zone of compression (confinment) in the surrounding material. This is shown as the increased radial stress within the reinforced model as compared with the unreinforced, Figure 6. A consequence of greater confinement is increased available rock mass strength.

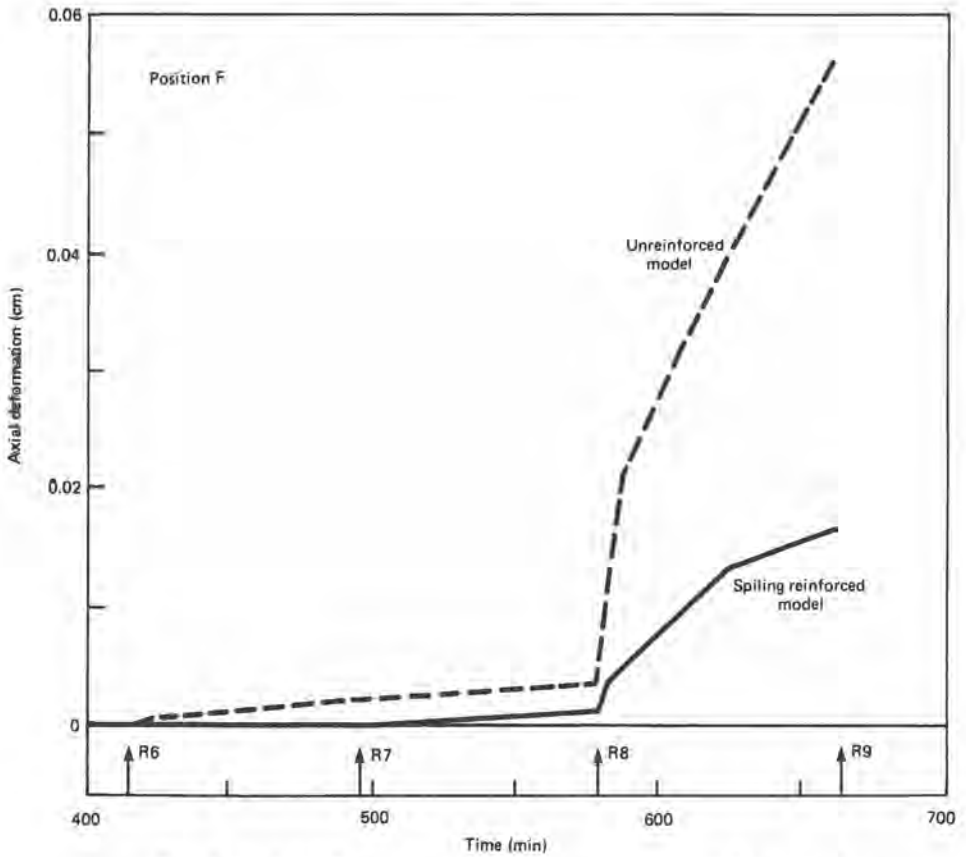


Fig. 5. Axial deformation history comparison: unreinforced and spiling reinforced models, Position F

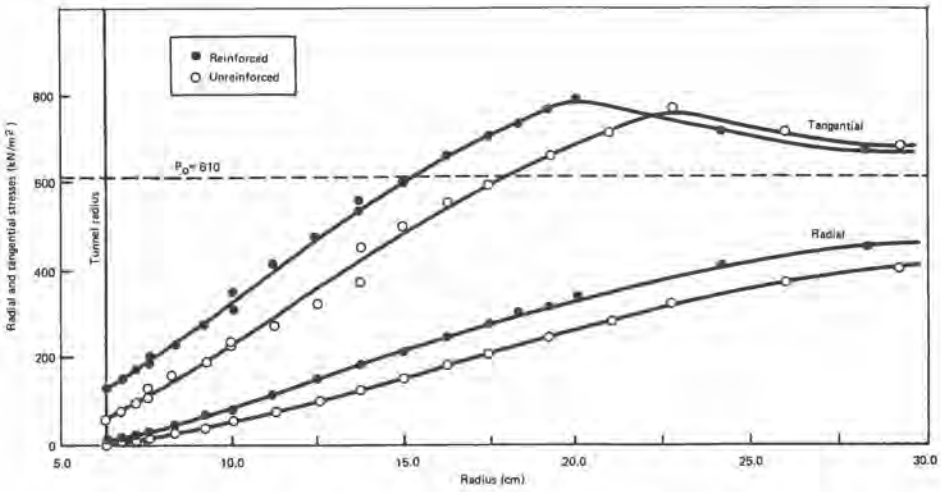


Fig. 6. Computed radial and tangential stress distributions with and without prereinforcement (P_0 = exterial pressure)

The previous studies have largely considered the *effectiveness* of prereinforcement systems. From measurements and observations of the physical model behaviour in conjunction with calibrated numerical model results, the *mechanisms* by which prereinforcement display its effectiveness have been implied, but not verified. Many researchers, including the writers, believe that deformation induced tension is the primary mechanism by which these systems work (Lang, 1961: Mathews and Meek, 1975). Resistance offered by shearing the reinforcing steel also contributes to the opening stabilization, but has a limited capacity to influence the rock mass (Lande and Bonazzi, 1974: Bjurstrom, 1974).

It is the shear resistance derived from an increased normal force across a shear plane that is influential and efficient. Bending and torsional resistance are small contributing factors due to the low stiffnes offered by typical reinforcement steel sections.

Field Investigations, Prereinforcement

Additional investigations were carried out to examine and substantiate the mechanisms by which prereinforcement and, in particular, spiling reinforcement work. Each was designed to adress questions primarily related to the magnitude, distribution, and time history of the deformation induced tension and bending of spiles as a result of excavation. Of the two field sites involved, only the results obtained at the Eisenhower Memorial Tunnel, South Bore, are summarized herein (Korbin and Brekke, 1977 and 1978).

Construction of the Eisenhower Tunnel is presently underway as the final phase of an interstate project consisting of dual, two–lane vehicular tunnels through the Continental Divide west of Denver, Colorado. At 3,355 m above sea level, the 2,715 m long tunnels have a maximum overburden of 442m. Ground conditions along the alignment are extremly varied, from massive granite to wide zones of squeezing fault gouge. Opening dimensions are approximately 14 m wide by 12 to 14 m high as excavated.

Excavation in the test areas under consideration was by top heading and bench. Depending on ground type, round lengths were between 1,2 and 2.4 m long, the same as the axial spacing of the spiling reinforcement. Circumferential spacing ranged between 0.8 and 1.5 m. Radial bolts were an added requirement in squeezing groung. All reinforcement was placed in pre–drilled holes filled with cartridges of polyester resin. With the exception of occasional problems in filling the entire hole with the resin grout, the installation went smoothly and rapidly. In addition to rock reinforcement, the support system consisted of steel sets spaced on 1.2 m centers followed by a concrete liner.

A typical test station consisted of instrumented spiles and a strain gauged steel set. Basically, the spile was constructed from a length of reinforcing steel instrumented at various positions with resistive type weldable strain gauges. Gauges were located to record the axial strains at various positions along the length of the bar as a result of displacements in the plane containing the spile and the tunnel axis. When oriented properly, spiles were designed to measure either axial or axial plus bending strains. The former was achieved by positioning individual gauges on the side or neutral axis of the bar, Figure 7. Bending and axial strains were resolved from two diametrically opposed gauges on the top and bottom of the spile.

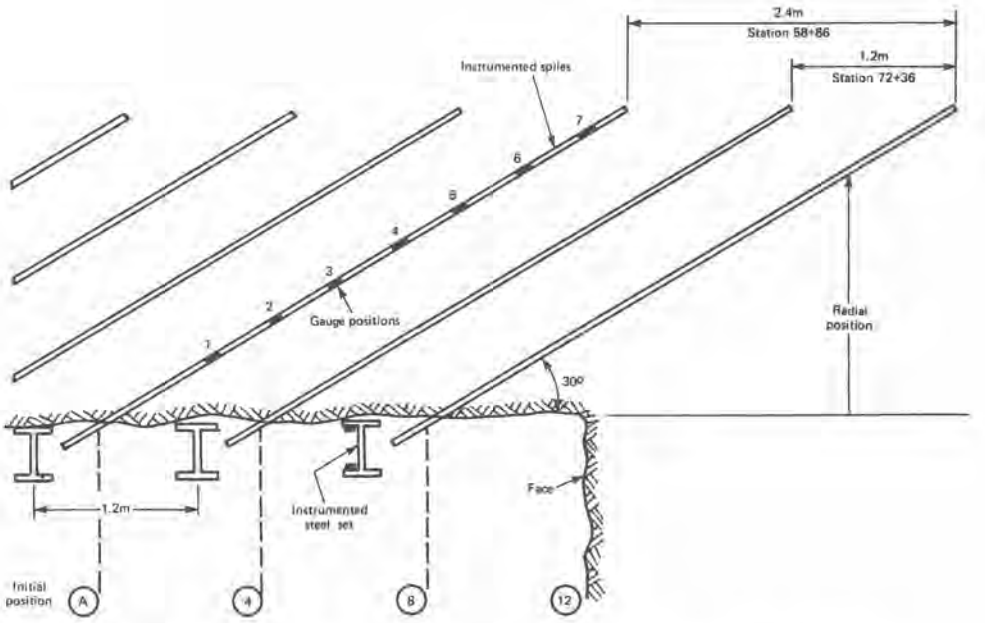


Fig. 7. Profile of test station instrumentation layout, initial position represents point of instrumented spile installation, circled numbersindicate of tunnel face relative to initial position as measured in feet

To summarize the important aspects of the reinforcement behaviour,three radial distributions of axial stress at different times and positions of the advancing face were obtained for
each test station.

The first distribution was produced after the heading was advanced approximately 2.4 m (8feet) beyond the initial position at which the instrumented spiles were installed, Figure 7. It represented the immediate response of the reinforcement in terms of deformation induced tension upon excavation. With continued advancement of the heading, a certain degree of stress redistribution occurred within the reinforcement. Most of the adjustment had taken place by the time the face had advanced 15 m (50 feet) from the initial position. A second distribution was obtained at this point. The final distribution was derived from the last set of data acquired from each test station. It illustrates the long term behaviour of the reinforced rock mass.

In general, each distribution curve could be characterized by a peak and inflection point (I.P.), as shown in Figure 8. By definition, the radial position of the maximum recorded force
was the peak while the inflection point was the position at which the rate of force increase with distance from the embedded end of the reinforcement ceased to change. Depending on the numerous factors which influence the ground response upon excavation of an opening, the position of the characteristic points will differ and may change with time and advancement of the heading. Their initial location and any subsequent changes provided considerable insight into rock mass – reinforcement system behaviour.

Station 58 + 86 was established in relatively competent granite with little or no alteration (average joint spacing 0.2 to 0.8 m).

Immediately after advancing the heading a maximum tensile force of over 20 tons was recorded at 0.4 m from the crown, Figure 8. The inflection point was at 0.7 m and major ground activity restricted to within 1.0 m of the opening. After 15 m (50 feet) of advance some stress relaxation occurred, however, there was little change in the shape of the distribution curve. Peak and inflection points moved imperceivably. The relatively small changes indicated a slight increase in rock mass deterioration, probably related to vibration upon blasting. In the long term, more than seven months after installation, relaxation continued at a greatly reduced rate and a small increase in activity beyond 0.9 m was recorded. Overall, the basic response resulting from the initial advancement remained unchanged with time, characteristic behaviour for a reinforced competent rock mass.

A major difference in rock mass – reinforcement response was observed for spiles installed within highly altered and sheared ground containing a significant proportion of clay. At the depths encountered, 330 m, the rock mass exhibited squeezing behaviour. As was always the case, the instrumented spiles recorded a large increase in tensile force after advancing the excavation under their cover, Figure 9 (Station 72 + 36). Although the forces were similar to those measured in the more competent blocky granite, Station 58 + 86, the position of the peak point was twice as far from the opening, 0.8 m, and major ground activity extended to 2.0 m. Also, with continued advancement of the face the location of the peak and inflection points migrated away from the opening at almost constant magnitude. Reinforcement nearest the crown relaxed while that beyond the initial peak position acquired load. In the long term, the peak settled at 1.3 m from the opening. The inflection point was near to 1.8 m, however, it was difficult to locate the point accurately. Results from this test station displayed the response of a properly reinforced arch in difficult ground.

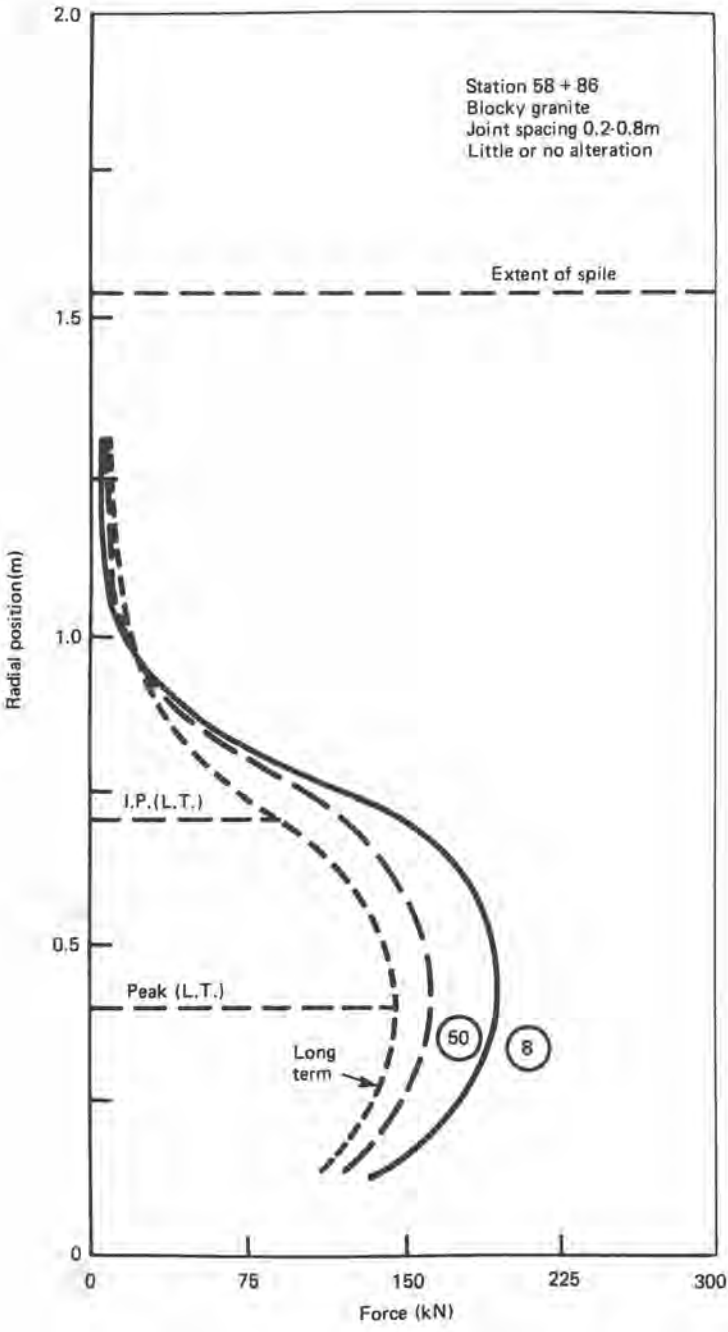


Fig. 8. Test Station 58 +86, radial force distribution comparison: 2.4 m (8ft) advance, 15 m (50 ft) advance and Long Term, L.T.

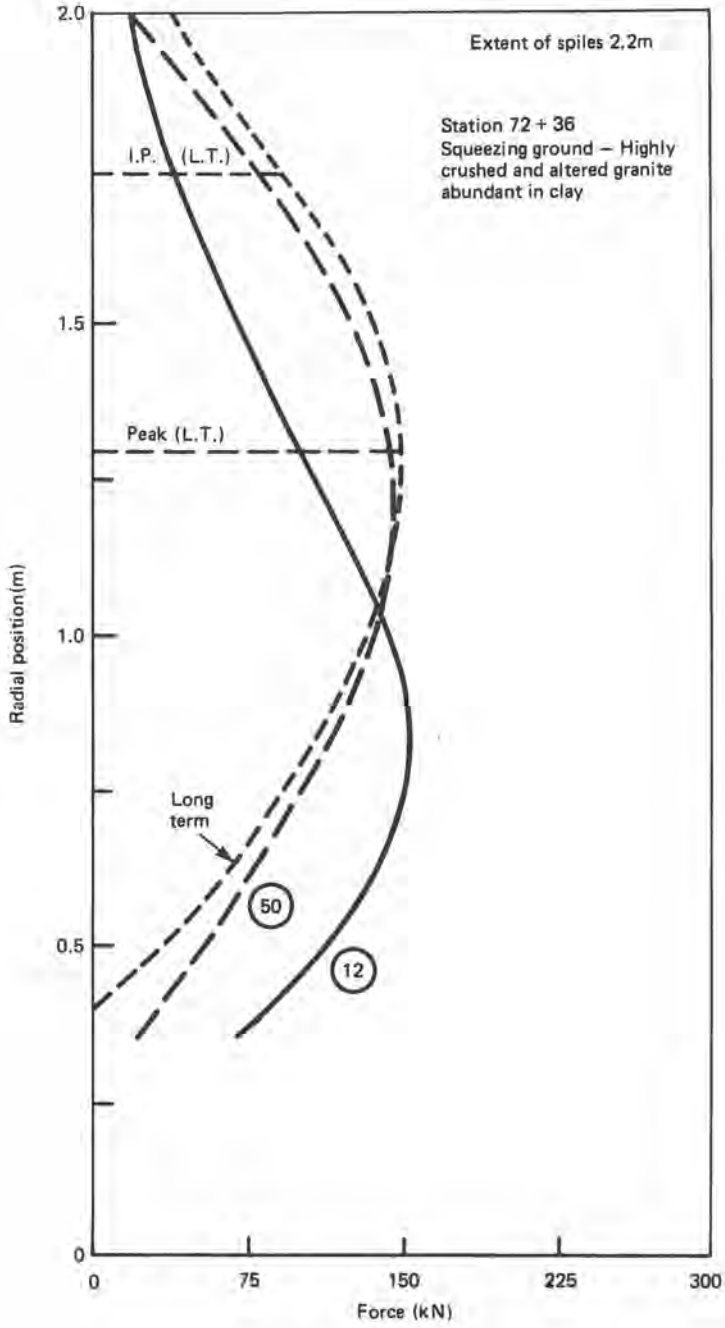


Fig. 9. Test Station 72 + 36, radial force distribution comparision: 3.7 m (12 ft) advance, 15 m (50 ft) advance and Long Term, L.T.

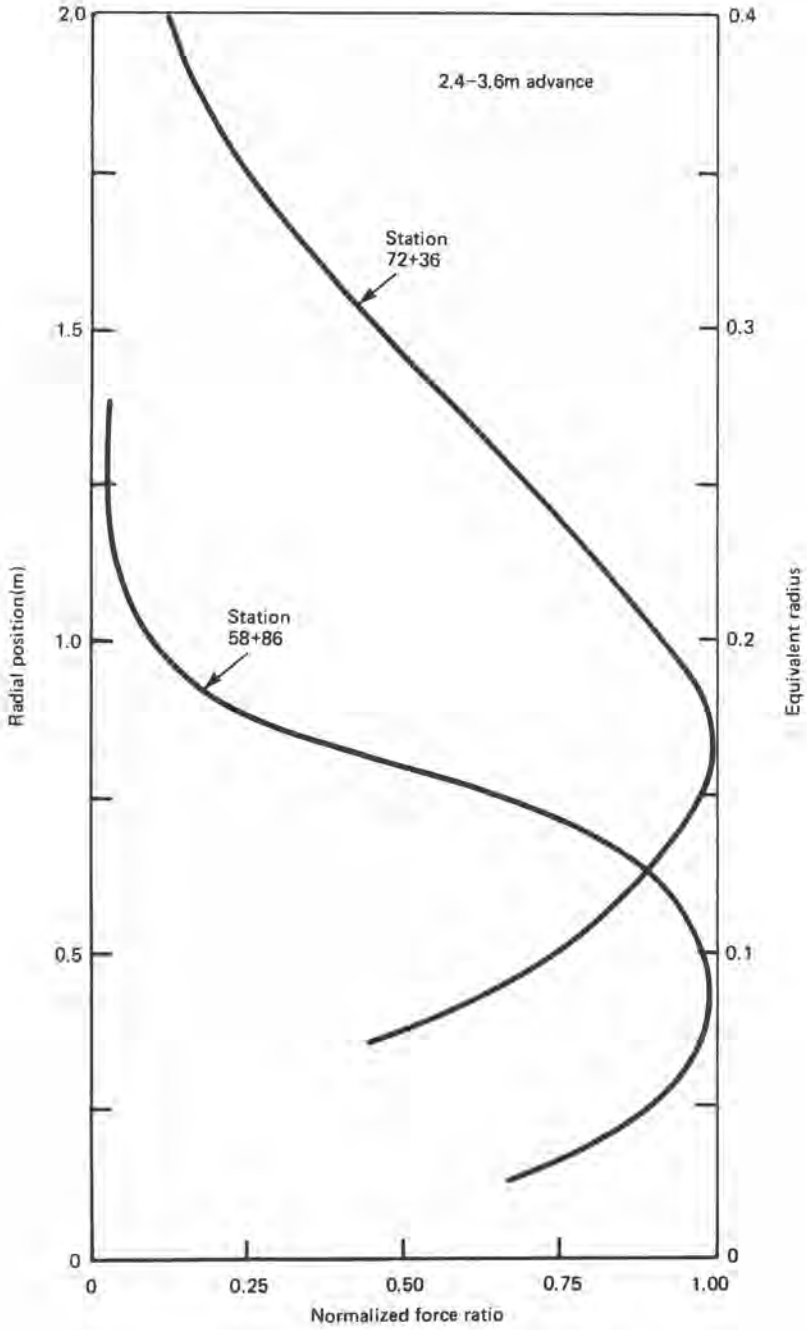


Fig. 10. Normalized force distribution comparison: Stations 58 + 86 and 72 + 36 (equivalent radius equals top heading height plus width divided by four)

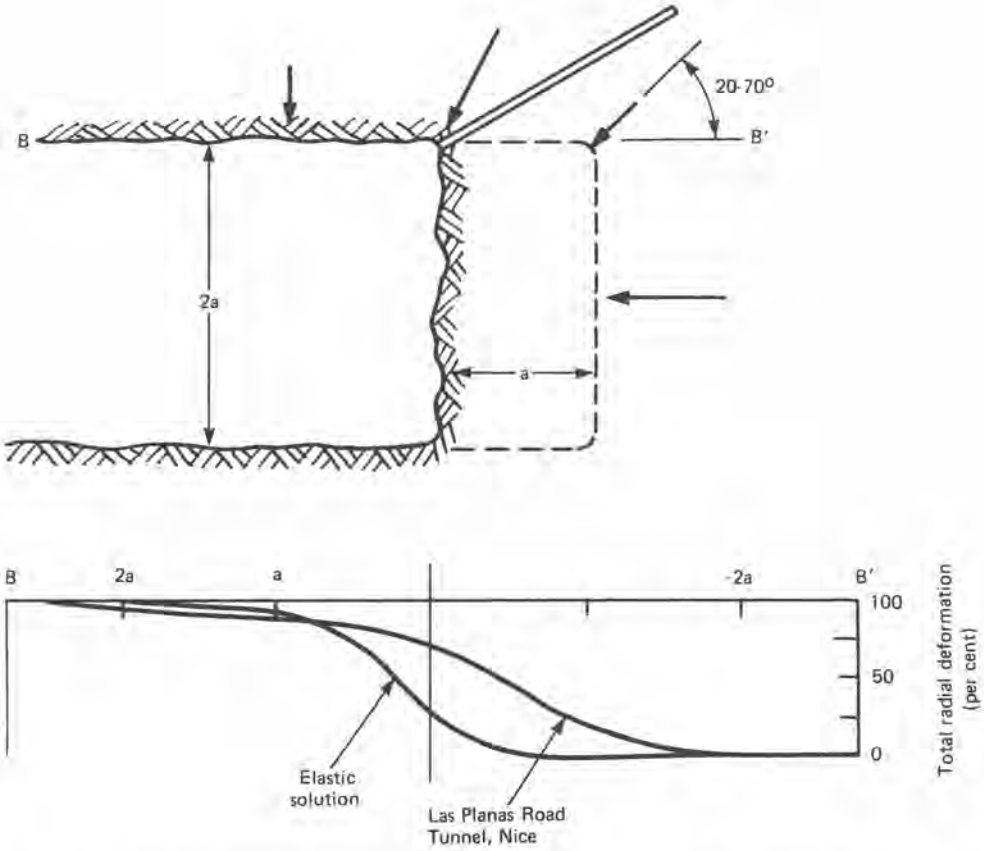


Fig. 11. Boundary ground displacement vectors associated with advancing one round (top): total radial deformation with respect to face position, opening radius equals a (bottom)

A comparison of the radial stress distributions from the two example test stations illustrate the strong influence of ground type on reinforcement response, Figure 10. Normalization of the force with respect to the peak value was incorporated for purposes of curve shape comparison. Major ground activity for the blocky granite was restricted to within 0.2 radius from the opening and that of the squeezing ground to within 0.4 radius.

The magnitude of force developed within the rock mass – reinforcement system in response to excavation, or the reinforced arch capacity, was also related to ground type. To consider this relation, it was necessary to present the results in terms of an equivalent pressure, defined as the peak spile force divided over the tributary area reinforced by the bar. The lower the rock mass quality, the higher the developed pressure. For station 58 + 86 the average pressure was 80 KN/m^2 and slightly less than 300 KN/m^2 at station 72 + 36.

Developed pressure or spile force also depends on additional factors related to the time of installation with respect to the age of the heading, quality of installation, damage resulting

from excavation, quantity of reinforcement, initial stress state, and size and shape of opening. In terms of reinforcement relaxation or gain, the percentage of force readjustment at a specific radial position was considerably less in competent ground.

External loads on the support system were obtained directly from the instrumented steel sets. Since all forces measured on the support were transmitted through the rock mass within the immediate vicinity of the opening, the instrumented reinforcement reflected changed conditions observed within the support system. Reasonable values of loads were predicted if it was assumed that all relaxation of spile forces nearest the opening eventually resulted in loads on the support. In the calculations of the average relaxation,only the region between the position of peak force and the tunnel wall was considered. It was also observed that for relatively soft support systems, steel sets with wooden lagging, the calculated weight of this region of ground corresponded to the measured support loads as well.

There was no direct method by which the capacity of the reinforced arch could be measured. Its capacity was, therefore, based on the conservative assumption that all load measured on the internal support was necessarily that which the reinforcement system could not facilitate. The difference between the measured rock loads on the support and that of the anticipated loads was an indirect indication of the reinforced arch capacity. Anticipated rock loads were based on the lower bound values derived from the application of Terzaghi's classification system (1946) and Barton's system (1974). On the average, the measured loads were less than 20 percent of those anticipated.

When conditions permitted, it was possible to monitor the response of the instrumented spiles for several hours after installation, before advancing the first round. The results provided strong evidence for the effectiveness of spiling reinforcement in the stabilization of ground at and ahead of tunnel face. Spiles in squeezing ground recorded a maximum loading rate of 7 KN/hr resulting in a tensile force of nearly 4 tons after 5 hours. In blocky granite rates of up to 4 KN/hr were measured.

Bending stresses recorded prior to advancing the heading provided information on the ground displacement field ahead of the excavation.

No measured bending implied the absence of displacement gradients perpendicular to the spile. All test stations revealed little or no bending. During excavation under the cover of the spiles, the bending stresses were often indicative of a concave deflected shape facing downward. With continued advancement, the reinforcement would tend to revert back to its undeflected shape. The magnitude of the average bending stresses recorded at test stations in all types of ground, however, remained minor relative to the tensile forces. Overall, the lack of bending suggested the suitability of the typically employed 30 degree spile installation angle. Used for convenience, the angle also appears to be efficent in the mobilization of deformation induced tension in the stabilization of ground at and ahead of the opening, as illustrated in Figure 11.

Numerical analysis of the deformation field around advancing tunnels in elastic and elasto-plastic media substantiates this observation (Ranken and Ghaboussi, 1975). Depending on the position of the support system with respect to the advancing face, the total dis-

placement vector (arrow at intersection of crown and face, Figure 11) of the medium nearest the opening was oriented between 20 and 70 degrees. The actual proportion of total deformation which occurs at and ahead of the face also depends on the position of the support system as well as ground type. As shown in Figure 11, for an elastic material this was about 25 percent (radial component). Measurements at the Las Planas road tunnel constructed by the New Austrian Tunneling Method revealed 75 percent (details in Table 1). One method by which to control a portion of this unrestrained deformation is by prereinforcement.

Field Investigations, Reinforcement

Instrumented reinforcement is becoming increasingly popular not only for research, but as a standard monitoring device for evaluating performance. Recently, several investigations into the performance of fully grouted reinforcement installed behind the advancing face (not prereinforced) have been carried out. To supplement the results presented on prereinforcement and to compare this with the response of ordinary reinforcement, several of these investigations are summarized, Table 1 (long term behaviour).

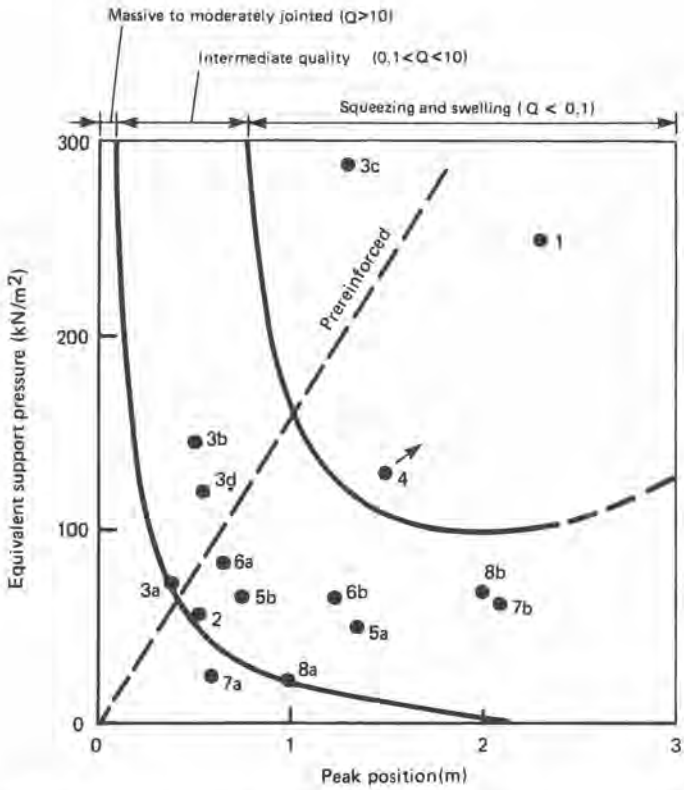


Fig. 12. Reinforcement system equivalent support pressure versus peak force position for numbered openings listed in Table 1 (rock quality, Q, after Barton et al, 1974)

Rather than employ electrical strain gauges, most of the instrumented rock bolts used small wires or rods fixed at various positions within the hollow core of the reinforcing steel. Operation was identical to that of a multiple position borehole extensometer. The average elongation between two measuring points was simply recorded as the relative displacement of the two rods fixed at those points. As opposed to strain gauges, the mechanical system provided a more complete description of overall bolt response, although averaged.

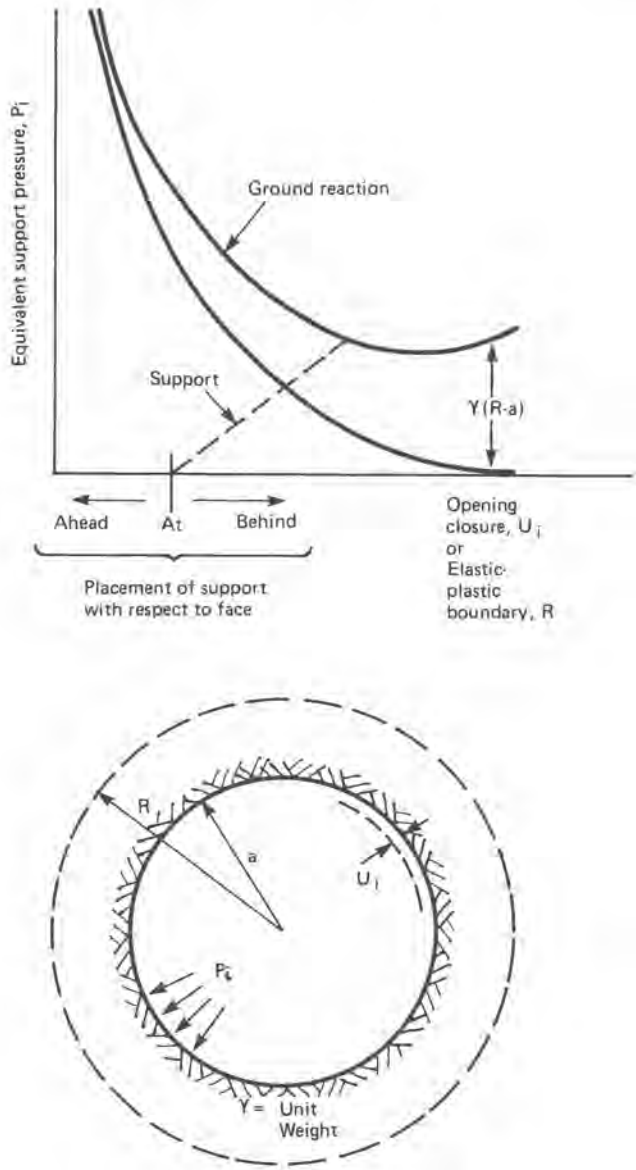


Fig. 13. Characteristic ground-support reaction curves (top) derived from the solution of an elastic-plastic thick hollow cylinder (bottom)

Despite the different approach of the measurement systems, the resulting force distributions were similar on form to those shown in Figure 8 and 9. The most readily identified characteristics of each distribution curve, the average position and magnitude of peak force, are listed in Table 1. On converting the force to an equivalent pressure (dividing by the tributary area reinforced by each bolt) all points including the prereinforcement data were plotted, Figure 12. As shown, the data was divided into general regions based on rock mass quality and type of reinforcement. Intermediate denotes the range of rock quality from blocky, blocky and seamy, to minor squeezing ground.The boundaries selected were not intended to be rigid, only to act as a guide. There is, however, a theoretical explanation for the pattern observed.

Consider the characteristic ground reaction curve, Figure 13. It is generally accepted that ground response and mass-support interaction are representable by a family of such curves. The form of the curve, amongst other factors, depends not only on rock mass quality, ground deformation and support pressure, but on rate of ground deformation. With decreased rock mass quality the farther the family of curves is displaced from the origin, as revealed in Figure 12. Consequently, a squeezing ground requires a greater support pressure and will involve a larger region of ground before stabilization than a blocky rock mass. In general terms, the region of ground involved is indicated by opening closure or ground deformation, the location of the elastic-plastic boundary, or the position of peak force.

The relation between support pressure and opening closure is further modified by the time at wich support or reinforcement is installed relative to the total deformation history of the opening. As shown in Figure 13, the earlier the installation the greater the acquired pressure resulting in reduced ground deformation or region of major activity. This was observed in practice for the prereinforced openings,Figure 12. Reduced ground activity implies shorter required bolt lengths and less surface preparation to control ground deterioration between reinforcement. If the acquired force is too great for the prereinforcement system or ground deterioration is brought about by other means, such as excessive vibration due to blasting, the benefits derived from prereinforcing will be lost. This was the situation for the spiling installed in Bonneville pilot tunnel.

Field Data Interpretation

As previosly described, a force distribution curve could be characterized by a peak and inflection point. The initial location of these points with respect to the opening and change in position with time and advancement of the heading provided considerable insight into the rock mass-reinforcement system behaviour. As an aid to the interpretation of this data, Figure 14 depicts four stages of reinforcement response to increased ground deformation. For simplicity the deformation was assumed to be monotonically increasing with decreased distance from the opening.

If the strains resulting from excavation are initially small and compatible with those of the reinforcement, the response of the reinforcement will be directly proportional to that of the ground; Figure 14, curve 1. A derivation of the relation is presented in the Appendix. In this idealized case, the peak and inflection points do not exist or are so close to the opening boundary as not to be noticed. The exact form of the force and shear distribution

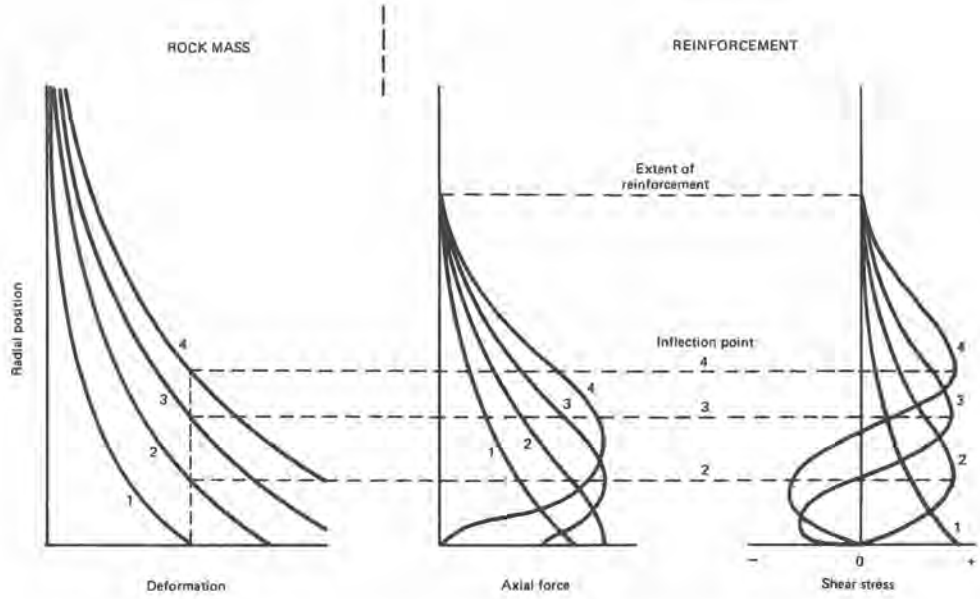


Fig. 14. Reinforcement response to four stages of increased ground deformation (curves 1 to 4)

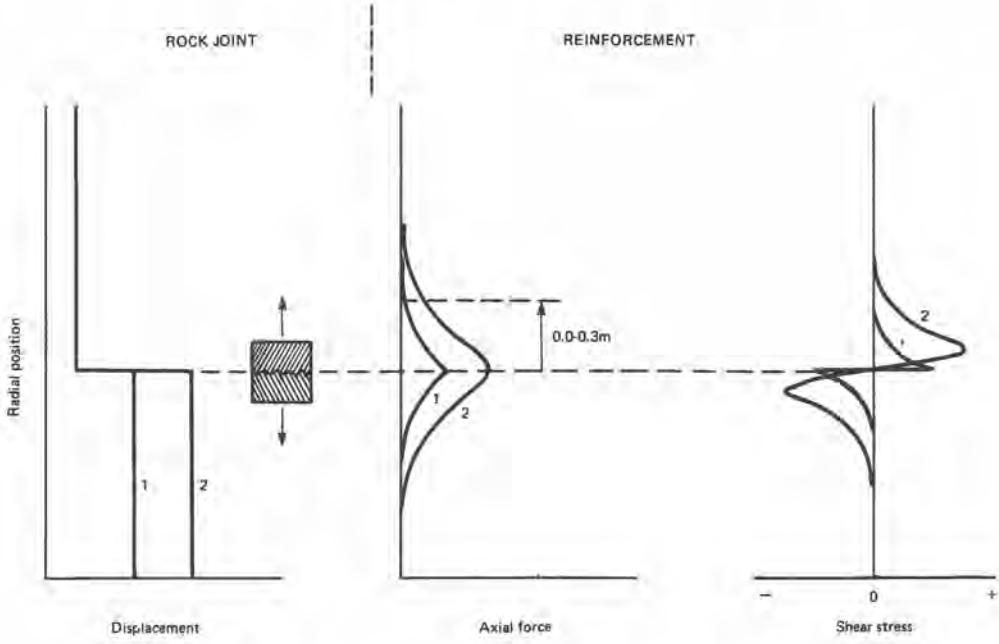


Fig. 15. Reinforcement response to two stages of rock joint displacement (curves 1 and 2)

curves in the immediate vicinity of the opening depends on the boundary conditions imposed by end plates,wire mesh and/or shotcrete.

At the start of the next increment of rock mass deformation, curve 1 to 2, assume that the strain nearest the opening was at the limit for a compatible response. Any additional strain will result in the loss of bond as revealed by the decrease in shear stress. The inflection point indicated on the force distribution, curve 2, is the point of maximum shear stress, as the stress is simply proportional to the slope of the force distribution curve (see Appendix for details). At distances from the opening greater than the inflection point, the rock mass-reinforcement system behaves primarily as a continuum. Between the inflection point and the tunnel opening, the system displacement field is now inhomogeneous. Although the bond between the reinforcement and ground within this region is reduced, the shear stress remains positive leading to a continued force increase at a reduced rate. This form of distribution has been observed for reinforcement with end plates installed in competent ground.

Continued deformation, curve 2 to 3, leads to further bond deterioration indicated by migration to the inflection point away from the opening. Near the tunnel wall the relative displacement between ground and reinforcement has increased to the point where the ground is beginning to load the reinforcement (negative shear stress). At the position at which the shear stress changes sign the acquired force has reached a maximum (peak point). For points closer to the opening the force decreases. Curve 3 is the typical form of the force distribution as shown in Figure 8. Even in competent ground it is difficult to obtain a good bond over the section of reinforcement nearest the opening and depending on method of excavation, ground bordering the tunnel line will be damaged.

A final stage of ground deformation is revealed by farther migration of both peak and inflection points, curves 3 to 4. As previously described, this was the observed response of the spiles installed in squeezing ground, Figure 9. Should the migration continue toward the end of the reinforcement the system is in danger of failure. The magnitude of peak force would noticeably decrease and with complete loss of bond approach zero. Without an anchor length (region of positive shear stress) of at least 0.5 m the reinforcement can not operate at maximum capacity.

The continiuous form of the ground deformation distributions employed in the previous example was obviously idealized. Joints and other discontinuities will result in a degree of deviation. The response of the reinforcement upon extension of one joint is basically a local phenomenon, Figure 15 (roughly limited to within 0.3 m as based on pull out test results: Farmer, 1975). Superimposing the overall rock mass behaviour (Figure 14) with that for individual discontinuities accounts for the less continuous response often observed. It is possible that a single joint may dominate response of the reinforcement in which case the distribution will appear similar to that in Figure 15. The only method by which to separate the response of the rock mass from that of a particular joint is to use an extensometer in conjunction with the instrumented reinforcement. Although this information is of interest, it is not necessary for evaluating basic system performance. Peak force position is a sufficient indicator.

On the basis of the hypothesis illustrated in Figure 14, the region of ground and reinforcement between the position of peak force and the opening would have been subjected

to significant differential strains with some deterioration. Consequently, it was not surprising to find that the weight of this region of ground roughly corresponded to the measured loads on the steel sets installed at the Eisenhower Tunnel, Figure16. As no end plates or surface preparations were used the loosend rock was free to load the set. In most instances this ground can be effectively controlled and reduced in extent by using wire mesh and/or shotcrete. Any local loosening that does occur will then be transferred to the bolt. Again, if the peak point migrates to the end of the reinforcement it can not accommodate the loosened material.

Design and Instrumentation

Despite the extensive use of rock bolts, a fundamental understanding of the mechanisms by which reinforcement systems operate to influence the rock mass has not evolved. Lack of information and the inability to characterize rock mass behaviour and rock-mass-reinforcement system interaction are the primary reasons for this deficiency. Although realistic numerical models are being developed to consider the interrelation of dilation, material strength properties, stiffness,and state of stress obtaining representative values characteristic of the overall rock mass remains to be a challenging area of research. At present, there is not enough information to discriminate the design of prereinforcement from ordinary reinforcement.

As is usual when engineering practice supersedes theory, empirical relations derived from case histories are often employed to guide the reinforcement design for future openings. A large compilation and classification is given by Barton et al (1974). Depending on opening purpose and rock quality, equivalent support pressures were typically shown to range between 50 (0.5) and 300 KN/m^2 (3.0 kg/cm^2).

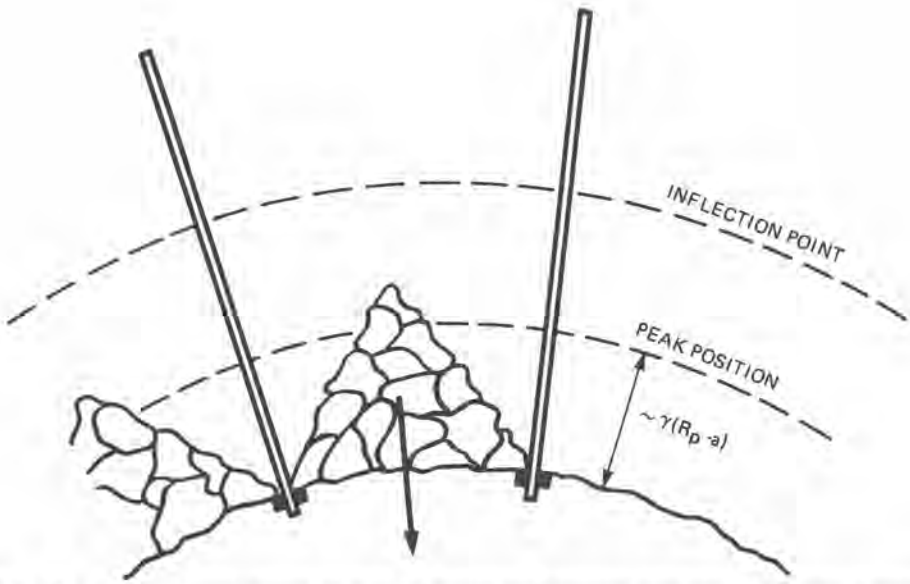


Fig. 16. Approximate region of ground loosening between reinforcement with respect to force distribution peak and inflection points

A major deficiency in basing design solely on previous practice is the inability to determine the efficiency of the reinforcement system. Undoubtedly, many of the reinforced openings described in case histories never required support, while others may have been on the brink of failure. Unless measurements of reinforcement performance were made (rare) the equivalent support pressure derived from the yield force of the steel divided by the tributary area of each bolt is likely to be a conservative number.

Faced with the generality of empirical relations, designers often seek simple models to address their spesific problem. Modified solutions to a linearly elastic-perfectly plastic thick hollow cylinder have become popular in the analysis of difficult ground and the development of characteristic support curves, Figure 13 (Kastner, 1962; Bray, 1967; Hendron and Aiyer, 1971). Despite simplifying assumptions the method illustrates the principles of rock mass-reinforcement system interaction, however, not with such accuracy that specific numbers should be placed against the curve axis. Those with practical experience in the appli-
cation of the New Austrian Tunneling Method (NATM) realize that the rate of opening closure is just as important as the total amount of ground deformation. Deformation rate is often used to assess and predict opening stability and support requirements (Frejus Road Tunnel, France, personal visit; Alberg and Pfander Road tunnels, Austria, John, 1977). The simple elastic- plastic tunnel model being independent of time provides no information on closure rate.

For the design of openings in blocky ground, relatively intact bodies of rock separated by closed joints without infilling, a simple limit equilibrium of a rigid body is frequently performed. Given the largest block of rock capable of moving into the opening as defined by the geometry of the discontinuities and the opening (kinematically admissible solution), forces are applied and the stability assessed. Figure 17 illustrates two, two dimensional solutions for different wedge geometries. The calculated rock load factors or dimensionless support pressures are compared with that typically employed for large chambers in relatively competent rock (Cording and Deere, 1972). Since the support pressures were derived from the yield capacity of the installed system, values are conservative. Relative to installed capacity the calculated value of rock load factor from the wedge models are also conservative. A major disadvantage of the model is the inability to relate forces and displacements, fundamental to the true shear strength of joints. The rigid body has only to satisfy equilibrium, rock and joint stiffness as well as joint dilation do not enter into the formulation. The importance of the excluded parameters depends largely on the initiale state of stress, on the character of the discontinuities, and on the constraint imposed on the body (number of degrees of freedom).

When the initial state of stress is relatively low combined with multiple free surfaces, such as rock slopes and tunnel intersections, stiffness is not a significant factor of stability. These systems are inherently soft (dead weight) and well suited to analysis as a rigid body. In considering the stability of underground openings the increased constraint and state of stress imposed on the free body can have a large influence on the estimated support pressure.

Qualitatively, the influence of initial stress on rock wedge stability is illustrated by a simple example, Figure 18. The normal stress distribution on the wedge surface was resolved

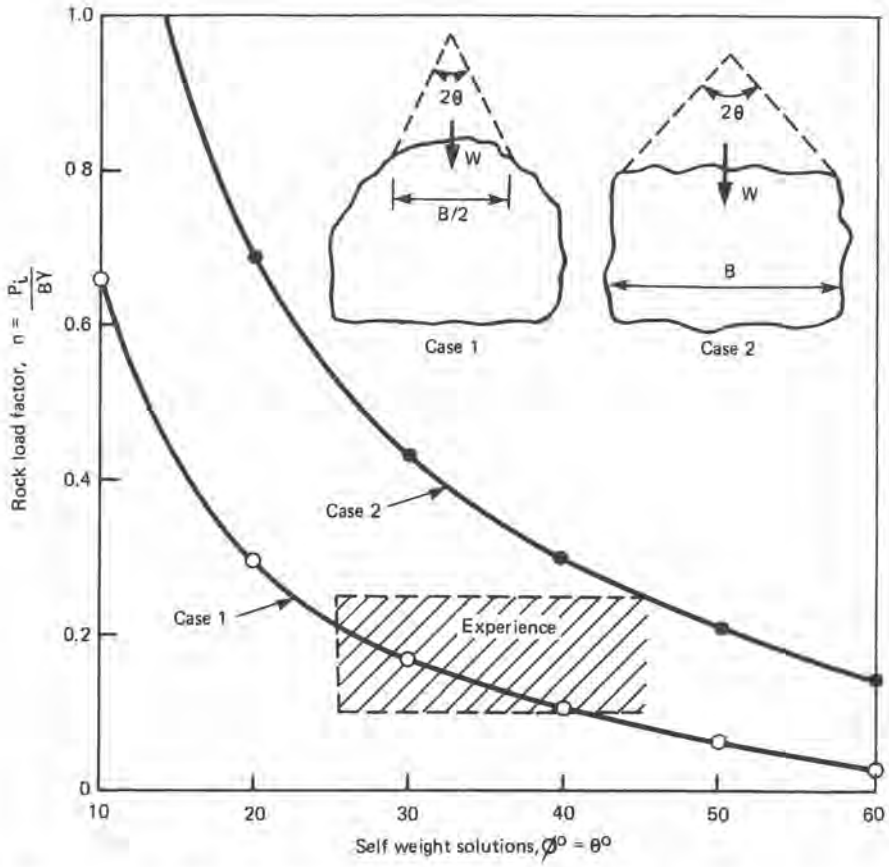


Fig. 17. Limit equilibrium solutions for two wedge geometries as compared to experience derived from installed reinforcement yield capacity (partly after Cording and Deere, 1972)

from the stress field around an elastic opening of radius a. A simple limit equilibrium was performed for tree ratios of initial horizontal to vertical stress. As shown, for an angle of friction greater than the wedge apex half angle,θ, the initial stress significantly improved stability. Incresed ratios of horizontal to vertical stress led to even greater stability, especially when the horizontal stress exceeded the vertical. For friction less than the wedge half angle, however, load increased to an impossibly high value, several times the weight of the wedge. Controlled displacement of the rock toward the opening would facilitate stress redistribution and reduce the required support pressure to a lower bound equal to the self weight.

The above analysis and others like it are largely unsatisfactory except as a guide or for cases where rock mass dilation is not possible (absolutely planar joints: infilling precluding joint wall contact). Aside from the high support pressures often estimated, the required bolt lengths are unusually long as compared with present practice. Model and field studies alternatively suggest that if reinforcement is used on a regular pattern a stable reinforced arch

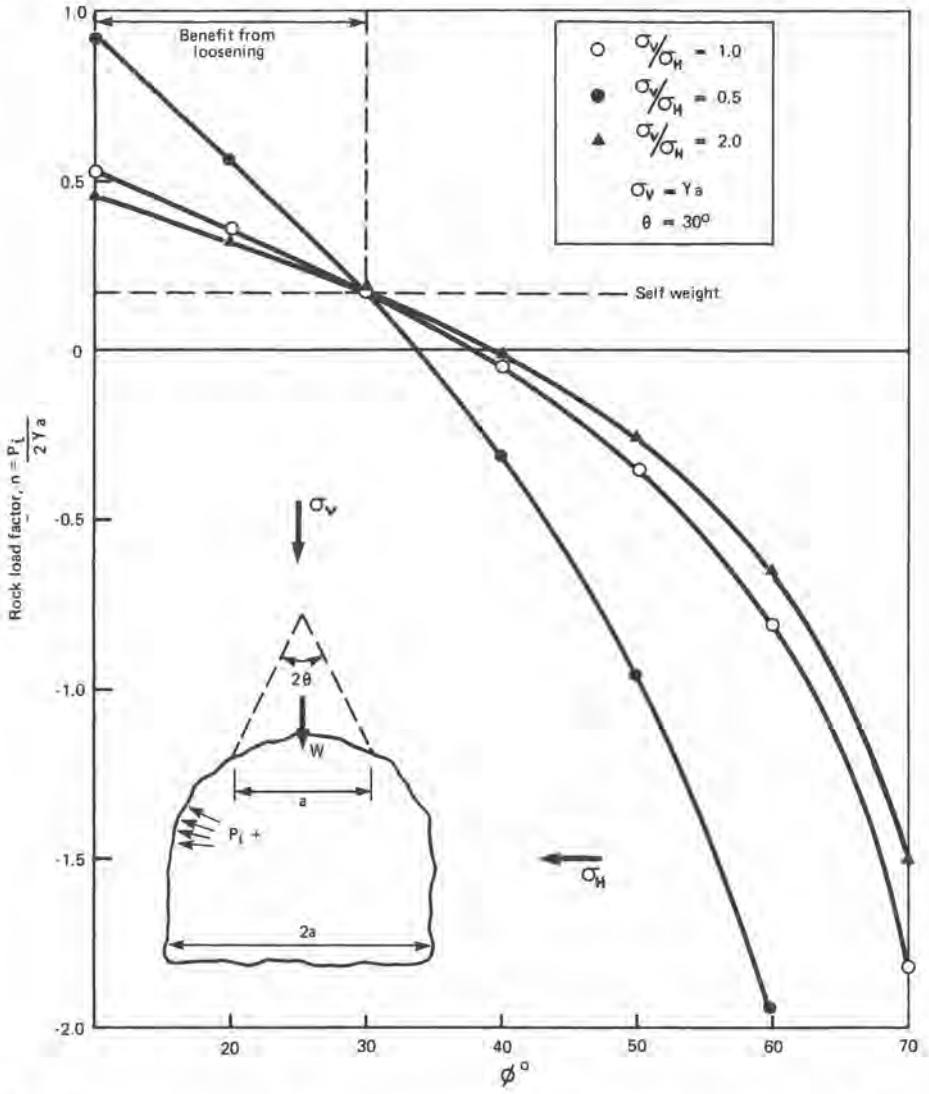


Fig. 18. Influence of initial state of stress on rock wedge stability (wedge stable for rock load factors less than or equal to zero)

is fomed (Lang, 1962). The required thickness and capacity or support pressure of that arch depends largely on rock quality (as in Figure 12). As shown, field measurments have also indicated that major ground activity is restricted to a relatively shallow region around the opening with no tendency for large wedges to form. When overbreaks do occur the failure is often progressive, eventually resulting in a large cavity, but rarely composed of one large block. Maintaining the integrity of the ground nearest to the opening is a primary factor influencing overall stability.

Considering the present state of the art, it is most important to supplement the design with information gained from an instrumentation program. Both system performance and design assumptions should be checked. If a design analysis is based on pinning a large wedge in place, measurments can indicate if the reinforcement has acquired the assumed weight. Unfortunately, tensioned reinforcement disguises the actual system requirement, although measurements of relative change in force are useful.

Instrumented reinforcement is a relatively simple method by which to evaluate the stabilization system performance. Although other methods of measurement, such as internal convergence points or extensometers, may be employed to assess overall stability they can not provide accurate information on the degree of stability or factor of safety. As previously described, the force distribution can be used to interpret system capacity, bolt size and spacing, and reinforced arch thickness or bolt length. If a system is over or under designed it will be evident.

Instrumentation should always be simple, consequently, mechanical measurement systems are generally preferred to electrical. If obtaining access to the instrumented reinforcement is a problem or if excessive distortion of the reinforcement is expected to bind the measuring rods, strain gauges provide a suitable alternative. Only high quality resistive type gauges with hermetically sealed connections are likely to survive the tunneling environment. Weldable gauges used for the investigation at Eisenhower Tunnel have been operational for over a year without signs of deterioration. Vibrating wire gauges sometimes preferred for measurements in difficult environments are too large for use on reinforcement.

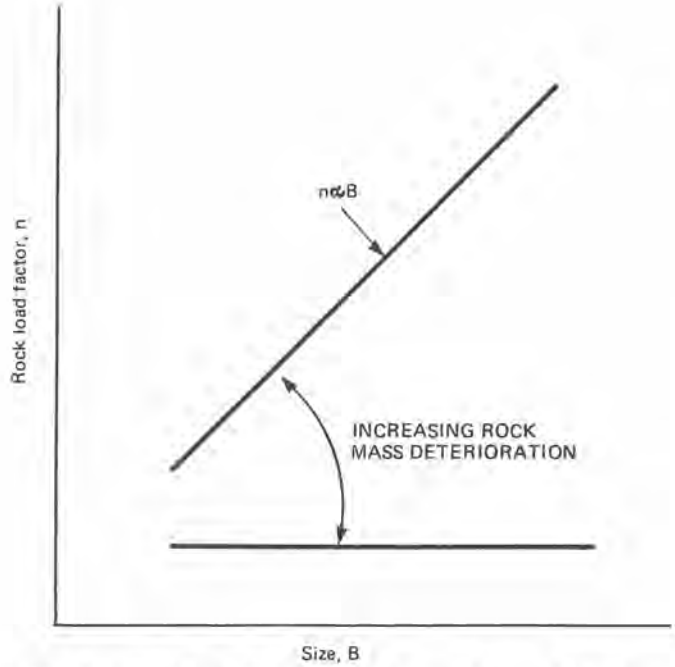


Fig. 19. Range of size effect as related to rock mass deterioration

Size Effect

Influence of opening size on the required support pressure or size effect is largely dependent on the degree of rock mass deterioration. If no failure is considered, as in the theory of linear elasticity, no size effect is predicted. When failure in terms of material fracture is combined with elastic theory, the failure stress is found to be inversely proportional to the square root of the size. Since ground failure and support pressure are also inversely related, support pressure is roughly proportional to the square root of size. Model studies generally confirm the relation between size , stability, and ground deterioration (Myer et al, 1977). Various diameter tunnel models tested under similar conditions, but not close to failure, revealed only a small size effect. Those brought to failure showed a considerably increased effect.

Emperical relations derived by Terzaghi (1946) for loads on steel sets indicated support pressure was directly proportional to size. The same relation also exists for the limit equilibrium analysis of rigid bodies (Figure 17). In both cases a large amount of loosening or deterioration occurred or is assumed.

Results from all sources show the estimated range of size effect from nonexistent to direct proportionality, Figure19. In present underground construction practice with controlled excavation, immediate and efficient support or reinforcement, and stage excavation, ground deterioration is kept to a minimum. A survey of 21 reinforced openings in relatively competent rock with spans between 13 and 31 m revealed no trend of increased support pressure with size (Cording et al, 1971). In difficult ground, although failure can be limited, the deterioration that inevitably occurs will result in a size effect. The extent of the effect depends on the factors mentioned above.

Practical Considerations

Spiling reinforcement should not be confused with forepoling in which heavy, tightly spaced steel members or wooden planks are forced into the ground ahead of the face. Used in conjunction with steel sets, the forepoles perform as temporary support rather than pemanent reinforcement. This approach is used in ground with very short standuptime.

When employed as a construction expedient to control overbreak (increase standup time), spiling reinforcement is installed as shown in Figure 2. Spile length is governed by round length and should extend at least one and one half rounds ahead of the face. This assures complete cover and stabilization of the new face after excavation of the round and before installation of the next set of spiles. Spacing typically is between 0.5 m and depends on the character of the rock mass (average joint spacing, cohesion, precence of water). In ravelling ground in which the average partical size is less than spile spacing or in flowing ground the system will not work effectively.

Spiles installed primarily to increase standup time, combined with additional support and/or reinforcement need not perform to the same standard as a permanent system. It could be economical to use shorter spiles which may „fail", as previosly defined, but only after other stabilization measures are securely in place. Despite the short duration over which the spiling responds efficiently, the overall influence is greater. Controlling the rate

and amount of ground deformation early in the total deformation history of the opening will increase the long term, post failure rock mass strength and, hence, reduce support requirements (Bieniawski, 1970).

As previosly indicated, the region of ground nearest the opening and between the reinforcement is best controlled by surface preparations (wire mesh, shotcrete). If nothing is used in conjunction with spiling the overbreak is usually confined to within their cover. One of the major factors influencing overbreak is the formation of an adequate bond between the ground and reinforcement. When using spiles to improve standup time the bond need not be very strong, but complete sealing or filling of the hole with grout is essential. For unfilled holes overbreak will inevitably proceed to the position at which the grout begins. The diameter of the reinforcing steel and the hole size should be selected for ease of grouting as well as adequate support pressure.

Occasionally, too much attention is directed to reinforcing the opening crown and not enough to the sidewalls or shoulders. The reinforcement system is a system which requires continuity to work effectively. Failure of the sidewalls will eventually undermine the material within the crown. Subsequently, this reinforced region may displace toward the opening as a unit (observed at the Bonneville Railroad Tunnel; Korbin and Brekke, 1977). Circular openings in flat lying sedimentary strata may require longer bolts in the shoulders than in the crown for stability. Failure of the shoulder and sidewall ground resulted in the overall poor performance of the reinforcement system installed at the Kielder Experimental Tunnel (Ward et al, 1970). Instrumented reinforcement installed in the Kielder Water Tunnel indicated that the position of peak force was nearly twice as far from the opening for bolts placed in the shoulder as compared with those in the crown (Shelton, 1977).

Conclusions

A reinforcement system with the capability to immediatly stabilize an opening should be designed to prevent loosening and to attain this capability quickly, while permanent stabilization is achived by restricting deformations. Prereinforcement, as investigated, satisfied both requirements. The efficiency of prereinforcement systems stems from the early point of installation relative to the total deformation history of the ground surrounding the openning.

Deformation induced tensions within the reinforcement is the major mechanism by which spiling reinforcement effectively contributes to the immediate and permanent stabilization of an opening. The magnitude of the measured tensile force, both before and after advancement of the excavation under the cover of the spiles, was considerable. Bending stresses resulting from excavation are insignificant relative to the magnitude of the tensile stresses.

Force distributions derived from instrumented reinforcement are similar in form to bell-shaped probability distributions. Positions of the peak and inflection point are strongly dependent on ground type; the more competent, the closer these points are to the opening.

The changing shape of the distribution curves as characterized by the position and magnitude of the peak and inflection point provides considerable insight into the rock mass-reinforcement behaviour. After the instantaneous force increase and with continued excavation, stress is partially relieved in the reinforcement nearest the opening, and increased in

that farthest from the opening. This change in terms of the migration of the peak position is an effective method by which to monitor system performance.

Formation of a stable reinforced arch is basically a self-equilibrating process, involving a specific region of material within the immediate vicinity of the opening. The required *thickness* of arch is strongly related to ground type and construction method, and less to the opening size, shape, and depth.

Considering the present state of the art, it is most important to supplement the reinforcement design with information gained from an instrumentation program. For major structures, instrumented reinforcement and extensometers should be employed to monitor the behaviour of the reinforced arch and chec design assumptions. Force distributions derived from instrumented reinforcement can be used to evaluate system *capacity* (bolt size and spacing) and reinforced arch *thickness* (bolt length).

Influence of opening size on the required support pressure or size effect is largely dependent on the degree of rock mass deterioration. Efficient support or reinforcement methods combined with modern excavation techniques reduce the effect.

Initial state of stress can have a significant influence on rock wedge stability. Increased horizontal stress led to greater stability for wedge half angles less than the angle of friction. The opposite was found for half angles greater than the friction angle.

In general, prereinforcement can stabilize a rock mass effectively as it; (a) reduces deformations, and thereby deterioration due to work softening and reduction in the inherent available rock mass strength; (b) provides rock mass confinement, leading to increased available strength; and (c) maintains rock arch continuity allowing for increased tangential stress in the immediate vicinity of the opening.

TABLE 1

TUNNEL REINFORCEMENT SPECIFICATIONS

Tunnel	Equiv. radius* (m)	Bolt length (m)	Bolt density (bolts/m^2)	Peak bolt force (kN)	Equiv. pressure (kN/m^2)	Peak position (m)	Ground type	Reference
1. Arlberg road	5.7	6-9	1.0	~250	~250	1.5-3	Squeezing mica schist with zones of mylonite	John, 1977
2. Bonneville pilot	1.3	2.4	2.2	26	57	0.53	Blocky and occasionally seamy silt-stone-sandstone	Korbin and Brekke, 1977
3. Eisenhower road	5.1	4.6						Korbin and Brekke, 1977
(a) 58 + 86			0.5	127	72	0.40	Blocky granite, av. joint spacing 0.2-0.8 m	
(b) 70 + 14			1.1	136	144	0.52	Blocky and seamy granite, av. joint spacing 0.1 m	
(c) 72 + 36			2.2	136	287	1.30	Squeezing ground abundant in clay	
(d) 73 + 42			0.5	223	120	0.55	Blocky granite, av. joint spacing 0.2-0.8 m	
4. Frejus road**	4.5	3-4.7	1.0	~130	~130	~1.5	Squeezing mica schist, massive (forces increasing with depth)	Personal visit
5. Kielder experimental	1.6	1.8	1.3				Blocky mudstone, av. joint spacing 0.3-0.5 m	Freeman, 1978 Ward et al., 1976
(a) bolts & mesh				38	51	1.35		
(b) bolts & shot-crete				48	64	0.75		

TABLE 1 (cont.)

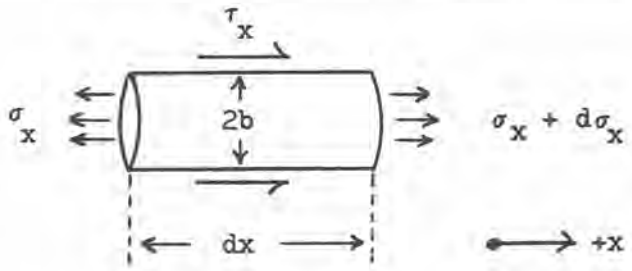
Tunnel	Equiv. radius* (m)	Bolt length (m)	Bolt density (bolts/m^2)	Peak bolt force (kN)	Equiv. pressure (kN/m^2)	Peak position (m)	Ground type	Reference
6. Kielder water	1.8	1.5	2.0				Blocky mudstone, av. joint spacing 0.5-1 m	Shelton, 1977
(a) crown				42	83	0.67		
(b) shoulder				33	66	1.27		
7. Las Planas road	6.3	4-5	0.25					Chapeau, 1978
(a) N sidewall				95	24	~0.6	Massive conglomerate	
(b) S sidewall				245	61	2.1	Marl with slickensided joints, cohesion ≈ 0.7 MPa	
8. Pfander road	5.3	3-7	0.33					Personal visit
(a) conglomerate				70	23	~1	Massive conglomerate, medium strength	
(b) marl				200	67	~2	Massive marl, minor squeeze	

* opening height plus width divided by four

** mechanical anchor (ungrouted), peak position estimated from extensometer

Appendix

(a) relation between reinforcement axial stress, σ_x, and shear stress, τ_x, for a bar of radius, b:



$$\Sigma F_x = 0$$

$$(\sigma_x + d\sigma_x)\pi b^2 + 2\pi b\tau_x dx = \pi b^2 \sigma_x$$

on simplification

$$\frac{d\sigma_x}{dx} = \frac{-2\tau_x}{b}$$

for a linearly elastic material, modulus E_s, the stress-strain, ϵ_x, relation

$$\sigma_x = E_s \epsilon_x$$

can be used to obtain

$$\frac{d\epsilon_x}{dx} = \frac{-2\tau_x}{bE_s}$$

(b) relation between reinforcement and rock mass for compatible strains (strain in the rock, ϵ_R, equals strain in the reinforcement, ϵ_s); assume the rock mass strain distribution, $\epsilon_R(r)$, is derived from a linearly elastic medium, modulus of rigidity G_R, under a hydrostatic initial state of stress, P_o, with a circular opening of radius a,

$$\epsilon_R = \frac{P_o a^2}{2G_R r^2}$$

(i) for $\epsilon_s = \epsilon_x = \epsilon_R$

$$\sigma_x = \frac{P_o E_s a^2}{2G_R r^2}$$

since $\frac{E_s}{2G_R}$ is roughly between 10 and 100 for most rock

$$\sigma_x = (10 - 100)P_o \quad \text{at} \quad r = a.$$

(ii) if $\epsilon_s = \epsilon_x = \epsilon_R$ it follows that $\frac{d\epsilon_s}{dr} = \frac{d\epsilon_x}{dx} = \frac{d\epsilon_R}{dr}$,

on combining (a) and (b),

$$\tau_x = \frac{P_o E_s b a^2}{2 G_R r^3}$$

REFERENCES

1) **Barton, N. Lien, R. and Lunde, J. (1974)** ,, Engineering classification of rock masses, for the design of tunnel support, " Rock Mechanics, Vol 6, No. 4, p. 189-236.

2) **Bieniawski, Z.T. (1970)**,,Time-Dependent behaviour of Fractured Rock," Rock Mechanics, Vol. 2, No. 3, p. 123-137.

3) **Bjurstrom (1974)**,,Shear Strength of Hard Rock Joints Reinforced by Grouted Untensioned Bolts," Proc. 3rd Cong. Int. Soc. Rock Mech.,Denver, Pt. 11B, pp. 1194-1199.

4) **Bray, J.W. (1967)** ,,A Study of Jointed and Fractured Rock (Part II)", Rock Mechanics and Engineering Geology, Vol. V, No. 4, Springer–Verlag publisher.

5) **Brekke, T.L., and Korbin, G.E. (1974)** ,,Some Comments on the Use of Spiling in Underground Openings," Proceedings of the Second International Congress of the International Association of Engineering Geology, San Paulo, Brazil, Vol. 2, No. VII-PC-4, Aug.

6) **Chapeau, C. (1978)** Personal cummunication and (1976) „Analyse des measures du champ des deplacements provoques par le creusement du tunnel," Centre d'Etudes des Tunnels, Bron.

7) **Cording, E.J., Hendron, A.J., and Deere, D.U. (1971)** „Rock engineering for underground caverns," Symposium on Underground Rock Chambers, ASCE, Phoenix, January.

8) **Cording, E.J. and Deere, D.U.(1972)** „Rock tunnel supports and field measurments," North American Rapid Excavation and Tunneling Conferance, Chicago, Proceedings Vol. 1, p. 567-600.

9) **Farmer, I.W. (1975)** „Stress distribution along a resin grouted rock anchor," Int. J. Rock Mechanics and Minig Science, Vol. 12, p. 347-351.

10) **Freeman, T.J.(1978)** „The behaviour of fully bonded rock bolts in the Kielder Experimental Tunnel," Tunnels and Tunnelling, June, p. 37-40.

11) **Hendron, A.J. and Aiyer, A.K. (1971)** „Stresses and strain around a cylindrical tunnel in an elasto-plastic material with dilatancy," Technical Report No. 10, Omaha District, Corps of Engineers, Nebraska, Sept.

12) **Hopper, R.C., Lang, T.A., and Mathews, A.A. (1972)** „Construction of Straight Creek Tunnel, Colorado, " Proceedings, First North American Rapid Excavation and Tunneling Conference ASCE and American Institute of Mining, Metallurgical, and Petroleum Engineers, Vol. 1, June, p. 501-538.

13) **John, M. (1977)** „Adjustment of programs of measurments based on the results of current evaluation," Ingenieurgemeinschaft Lasser-Feizlmayr, Innsbruck, Austria.

14) **Kastner, H. (1962)** „Statik des tunnel – und Stollenbaues," published by Springer, Verlag, Berlin and Gottingen, Germany.

15) **Korbin, G.E. and Brekke, T.L. (1976)** „Model Study of Tunnel prereinforcement," Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 102, No. GT9, Proc. Paper 12415, Sept. 1976, p. 895-908.

16) **Korbin, G.E. and Brekke, T.L. (1977)** „A field study of spiling reinforcement in underground openings, " Technical Report MRD-1-77, Missouri River Division, Corps of Engineers, Omaha, Nebrasks, June.

17) **Korbin, G.E. and Brekke, T.L. (1978)** „Field study of tunnel prereinforcement," Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 104, No. GT8, August.

18) **Lang, T.A.(1961)** „Theory and Practice of Rock Bolting," Transactions of the American Institute of Mining, Metallurgical, and Petroleum Engineers, Society of Mining Engineers of AIME, Vol. 220, p. 333-348.

19) **Londe, P. and Bonazzi, D.(1974)** „Reinforced Rock, " Proc, 3rd Cong. Int. Soc. Rock Mech., Denver, Pt. IIB, p. 1208-1211.

20) **Mathews, K.E.and Meek, J.L. (1975)** „Modelling of Rock Reinforcement Systems in Cut and Fill Mining, " Proc. 2nd A.N.Z. Conf. on Geomech., Brisbane, Australia, p. 42-47.

21) **Myer, L.R., Brekke, T.L. and Korbin, G.E. (1977)** „Standup time of tunnels in squeezing ground, " Part 1, U.S. Dept. of Transportation Report DOT-TST-77- 59, June.

22) **Palmer, W.T., Bailey, S.G. and Fuller, P.G.(1976)** „Experience with Preplaced Supports in Timber and Cut and Fill Stopes," Research Paper No. 278 of the Division of Applied Geomechanics, Commonwealth Scientific and Industrial Research Organization, Melbourne, Victoria, Australia.

23) **Ranken, R.E. and Ghaboussi, J. (1975)** „Tunnel Design Considerations: Analysis of Stresses and Deformations Around Advancing Tunnels", Report FRA-OR & D 75-84, Dept. of Transportation, Federal Railroad Administration, Washington, D.C.

24) **Shelton, P.D. (1977)** „Performance of resin bonded rock bolts in mudstone at the Kielder Aqueduct tunnel, Research report to Noble Explosives Co., University of Newcastle upon Tyne, Dept. of Mining Engineering, August.

25) **Terzaghi, K. (1946)** „Rock Defects and Loads on Tunnel Supports, "Rock Tunneling with Steel Supports, R.V. Proctor and T.L. White, Vol. 1, Commercial Shearing and Stamping Co., Youngstow, Ohio, p. 17-99.

26) **Ward, W.H., Coats, D.J, and Tedd, P. (1976)** „Perfomance of tunnel support systems in the Four Fathom Mudstone, Tunnelling 1976, Inter Symposium, The Institution of Mining and Metallurgy, London, March.

KORROSJON AV FJELLBOLTER

Corrosion of rock anchor.

Avdelingsingeniør Jan Ask Andersen, Den norske Veritas.

SAMMENDRAG

Artikkelen tar for seg de vanligste former for korrosjon og ser på hvordan disse generelle reaksjoner kan overføres på fjellbolter i bruk. Det behandles videre forskjellige materialer i bolter og forankring og det påpekes viktigheten av at bergkjemien og omgivelsene blir vurdert ved valg av boltemateriale, forankring og beskyttelse.

SUMMARY

This paper discuss the most usual forms of corrosion and try to transfer these reactions to rock anchors in use. The paper discuss also different types of materials in the anchors and point out the importance of knowing the chemistry of the rock and surroundings when evaluating the anchor and its protection.

En vanlig definisjon på korrosjon er at det er et angrep på et materiale, vanligvis metall, ved en kjemisk eller elektrokjemisk reaksjon.

Våre vanlige uedle metaller, jern, aluminium, sink, bly o.s.v. er en gang utvunnet av sine naturlig forekommende kjemiske forbindelser, malmer, ved en tilførsel av fri energi (reduksjon). Ved de klimaforhold som finnes, bl.a. her i landet, vil disse metallene korrodere fordi de befinner seg i et termodynamisk ustabilt system. Ved korrosjon av disse metaller går metallene tilbake mot sin opprinnelige tilstand i naturen igjen, (oksydasjon) med avgivelse av fri energi. Reaksjonen er avhengig av mange forhold som temperatur, det omgivende mediums oksygeninnhold, vanninnhold, ledningsevne, surhetsgrad o. l.

KORROSJONSTEORI

Når en skal behandle temaet „korrosjon" kommer en ikke utenom noen nødvendige definisjoner:

Galvaniske celler er fellesnavn for alle celler som kan avgi en elektrisk strøm. Til disse hører de celler der elektrodene består av ulike materialer og hvor elektrolytten er ensartet. Hit hører også *konsentrasjonscellen* der elektrodene er av samme materiale, mens derimot konsentrasjonen av de deler av elektrolytten som deltar i prossen er ulik ved anode og katode. *Termogalvaniske celler* hører også til i denne gruppen hvor da elektrodene er av samme materiale, elektrolytten har lik sammensetning, mens forskjell i temperatur ved anode og katode medfører forskjell i elektrodepotensial ved de to elektroder.

Luftningscelle er det også ofte tale om og dette er en type konsentrasjonscelle som beror på forskjell i mengde løst oksygen i elektrolytten ved anode og katode.

Som eksempel kan en ta for seg stål som korroderer.

Stål ruster vanligvis kun når det er oksygen og vann tilstede samtidig - dersom en av delene mangler får man ingen korrosjon. Stål inneholder foruten jern alltid små mengder andre metaller,carbon, oksygen, sulfider o.l. Disse elementer og inneslutninger har et annet elektropotensial enn grunnmaterialet. Sammen med grunnmaterialet fungerer de som katoder og anoder i elektrokjemiske celler, og hele ståloverflaten vil derfor bestå omvekslende av katoder og anoder. Dersom vi får fuktighet tilstede sammen med naturlig forekommende salter og oksygen vil ståloverflaten derfor korrogere. Ved anoden går jern i løsning:

$$Fe \rightarrow Fe^{2+} + 2e^-$$

elektronene vandrer gjennom stålet til katoden. Her reagerer luftens oksygen med vannet og elektroner på følgene måte:

$$H_2O + 1/2\,O_2 + 2e^- \rightarrow 2OH^-$$

Når OH ionene treffer sammen med Fe^{2+} ionene får vi $Fe(OH)_2$ som med mer oksygen, oksyderer til FeO (OH) som er hovedbestanddelen av rust. Fig. 1.

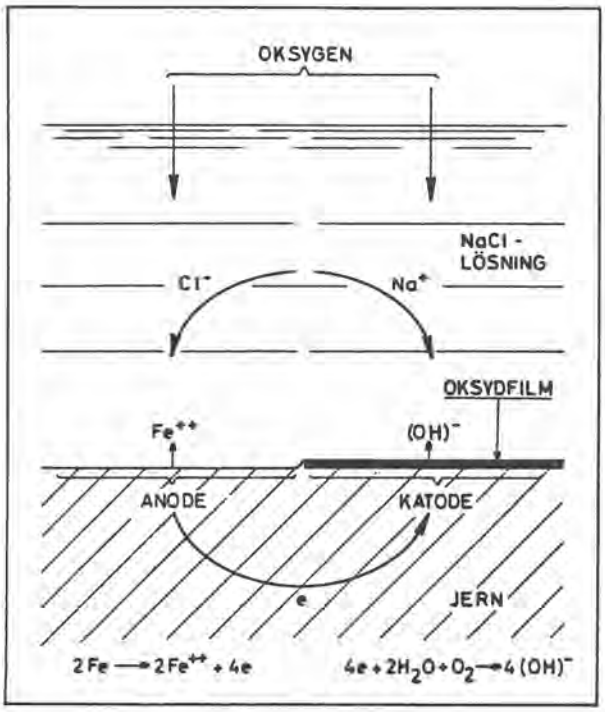
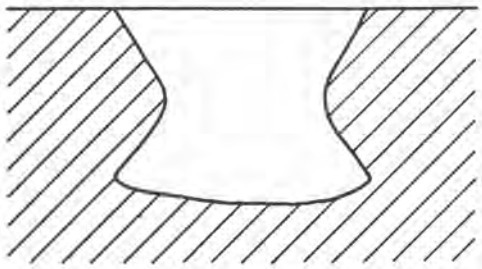


Fig. 1. Korrosjonsreaksjoner.

Dersom fuktigheten er i bevegelse slik at luftens oksygen hele tiden kan trenge inn fortsetter oppløsningen av jern ved anoden. Hvis et slikt korrosjonsangrep er konsentrert til bestemte anodeområder får man *gropkorrosjon*, mens en får *allmen korrosjon* når ståloverflaten utgjøres av et mosaikk av anoder og katoder som er aktive hvorved vi får et tilnærmet jevnt materialtap over en større flate. Fig. 2, Fig. 3.



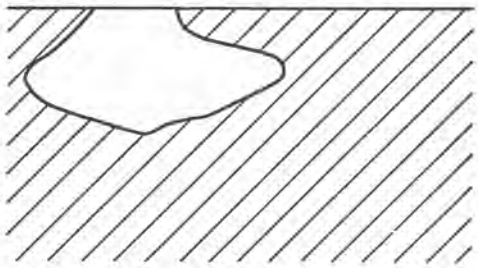


Fig.2. Gropkorrosjon.

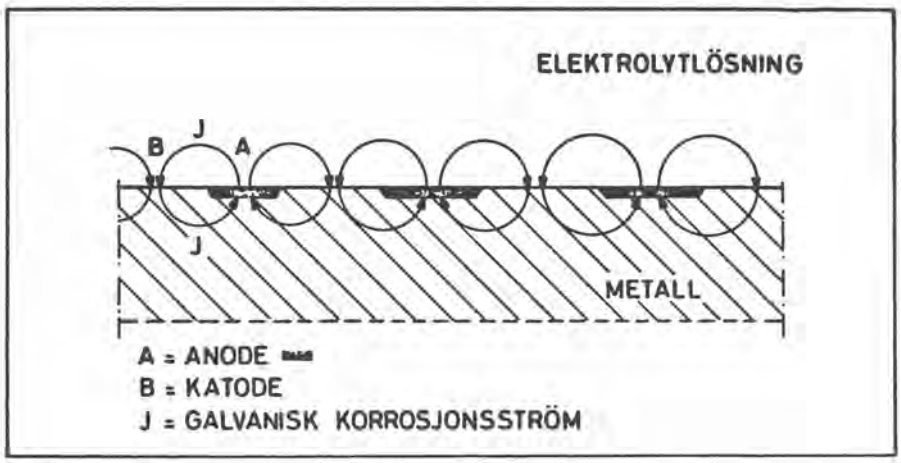


Fig.3. Allmenn korrosjon.

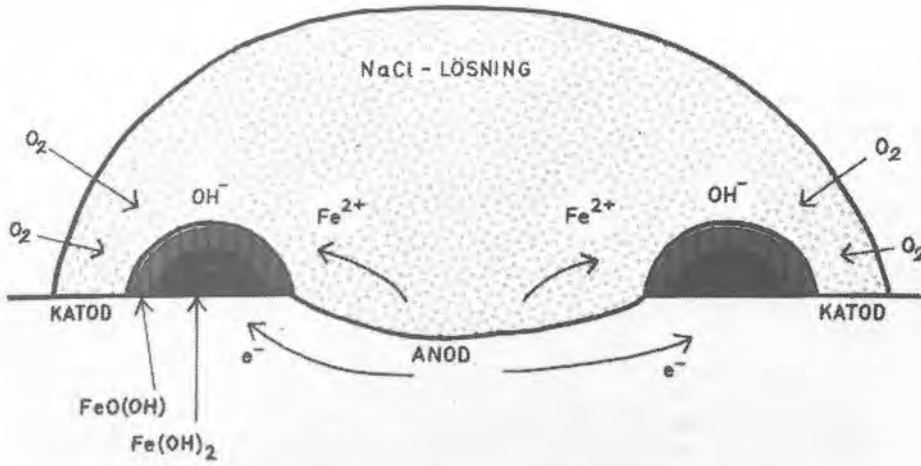


Fig. 4. Luftningscelle ved koksaltløsning på stålflate.

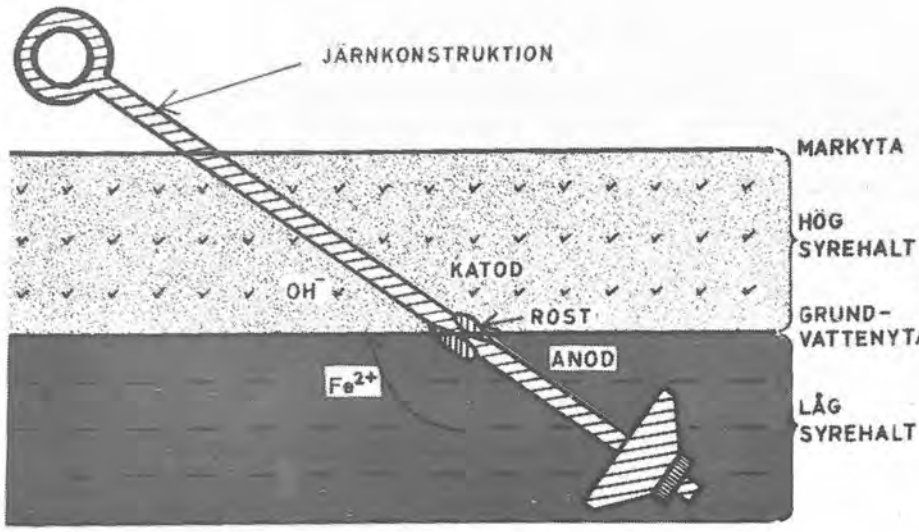


Fig. 5. Luftningscelle ved jordforankring.

Et eksempel på luftningscelle får en som nevnt ved ulikt oksygeninnhold ved anode og katode.

Det er målt opp til 1 V potensialskilnad mellom elektrodene ved et slikt tilfelle. Om man f. eks. legger en dråpe koksaltløsning på en stålbit får man en celle. Fig. 4.

Løsningen i sentrum har lavt innhold av oksygen da det er rel. lang diffusjonsvei til stål-

overflaten for luftens oksygen. Dråpens periferi har høyere oksygeninnhold og vi får en celle med anode i centrum og katode i ytterkantene.

Den type korrosjon som her sist er omtalt er vanlig forekommende når f.eks. en jordforankring går gjennom grunnvannstanden i jord. Fig. 5.

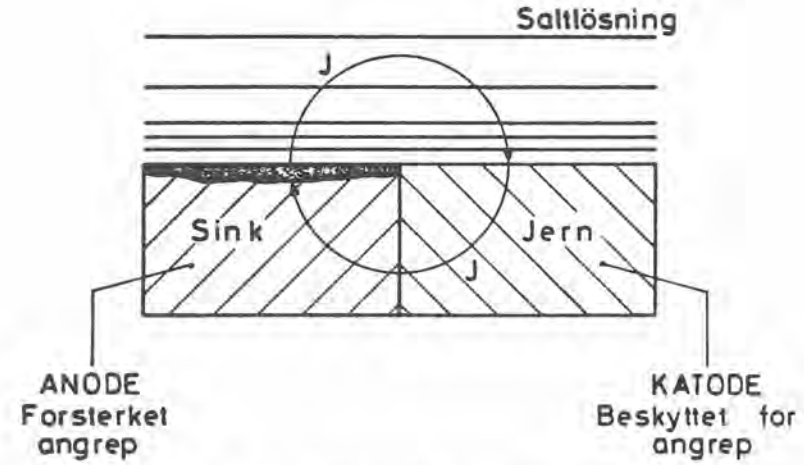


Fig. 6 Galvanisk korrosjon.

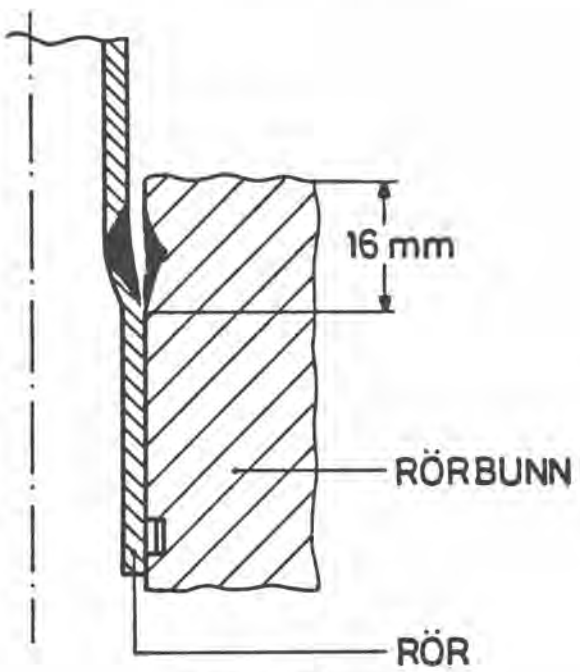


Fig. 7 Spaltkorrosjon.

Eller ved at en stang, rør e.l. går gjennom områder med ulikt vanninnhold og derved ulikt oksygeninnhold.

Man har også andre forhold: Om man har to ulike metaller som står i ledende kontakt med hverandre og vann og oksygen samtidig er tilstede så får vi også en *galvanisk celle.* Fig. 6. Det metall som har det laveste potensial blir anode og går i løsning. Det metall som har høyest potensial blir katode. Jo større forskjell i potensial det er mellom anode og katode jo kraftigere blir angrepet.

Overflate-forholdet mellom anode og katode spiller vesentlig inn i korrosjonsforløpet idet stor katodeflate i forhold til anode gir kraftigere angrep enn om forholdet hadde vært motsatt.

Dersom et metallisk materiale er i kontakt med et annet på en slik måte at det kan dannes en trang spalte vil vi kunne få en type korrosjon kalt *spaltkorrosjon.* Denne grunner seg på de ulike forhold i elektrolytten ytters og inners i spalten. Fig. 7.

De betraktninger som her er nevnt er rent generelle, er allmengyldige og inngår i de fleste korrosjonstyper.

FJELLBOLTER

Etter denne meget kortfattete innledning om korrosjon vil en nå forsøke å overføre noen av disse betraktninger på det egentlig interesseområdet - fjellbolter.

Man forstår at bolting er et omfattende og mangesidig arbeid som krever stor innsikt i fjellets beskaffenhet og de forskjellige bolters anvendelsesområder og at det er et kostbart og tidkrevende arbeid. Det er derfor fullt forståelig at en straks vil søke å benytte permanent sikring uten først å gå veien om arbeidssikringer. Det finnes derfor en rekke boltetyper for øyeblikkelig og permanent sikring på markedet.

Karbonstål

Boltene lages vanligvis av vanlig karbonstål i forskjellige fasthetsklasser for å oppnå passende styrke. Boltene vil derfor korrodere om forholdene ligger til rette for det.

Ved høyfaste stål kan en gå ned i dimensjon og likevel oppnå de samme styrketallene som ved mindre høyfaste ståltyper, men samtidig får en da mindre gods å korrodere på og boltene får da også kortere levetid, idet korrosjons-hastigheten tilnærmet er den samme. Dette er følgelig forhold som motarbeider hverandre.

Rustfritt stål

Rustfritt stål er en fellesbetegnelse for stål med min 12% Cr, som også kan inneholde varierende mengder andre legeringselementer f. eks. nikkel og molybden. Avhengig av legeringssammensetningen får en stål med forskjellige egenskaper. Den normalt gode korrosjonsbestandighet av rustfritt stål skyldes en passiv film som bygges opp ved kjemiske prosesser på overflaten. Stabiliteten av de passive filmer varierer med stålets sammensetning og struktur

Enkelte stoffer og vilkår kan virke nedbrytende på filmen eller vanskeliggjøre dannelse av den. Klorider vil f.eks. virke som en „gift" for passivfilmer, nedbryter denne og hindrer gjenoppbyggingen dersom ikke omgivelsene er tilstrekkelig oksygenrike.

I særdeleshet må en unngå tildekninger av forskjellig slag og f.eks. trange spalter og stillestående kloridholdig vandig miljø.

Når rustfritt stål korroderer vil det ofte skje i form av „pitting" idet små flater i passivfilmen gjennombrytes og danner grunnlag for galvanisk korrosjon, liten anode/stor katode, med tildels meget høy korrosjonshastihet.

Rustfritt stål kan derfor meget vel korrodere dersom forholdene ligger til rette for det. Det finnes dog mange „rustfrie" kvaliteter og enkelte legeringer er bedre egnet i kloridholdig vann enn andre.

Hvilken kvalitet som event. skal benyttes vil måtte avgjøres med hensyntagen til de aktuelle bruksområder samt pris.Et høyere legert og bedre korrosjonsbestandig materiale vil betinge høyere pris.

Gjenger

Gjenger kan være skårne eller valsete. En skåret gjenge vil være en klar bruddanvisning og vil også korrosjonsmessig være uheldig p.g.a. spenningene- det vil være et gunstig sted å sette inn et korrosjonsangrep på og da et konsentrert angrep som vil være kraftigere enn et generelt angrep.

Ved den spenning som dannes i boltene ved tilstrammingen, økes dette forhold betydelig.

Ved valsete gjenger får en ingen slik bruddanvisning dersom gjengene er riktig utformet, og en får tildels også økete fasthetstall p.g.a. kalddeformasjon i gjengepartiet. Det korte gjengepartiet vil da ventelig bli katode i forhold til resten av bolten og i noe ekstra korrosjonsangrep vil sansynligvis unngås.

FORANKRING

Forankring av boltene kan utføres på forskjellig måte enten i form av ekspansjonshylser eller ved innstøping.

Ved sikring med ekspansjonshylser av stål vil det være fare for at hylsen med tiden vil korrodere hvorved holdet for de forspente bolter vil glippe. Dette vil gjelde om hylsen er galvanisert eller ikke. En galvanisert utførelse vil naturligvis forlenge levetiden noe, men kanskje ikke så svært meget.

Dersom forankringen utføres med en polyestertype vil oksygen og vann ekskluderes fra området og korrosjon vil ikke kunne inntre så lenge plasten er intakt og ikke oppsprukket. En innstøping med en sementblanding vil også hindre korrosjon. En kan her ikke være sikker på at vann/fuktighet vil være fullstendig ekskludert fra bolten, men miljøet vil være så basisk at man kan regne med at vi har et ikke- korrosivt miljø.

Betong vil kunne stå dårlig i et surt miljø.

OMGIVELSENE

Dersom en fjellbolt står i helt tørre omgivelser vil man ikke få noen korrosjon, men så snart fuktigheten kommer til i form av kondens, eller som porevann i fjellet, eller som strømmende vann kan boltene korrodere da man kan forutsette at nødvendig oksygen, luft, til enhver tid er tilstede.

Kondensvann er i sin egentlige tilstand som destillert vann å regne uten salter, og ledningsevnen er derved meget dårlig. Det vil egentlig betinge gunstige forhold for å unngå korrosjon. Men vannet tar ganske fort opp salter fra omgivelsene og en får isteden gunstige forhold *for* korrosjon.

Bergartskjemien er derfor av vital betydning fordi den innvirker på grunnvannets beskaffenhet og dermed dets korrosivitet.

Hårdt vann, dvs. vann inneholdende rel. mye *salter,*kalsiumkarbonat, gir f.eks. mindre korrosjonsangrep enn bløtt vann under ellers like betingelser. Dette kommer av at kalksaltene delvis felles ut som et fast beskyttende belegg på bolten.

Et bløtt vann gir i så måte ingen slik beskyttelse. Dette forhold kjenner en igjen fra vannrør som fører hårdt vann har meget lenger levetid enn de som fører bløtt vann.

Vannets surhetsgrad, pH, er også medvirkende for korrosjonsforholdene - jo surere vann, jo kraftigere korrosjon er det naturlige. Myrvann, som er surt, er f.eks. vanligvis korrosivt. Myrvann kan dessuten p.g.a. forråtnelse av plantevekster o.l. inneholde andre korrosive bestanddeler, f.eks.sulfider.

Muligheten for korrosive bestanddeler i selve berget eller jordsmonnet som boltene kan tenkes å gå gjennom har også betydning.

En kan bare nevne stikkord som Alunskifer, humusholdige jordarter, o.l. som alle er sterkt korrosive overfor stål og som en naturligvis må ta hensyn til ved bolting.

En kan også finne at bolter går gjennom leirslepper og inn i fast fjell igjen. Her vil en lett kunne få forhold som er ulike når det gjeller konsentrasjoner av oksygen og salter i vannet.

Slike områder vil derfor være særdeles utsatt når det gjelder korrosjonsangrep. (Kfr. konsentrasjon- eller luftingscelle).

Desom man har en vannførende tunnel med vanlige stålbolter som ikke er innstøpt, vil man få forskjell i oksygeninnholdet mellom de ytre og indre deler av bolten. De ytre deler vil få en stadig tilførsel av friskt oksygen fra vann som strømmer forbi. Inne i borhullet hvor bolten dekker det meste av arealet vil det bli liten utskifting av vannet, det oppstår en ubalanse i potensialforholdene og et korrosjonsangrep er et faktum. Korrosjon ville vi i alle tilfelle fått i vann, men det her nevnte er et *kraftigere* angrep p.g.a. de nevnte forhold. Korrosjonsangrepet vil være kraftigere i de indre partier, f.eks. der forankringen er (om det ikke er en støpeforankring). En kan derfor risikere at forankringen ved forspente bolter „glipper" og bolten bare henger „løst" i hullet.

Dersom en tunnel går under et sjøområde og forsåvidt skulle ansees for å være tørr, må en likevel regne med en viss gjennomtrenging av det ovenpåliggende sjøvann. Porevannet vil derfor sannsynligvis inneholde betydelige mengder med kloridholdige salter.

Det er velkjent at kloridløsninger er et meget korrosivt medium overfor stål. I de ovennevnte tilfeller må en derfor regne med økt korrosjonshastighet. Det samme vil naturligvis gjelde ved direkte sjøvannførende tunneler.

En må derfor i slike tilfeller være ekstra omtenksom når forankringstypen skal vurderes. –(Materialvalg etc.).

En må også være klar over at det finnes reservasjoner for de rustfrie kvaliteter i et kloridholdig miljø, dersom en slik kvalitet er på tale (pitting korrosjon,tildekningskorrosjon, spaltkorrosjon).

Et annet medium av mer ubestemmelig kvalitet er kloakkvann. Kloakk kan føres i betydelige avstander gjennom tunneler(Kfr. Oslo-Bærum-Asker til Bjerkås) og inneholder betydelige mengder av korrosive bestandeler.

Kloakk kan inneholde sulfider og forråtnelses-bakterier som fremmer korrosjon (bakteriekorrosjon) og ikke trenger tilstedeværelse av oksygen. (Anaerobe bakterier). Slam kan også sette seg av og danne grobunn for tildekningskorrosjon.

SIKRING MOT KORROSJON

Man har nå sett litt på hva som innvirker på boltene når det gjelder korrosjon og så gjelder

det å finne forholdsregler mot korrosjonen. Et er sikkert - det vil ikke være noen enkel oppgave å finne et botemiddel som gjelder for alle forhold.

Man har tidligere vært inne på at korrosjonen betinger at to forhold er tilstede samtidig – oksygen og vann.

Kan man 100% hindre disse elementer i å nå inn til stålet så er saken grei, men disse 100% er vanskelig å oppfylle.

Det kan tenkes at bolten pålegges belegg av forskjellige typer, maling – polyester – polyurethan, e.l.

Det kan sikkert finnes frem til tette belegg som ihverfall teoretisk vil være gunstige.Men så har man de praktiske forhold. Belegget må være intakt også etterat bolten er satt inn etter diverse håndteringer helt fra fabrikasjonsstedet (–transport – håndtering i tunnelen – innsetting i borhullet og montering). Mange belegg vil gjøre vondt verre idet vi får små skadesteder (anoder) og store skadefrie områder (katoder): altså med konsentrerte og farlige angrep som resultat.

Man har gode erfaringer med diverse belegg fra skipsindustrien hvor belegget står i kontakt med strømmende vann, men da har en det hele under god oppsikt fra tid til annen og kan reparere event. skader. Forholdene vil være meget vanskeligere inne i fjellet i så måte. Forfatteren kjenner ingen data for de forskjellige organiske beleggs holdbarhet under slike forhold.

Galvanisering er et velkjent korrosjonshindrende middel som grunner seg på at sinkbelegget effektivt beskytter stålet katodisk. Det er ikke absolutt nødvendig at belegget er fullstendig skadefritt etter innsettingen idet sinken har en viss „fjernvirkning".
En ser f.eks. ved offshore konstruksjoner eller ombord på skip at det benyttes sinkanoder spredd utover.

Virkningen er den samme som om belegget ikke var fullstendig tett, stålet som er frilagt, hvor feilen er, blir allikevel beskyttet.

Sink vil også korrodere - bli tæret opp i fuktig oksygenholdig atmosfære, - den er så absolutt ikke evigvarende. Under ellers like forhold vil sinkens levetid tilnærmet være proporsonal med beleggstykkelsen. Ved varmgalvanisering – som en må forutsette vil være nødvendig for å få tilstrekkelig tykkelse– får en imidlertid et „Hårdsink" – lag innerst mot stålet– en legering av sink og jern— som regnes å være noe mer korrosjonsbestandig enn ren sink. Ved ekstra tykke sinkbelegg vil en få problemer med gjengene – en måtte dimensjonere mutterne temmelig romslig. Fig. 8.

Når det gjelder beising (rensing) før galvanisering av høyfaste stål gjelder at hydrogen kan bli introdusert i stålet og ikke slipper ut igjen. Dette vil føre til hydrogensprøhet som kan svekke stålet betydelig. Produsent vil kunne ta sine forholdsregler for å motvirke dette dersom ikke stålet er for høyfast.

De her nevnte metoder med reservasjoner gjelder når bolten skal stå i fuktig atmosfære.

Hvordan vil metodene klare seg i strømmende vann? F.eks. i en vanntunnel eller hvor det renner vann sakte, men sikkert ut av et borhull med bolt.

Ja, da blir forholdene enda mer oversiktelige. Fig. 9, Fig. 10. Om situasjonen muligens synes rosenrød for galvanisering under atmosfæriske forhold vet man at sink i strømmende vann kun gir beskyttelse av meget kortere varighet. Dette kommer av at sinkens naturlige korrosjonsprodukter vil virke som beskyttelse mot videre korrosjon. Strømmende vann vil

føre disse produkter bort og blottlegge sinken for videre angrep.

Noen belegging av rustfrie bolter kan ikke komme på tale. Ved beskadigelse av et event. belegg kan en få betydelige skader p. g. a. gropkorrosjon (pitting) på boltene.

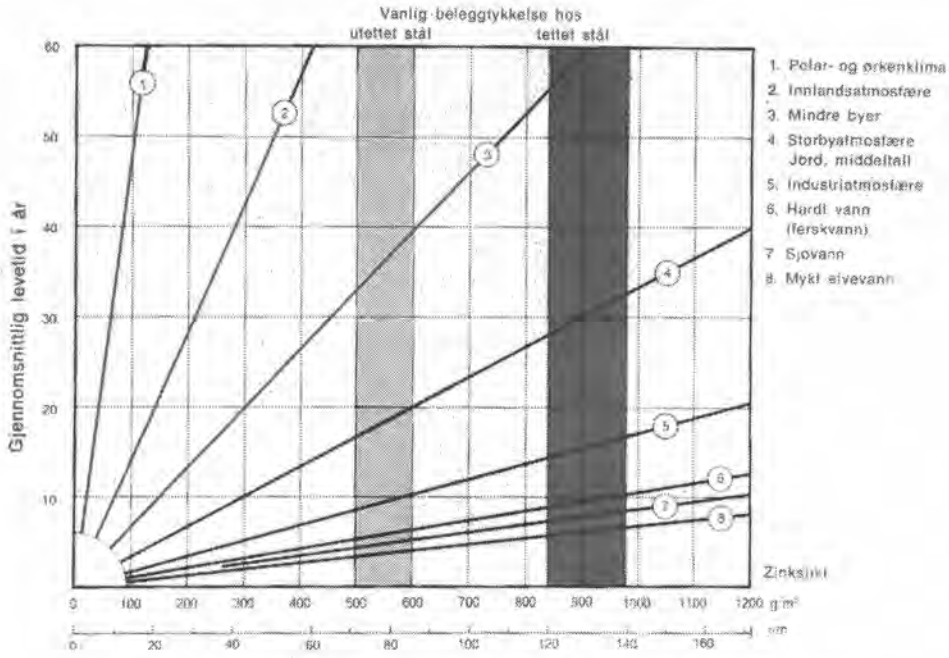


Fig. 8. Levetid av sinkbelegg i forhold til miljø og beleggtykkelse.

	Omtrentlig angrep pr. år			
	Grenseverdier		Middeltall	
	g/m²	my (0.001 mm)	g/m²	my (0.001 mm)
Sjøvann	150—600	21—85	—	—
Elvevann				
Hardt	20—30	2,8—4,3	25	3,6
Mykt	100—250	14—36	150	21
Regnvann, pH 4,3	100—120	14—17	110	15,5
Regnvann, pH 5,8	25—30	3,6—4,3	27	3,8
Regnvann, pH 6,1	20—25	2,8—3,6	22	3
Drikkevann				
Hardt, +20°C	—	—	100	14
Hardt, +70°C	5000—8000	700—1150	—	—
Mykt, +20°C	100—250	14—36	150	21
Destillert vann	2000—7000	280—1000	—	—

Fig. 9. Korrosjon av sink i forskjellige slags vann.

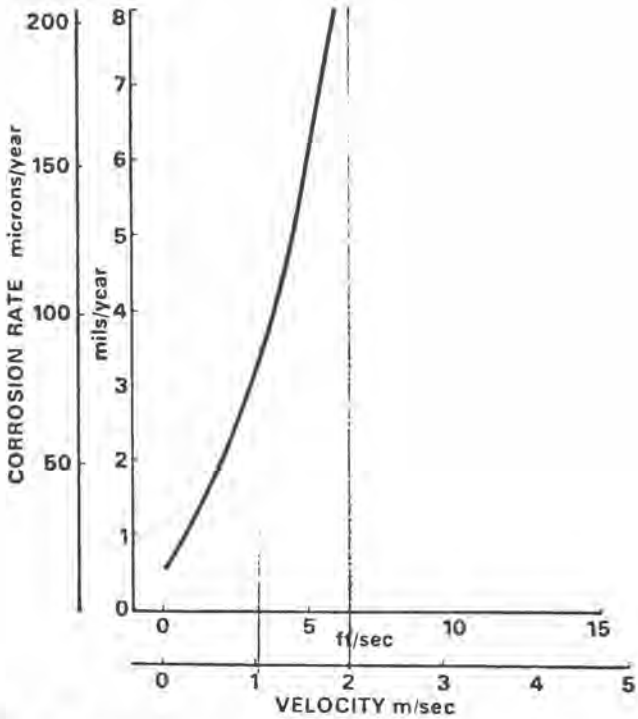


Fig. 10. Korrosjon av sink i relasjon til vannhastighet (sjøvann).

SLUTNING

Det er klart at en kan stille ulike krav til fjellforankringen etter hvilken type anlegg som skal sikres.

Man kan tenke seg hvilken katastrofale følger det kan få om en bolt sviktet i en vei– eller jernbanetunnel eller i en fjellhall hvorved større eller mindre deler av fjellet kan falle ut.

I en vannførende tunnel, kraftverks– eller kloakktunnel, vil en tilsvarende utrasing neppe bli registrert.Dette er forhold som naturligvis blir tatt hensyn til.

I denne behandling av temaet er slike ting ikke tatt opp til vurdering. Her er kun noen av forholdene ved korrosjon blitt berørt – ikke på noen måte uttømmende, men kun for å peke på noen av de forhold en må ta hensyn til ved bolting m.h.t. korrosjon. Hvorvidt andre praktiske forhold spiller inn og forandrer gjennomførbarheten er ikke vurdert.
Problemene kan være mange.

REFERANSER

1.

1) Uhlig, H.H.: Corrosion and Corrosion Control
John Wiley & Sons, Inc. New York 1967.

2) Wranglen G: Metallers korrosion och ytskydd
Almqvist & Eiksell, Stockholm 1967.

3) Evans, U,R: The corrosion and oxidatio of metals
Edvard Arnold Ltd, London 1960.

4) Laurent, B.: Korrosion i jord, Bulletin nr. 59
Korrosioninstitutet, Stockholm, 1976.

5) Slunder and Boyd: Sinc.: It's corrosion resistance
Sinc Institute Inc. New York 1971.

6) Nordisk Førzinkningsføring: Varmforzinking
som korrosjonsbeskyttelse 1969.

7) Steensland og Aamodt: Korrosjon og Korrosjonsbeskyttelse
Det norske Veritas.

8) Schach og Garshol: Fjellbolting.
Kontor for fjellsprengningsteknikk, 1973.

9) Korrosion och Ytskydd. 11 – 1968.

FORANKRING MED KABELSTAG

Tendon anchoring in rock.

Siviling. Per Heimli, NOTEBY Norsk Teknisk Byggekontroll A.S

SAMMENDRAG

Bruken av kabelstag har øket betydelig de seneste årene og metoden representerer for mange et nytt fagfelt der det hersker tildels stor usikkerhet. Dette gjelder ikke minst ved vurderingen av de kriterier som legges til grunn for beregningen av nødvendige innstøpningslengder i fjell. Artikkelen gir en kritisk oversikt over de synspunkter og beregningsmetoder som finnes i de siste års litteratur m. h. t. nødvendige lengder for kabelstag, med hovedvekten lagt på fjellets fasthetsegenskaper, samvirket mellom fjell og mørtel og samvirket mellom mørtel og stål.

SUMMARY

The use of steel tendons for rock anchoring has increased considerably and represent a new aspect of engineering for a majority of engineering geologists. The use of rock anchors involves a series of design criteria to be cleared out, and amongst these is the very important aspect of uplift capacity and fixed anchor dimensions. The paper submits a critical review of current international design philosophy in this field with reference made to the rock conditions normally found in Norway. The main topics dealt with are rock mass behaviour, interaction between rock and cement grout and finally the interaction between cement grout and steel tendon.

Innledning

Både i Norge og i utlandet er det utgitt en mengde litteratur om vanlig boltesikring av fjell og bygningskonstruksjoner, og dette er en teknikk som er velkjent for alle som arbeider med fjelltekniske problemer. Derimot virker det som om bruken av lange kabelstag svært ofte er ukjent land for mange.

Bruk av kabelstag er et felt der det gjerne er, eller burde være meget nært samarbeid mellom bygningsingeniører og ingeniørgeologer. Tradisjonelt er slike jobber her i landet gjerne blitt styrt uten nevneverdig bruk av geologer, men denne praksis er nå tydelig endret de siste 10-år.

Selve sikringsformen blir gjerne omtalt som stagforankring, selv om det ofte ikke benyttes rene stag (stenger), men derimot stålkabler av forskjellige typer.

Bruksområder

Stagforankring brukes vanligvis der hvor det skal opptas så store krefter at vanlige fjellbolter enten er upraktisk eller endog helt umulig å bruke. Av typiske anvendelsesområder for stagforankring kan nevnes forankring og sikring av store spunt- og eller slissevegger i dype utgravinger i løsmasser, fastspenning av høye konstruksjoner som fabrikkpiper, TV- og radiotårn og kraftlinjemaster, forankring av kabler i hengebroer og dessuten sikring av større fjellpartier (Fig. 1). Det finnes en serie forankringssystemer på markedet, de fleste er gjerne utformet som modifikasjoner av de systemer som brukes ved produksjon av spennbetong. Hovedforskjellen på de forskjellige systemer ligger stort sett i de forskjellige produktenes oppspenningssystemer.

Virkemåte

I prinsippet består et kabelstag av et forankringshode (låsehode), en fri lengde og en injisert lengde. I tillegg kommer enn eller annen form for korrosjonsbeskyttelse. Etter at kabelen er ferdig injisert i riktig lengde og mørtelen har oppnådd tilstrekkelig fasthet blir kabelen spent opp og spennkraften overføres til fjellpartiet omkring det injiserte parti av kabelen. Kabelstag kan bare ta strekkrefter. (fig.2)

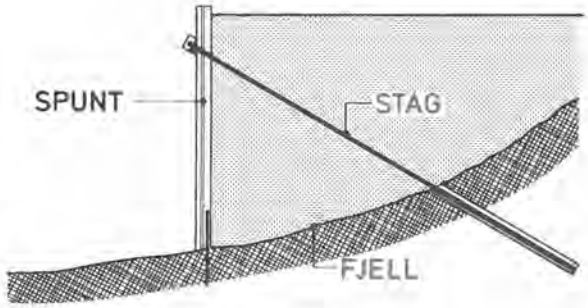


Fig. 25.1 (a)

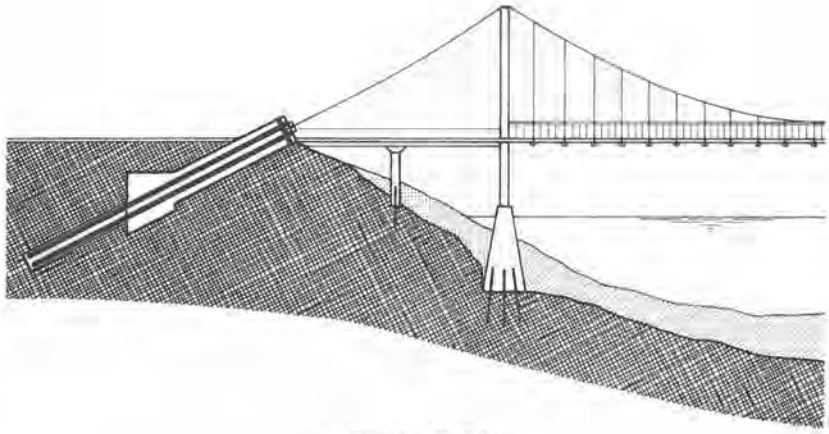


Fig. 25.1 (b)

Fig. 25.1 (c)

Fig. 25.1 (a, b og c.) Eksempler på bruksområder for kabelstag.

Dimensjoneringskriterier

Ved dimensjonering av injiserte forankringer må følgende forhold vurderes:

Fjellets fasthetsegenskaper
Samvirket fjell/mørtel
Samvirket mørtel/stål

Dessuten kommer selvsagt styrken i spennstål og ankerfeste, men dette blir ikke omtalt her. Grovt sett kan de dimensjoneringskriterier som benyttes i dag deles i to grupper. På den ene siden de prosedyrer som baseres på klassisk elastisitetsteori, og på den annen side bestemmes stagparametrene ofte ut fra grove empiriske regler som f.eks. 1 meter stag pr. 100 Mp last, prøving og feiling eller endog ved ren gjetning. Gapet mellom disse hovedgrupper er ofte meget reelt. For å konkretisere problemstillingen i noen grad blir det i det følgende tatt utgangspunkt i vertikale stag med oppadrettet belastning.

Fjellets fasthetsegenskaper.

For å beregne det mothold som fjellet yter er den gjengse internasjonale praksis basert på

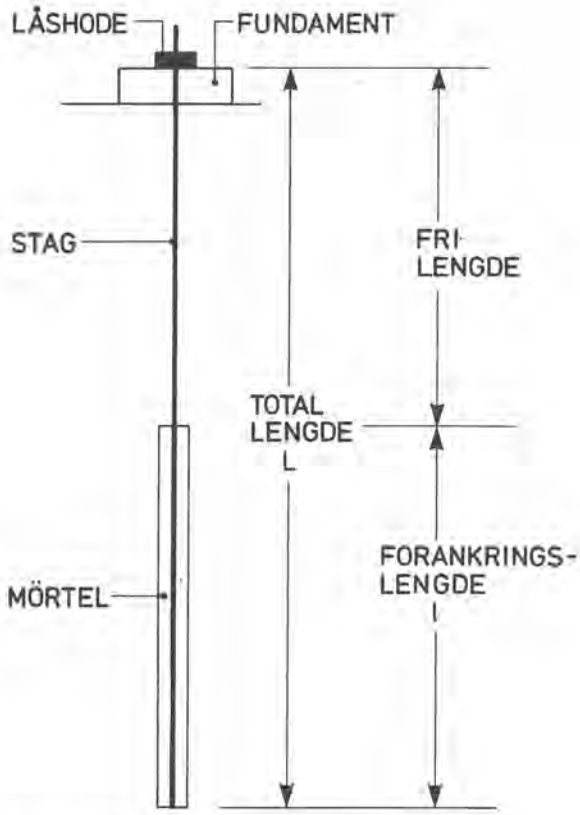


Fig. 25.2 Hovedkomponenter i et kabelstag.

en meget skjematisk og teoretisk betraktning av fjellet. Når det gjelder enkelstående stag er den vanlige antagelsen at ved et eventuelt brudd i fjellet blir det revet ut et kjegleformet bruddlegeme, noe som i praksis antagelig forekommer uhyre sjelden. Toppunkt for kjeglen velges enten fra midten av det injiserte parti eller helt nederst. (Fig. 3)

Hovedpoenget ved vurderingen av fjellfestet er imidlertid at uansett hvilket bruddlegeme man velger å operere med så må staglengden være stor nok til at fjellets fasthet sammen med bidraget fra fjell-legemets vekt gir et mothold som er større enn stagkraften.

I litteraturen ser man ofte at det skilles mellom to hovedkategorier av fjell, nemlig fast, uopsprukket fjell, samt oppsprukket fjell. Nedenfor følger en kort oversikt med kommentarer til de beregningsformler som man ofte finner i litteraturen.

Staglengde i fast, uopsprukket fjell.

Motstand mot utriving bestemmes av bergartens skjærfasthet τ, som ofte antas å være lik 1/10 - 1/12 av bergartens trykkfasthet. I et isotropt fjell vil bruddlegemet bli kjegleformet og nødvendig staglengde blir

$$L = \sqrt{\frac{P}{4.44 \cdot \tau}} \qquad (1)$$

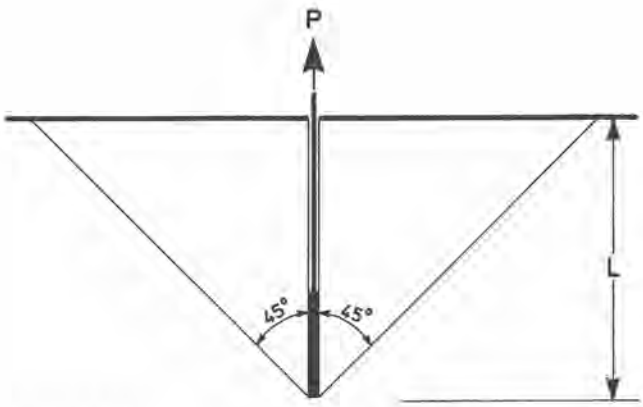


Fig. 25.3 Modell for beregning av forankringsdybde (internasjonal praksis).

under forutsetning av at toppvinkelen er 90°. Her ser man altså helt bort fra vekten av fjellet. Dersom flere stag settes på linje blir tilsvarende formel for nødvendig lengde

$$L = \frac{P}{2.83\,\tau \cdot s} \tag{2}$$

der s er avstanden mellom stagene. Her antas altså et samvirke mellom de enkelte stag.

Dersom stagene settes i et rutemønster med tilstrekkelig liten avstand mellom stagene forutsettes igjen et samvirke mellom alle stag i gruppen og beregning av nødvendig lengde baseres her på den meget enkle „vekt av fjell" metoden, dvs.

$$L = \frac{P}{\gamma \cdot s^2} \tag{3}$$

der γ er fjellets romvekt (alternativt benyttes dykket romvekt γ - 1) og s igjen er avstanden mellom stagene. Som man ser blir skjærfastheten ikke tatt med i betraktningen, dessuten antas her at staggruppen mobiliserer et fjellprisme. Dette at man ser bort fra fjellets fasthet er forøvrig et prinsipp som også har vært mye benyttet her i landet, men dette blir diskutert senere. Angående de to siste formler må det være rimelig forhold mellom stagavstanden og staglengden. Dette kan kontrolleres ved å benytte den lengden L som fåes av formel (1) i følgende uttrykk:

$$s \leqslant L \cdot \operatorname{tg} \phi \tag{4}$$

der ϕ = den „indre" friksjonsvinkel i det mobiliserte fjellparti. Dette er altså relativt anerkjente beregningsformler som i det følgende belyses med et eksempel.

Det antas en staglast på 100 Mp i et fjellparti med skjærfasthet på 50 Mp/m^2, hvilket er en svært lav verdi for fjell.

Et enkelt stag får da en beregnet nødvendig lengde på 0,7 m.

Hvert stag i en rekke, stagavstand 0, 5 m, får en lengde på 1.4 m. Benyttes formel (3) som altså er en ren vektbetraktning kan man få helt ekstreme resultater: antas fremdeles en stagbelastning på 100 Mp og en romvekt 2.6 Mp/m^3 på fjellet fås en forankringsdybde på hele 154 m, men økes stagavstanden til 3 m reduseres forankringsdybden til 4.2 m.

Selv om 3 m stagavstand neppe tilfredsstiller kravet til samvirkende stag etter formel (4), viser eksemplet klart at ved bare å se på vekten av det mobiliserte fjellegemet kan man i grunnen oppnå det resultat man måtte ønske bare ved å justere litt på fjellvolumet.

Nå vil antagelig de fleste også stille seg skeptisk til en lengde på bare 0.7 m for et stag som skal ta 100 Mp, og mange vil formodentlig anslå en dybde på 2 - 2.5 m som rimelig. For å oppnå en beregnet verdi på 2.5 m er det imidlertid etter formel (1) tilstrekkelig å mobilisere en så lav skjærkraft som 3.6 Mp/m^2, hvilket tilsvarer skjærfastheten på en middels fast leire. Dette er imidlertid en skjærfasthetsverdi som i størrelsesorden samsvarer med de anbefalte verdier for fjell i litteraturen, men en norsk geolog vil antakelig få problemer med å overbevise andre om at dette er tilforlatelige verdier å regne med.

Ser en imidlertid helt bort fra fjellets fasthet som i (3) fås ofte urimelig store lengder for stag som står rett ned, samtidig som at formlen er totalt ubrukelig i tilfeller der stagene står oppover, som f.eks. i et fjellrom. Etter dette bør konklusjonen bli at å betrakte fjellet som uoppsprukket neppe er et gunstig utgangspunkt for beregning av staglengder. Nedenfor omtales derfor et mer reelt tilfelle.

Staglengde i oppsprukket fjell.

Vanligvis er fjell gjennomsatt av sprekker. Motstand mot brudd i fjellet består derfor delvis av friksjonen langs sprekkeplanene og delvis av skjærfastheten i bergarten mellom sprekkene. Dersom man antar at et brudd bare skjer langs sprekkeplan kan det utvikles formler basert på sprekkenes friksjonsvinkel ϕ (eller deres friksjonskoeffisient $\mu = \operatorname{tg} \phi$). For å kunne benytte den, må det nødvendigvis inngå en normalspenning over sprekkene for å kunne mobilisere friksjonen.

Nedenfor er det gjengitt en formel fra moderne internasjonal litteratur for beregning av nødvendig staglengde i oppsprukket fjell, basert på sprekkenes friksjonsvinkel.

$$L = \sqrt{\frac{3P}{\pi \sigma_h \operatorname{tg}^2 \phi}} \qquad (5)$$

Også dette uttrykket innebærer et kjegleformet bruddlegeme der kjegleformen er resultatet av en teoretisk antagelse av spenningsfordelingen i fjellet fra et belastet stag.

Den horisontalspenning σ_h som inngår i uttrykket beregnes ut fra en antatt vertikalspenning via Poissons forhold for den aktuelle bergart. Dette forhold er imidlertid sjelden kjent når man setter stag. Dessuten hersker det stor uenighet om størrelsen på de vertikalspenninger som opptrer i fjellet nær det injiserte parti når staget spennes opp. Disse usikkerhetene medfører at bruken av en slik formel blir noe tvilsom.

Fordi det finnes så minimalt med forsøk som rettferdiggjør bruk av slike rent teoretisk funderte beregningsformler vil nok de fleste ingeniørgeologer her i landet foretrekke å anslå staglengden ut fra en kartlegging av sprekkesystemer og på dette grunnlag vurdere form og størrelse på det fjellegemet som kan rives ut. I stedet for å benytte sprekkenes friksjonsvinkel som en fasthetsparameter er det enklere og antakelig like sikkert å anta en verdi for sprekkenes heftfasthet eller skjærfasthet.

Det var tidligere relativt vanlig å se bort fra sprekkenes fasthet, dvs. at beregningen av nødvendig staglengde stort sett ble basert på en ren motvektsbetraktning, og ulempene ved denne betraktningsmåten er diskutert foran.

Eksempler

Det antas at et vertikalt stag mobiliserer et rett prisme med kvadratisk tverrsnitt i fjellet.

Sidekantene s settes lik 1 m.
Stagkraft P = 100 Mp.

1) „Vekt av fjell" metoden (dykket romvekt):

$$L = \frac{P}{(\gamma - 1) \cdot s^2} \qquad (\gamma = 2.6\ \text{Mp/m}^3) \qquad (6)$$

):
$$L = \frac{100}{1 \cdot 1.6} = \underline{62.5\ \text{m}}$$

Dette er et helt urimelig resultat.

2) Antar en skjærfasthet på sprekker $\tau = 10\ \text{Mp/m}^2$ og ser bort fra vekten av fjellegemet.

$$L = \frac{P}{4 \cdot s \cdot \tau} \qquad (7)$$

):
$$L = \frac{100}{4 \cdot 1 \cdot 10} = \underline{2.5\ \text{m}}$$

3) Det mest realistiske er å kombinere (6) og (7), dvs. at nødvendig lengde beregnes ut fra følgende uttrykk:

$$L = \frac{P}{(\gamma - 1) \cdot s^2 + 4s\tau} \qquad (8)$$

):
$$L = \frac{100}{1 \cdot 1.6 + 4 \cdot 1 \cdot 10} = \underline{2.4\ \text{m}}$$

Som det tydelig fremgår er det sprekkenes skjærfasthet som gir det dominerende bidrag, og bare i de tilfeller der en må anta ekstremt glatte sprekker vil vekten av fjellegemet gi et vesentlig bidrag i beregningen.

Samvirket mellom fjell og mørtel.

Det er en utbredt praksis både i Norge og internasjonalt å anta at bindingskreftene mellom fjell og mørtel blir jevnt fordelt langs det injiserte parti når staget spennes opp. En antagelse om jevnt fordelt skjærspenning fører til følgende relasjon mellom staglast P og nødvendig forankringslengde ι:

$$P = \pi \cdot d \cdot \iota \cdot \tau \qquad (9)$$

der d = borhullsdiameter
τ = skjærfasthet (heft) mellom mørtel og fjell

Denne enkle beregningsmetoden er brukt i svært mange land, selv om det hersker utbredt enighet om at spenningsdistribusjonen i det injiserte parti kan være langt mer komplisert enn antatt.

Som man ser av formelen er en realistisk vurdering av skjærfastheten (heften) mellom fjell og mørtel helt avgjørende. Ofte blir maksimalt tillatt spenning satt lik 1/10 av bergartens trykkfasthet, dog med en øvre grense på ca. 400 Mp/m^2 idet det normalt blir antatt at mørtelens trykkfasthet vil ligge i området 4000 Mp/m^2. Her i landet er det ikke uvanlig å

Tabell 1. Verdier for „heft" mellom mørtel og fjell som er benyttet i forskjellige land (bruddtilstand).

Bergart	τ kp/cm^2	Land
Basalt	38	England
Granitt	48	England
Serpentin	15	England
Granitt	17-31	USA
Basalt	57	India
Skifer	8-14	USA
Kalkstein	27	England
Kalkstein	10-20	USA
Sandstein	43	Canada
Skifer	40	England
„Kompetent bergart" UCS > 200	10% av UCS maks. 40	England
Svak	3-7	
Middels	7-10	Australia
Sterk	10-14	
„Standard verdi"	20	Australia
"	10	Frankrike
"	12-25	Sveits

Anbefalt sikkerhetsfaktor på disse verdier: 1.5 - 4.0

benytte en sikkerhetsfaktor på 2, slik at dimensjonerende skjærfasthet settes til 200 Mp/m^2 (20 kp/cm^2).

Til orientering vises i tabell 1 en del verdier som er benyttet i forskjellige land. Det er verdt å merke seg at selv for samme bergartstyper finnes store variasjoner m.h.t. benyttede krefter.

Erfaringer har vist at den øverste del av forankringssonen kan løsne p.g.a. oppsprekking og glidning, noe som fører til større belastninger ned mot enden av staget. Dette vil likevel sjelden føre så langt at staget ikke kan ta den beregnede last. Årsaken til oppsprekkingen må generelt antas å være en ujevn spenningsfordeling, idet teoretiske og eksperimentelle data viser at spenningsfordelingen mellom mørtel og fjell er jevn bare for „bløte" bergarter. Det kan antas at en ujevn spenningsfordeling opptrer når forholdet mellom elastisitetsmodulen for mørtel og fjell er mindre enn 10 . Dette er tilfelle foe normale norske bergarter.

Samvirket mellom mørtel og stål.

Ved beregning av nødvendig forankringslengde virker det som om det i utlandet har vært

ofret liten omtanke på bindingen mellom mørtel og stål, sannsynligvis fordi den forankringslengden som er beregnet ut fra bindingen fjell/mørtel er antatt å gi tilstrekkelig innstøpningslengde for stålet.

Det anbefales imidlertid sterkt å beregne også dette forholdet, av to hovedgrunner. For det første er det som vist stor variasjon og lite faktisk kunnskap omkring vurderingen av heftkreftene fjell/mørtel, og for det andre må nødvendigvis det effektive areal mellom stål og mørtel bli mindre enn mellom mørtel og fjell.

I vurderingen av stålets innstøpningslengde er det nok engang heftfastheten som er den dominerende faktor. Nå er vi imidlertid i den heldige situsjon at heft mellom stål og mørtel er godt dokumentert fra erfaringer med spennbetongproduksjon der stort sett de samme typer spennstål benyttes. Dersom en betrakter spennstål som preget stål og samtidig antar mørtelfasthet C 35 vil en finne i NS 3473 at tillatt skjærfasthet er 2.4 Mpa (24 kp/cm^2). Ved å føre inn en lastfaktor på 1.25 fås en heftfasthet på ca. 20 kp/cm^2. Ved å benytte denne verdien tilfrdstilles til fulle norske krav, men det viser seg at denne verdien stort sett ligger langt over de fleste utenlandske anbefalinger.

Nå er anbefalt heftfasthetsverdi på 20 kp/cm^2 den samme som ble anbefalt for heften mellom mørtel og fjell, noe som derfor betyr at dimensjonerende forankringslengde i normale tilfeller bestemmes ut fra heften mellom stål og mørtel.

Generell konklusjon

Av mangel på tilforlatelige data vedrørende stagarbeider er den praktiserende ingeniør tvunget til å bygge på verdier og metoder som tidligere har vært benyttet med tilsynelatende suksess, dog uten å ha den fulle tillit til eller forståelse for deres nøyaktighet eller tilforlatelighet. Derfor er det forståelig at mesteparten av de løsninger som er valgt i praksis gjerne er konservative. Dette er et dilemma som neppe vil minke i fremtiden idet vi ofte blir stilt overfor nye problemtyper der det ikke finnes noen presedens å støtte seg til.

Med tanke på gapet mellom teori og praksis som delvis er vist i denne oversikten er det helt klart at det ville være ønskelig med adskillig undersøkelse og forskning på dette fagfelt, i særlig grad gjelder det følgende to områder:

1. **Løftekapasitet.** Det finnes svært lite erfaringsmateriale som understøtter den vanlige antagelse om at kapasiteten kan beregnes ut fra vekten av et fjellegeme med form av en omvent kjegle, og konklusjonen er klart den at det savnes en form for beskrivelse(basert på omfattende feltforsøk) av forskjellige bruddformer i fjell, hvilke sikkerhetsfaktorer som kan benyttes og hvorvidt vekten av eventuelle ovenliggende løsmasser kan trekkes inn i beregningene.

2. **Innstøpingen av stag.** Det er vanlig praksis at spenningsfordelingen antas å være jevn langs hele det innstøpte parti, selv om dette er tilfelle bare for særlige bergarter. I vanlige, harde bergarter er ikke spenningene jevnt fordelt, og de største spenninger mobiliseres i den proksimale del av det innstøpte parti. Forholdet $E_{mørtel}/E_{fjell}$ synes å ha avgjørende betydning for spenningsfordelingen, men her kreves en skikkelig dokumentasjon før mer raffinerte beregningsmetoder kan få praktisk anvendelse.

Det som er nevnt i denne artikkelen omhandler bare en liten del av de forhold som må vurderes i forbindelse med stagforankringer. Andre viktige forhold som krever omtanke er

vurdering av stagtype, boring av hull, behandling av stagene på byggeplassen, beskrivelse av injeksjonsarbeidene, korrosjonsbeskyttelse, oppspennings- og prøvebelastningsprosedyrer, samt vurdering angående permanente forankringers funksjon over lang tid.

Litteratur:

Littlejohn, G.S.and Bruce, D.A.1976: Rock andchors - state of the art. Artikkelserie i Ground Engineering, Mars 1975 - Mai 1976.

Hobst, L and Zajic, J (1977): Anchoring in Rock (Developments in Geotechnical Engineering 13). Elsevier Scient. Publ. Comp.

ERFARINGER MED POLYESTERFORANKREDE BOLTER I VEGVESENET

Overingeniør Ola Jegleim, Sogn og Fjordane vegkontor

SAMMENDRAG

Vegvesenet i Sogn og Fjordane har ide siste årene montert over 60 000 polyesterforankrede bolter i sine tunneler. Erfaringene med polyesterforankrede bolter er meget gode. Til tross for at over 30 000 bolter er montert „på stuff", har ikke en eneste bolt løsnet i ankerfestet p. g. a. sterke vibrasjoner fra avfyring av salve.

Ved å benytte varmforzinkede polyesterforankrede bolter som arbeidssikring vil disse inngå som en del av den permanente sikring.

SUMMARY

The Road Authority of the county of Sogn og Fjordane has placed more than 60.000 rockbolts the last few years. The results are very good. Even though more than 30.000 bolts are placed directly *at* the heading, not a single one is reported to be loosened due to blasting of rounds.

The bolts are also regarded as part of the permanent support because the bolts, nuts and plates are zinc-treated.

Innledning

Polyesterforankrede fjellbolter har de senere årene blitt en anerkjent sikringsmetode ved flere fjellanlegg. Vegkontoret i Sogn og Fjordane prøvde metoden første gang i 1971. De siste 4 - 5 åra er det utelukkende denne boltemetoden som har vært anvendt ved våre tunnelanlegg. Sogn og Fjordane vegkontor har hatt og har flere større tunnelprosjekter i gang. Ved flere av disse tunnelanlegg er det store bergtrykksproblem. Omfattende sikring i form av bolting har vært nødvendig såvel som arbeidssikring som permanent sikring.

De tunnelene som har skapt de største problemene er Oppljostunnelen på helårsvegen Stryn - Ottadalen og tunnelen mellom Høyanger og Kongsnes.

Den første tunnelen er ferdig. Tunnelen mellom Høyanger og Kongsnes som vil bli landets lengste vegtunnel på 7,4 km er drevet omlag midtveis. Høge spenninger i fjellet gjør det nødvendig med omfattende bolting etter hver salve.

Utsprengt tverrsnitt i våre tunneler er ca. 50 m^2.

De tre siste årene er det ved våre tunnelanlegg montert ca. 20 000 bolter forankra med polyester hvert år.

Vi har funnet så mange fordeler ved metoden at vi i dag ikke kan tenke oss å bruke andre

boltemetoder hverken til arbeidssikring eller permanent sikring.

I dette innlegg vil først forskjellige typer polyesterpatroner bli omtalt og så vil den praktiske utførelsen av boltemetoden bli beskrevet.

Polyesterpatroner.

Avd.sjef Karl W. Johansson, Progas A/S hadde på fjellsprengningskonferansen i 1977 et foredrag om fjellbolting med polyester. Flere av de ting han berørte vil også bli nevnt i dette innlegg.

Polyesterpatroner produseres i form av en pølse eller glassrør i forskjellige størrelser. Det finnes også polyesterpølser som er forsynt med armeringsgitter i sprø PVC-plast og utstyrt med låseklips.

Felles for alle typene er at de består av polyester pluss en herder. Typen med glassrør har vi liten erfaring med. Derimot har vi lang erfaring med plastpatronene og også med patronene som er forsynt med armeringsgitter og låseklips.

Fordelene med armeringsgitteret er at partonen blir stiv og den glir lettere i borhullet. En bør heller ikke være redd for at slepper og andre uregelmessigheter river i stykker patronen.

Låseklipsen har den fordelen at man først kan sette patronen på plass i hullet og den vil forbli der inntil man kommer etter med bolten.

Det finnes polyesterpatroner med forskjellige herdetider. Herdetiden varierer fra noen sekunder og opptil flere minutter. Likeledes kan en få patroner med forskjellig diameter, volum, vekt og lengde.

Ved sikring mot bergslag bør det brukes en som herdner så raskt som mulig. Herdingen eller avbindingstiden er også følsom overfor omgivelsenes temperatur.

Desto høyere temperatur desto raskere avbinding. Avbindingstiden kan framskyndes ved oppvarming av bolt og polyester. Den endelige styrke er derimot ikke avhengig av temperaturen.

Polyesterpatronene bør oppbevares kjølig og ikke i direkte sollys. Det er også viktig at den holdbarhetsdato som er oppgitt blir overholdt.

Boring av boltehull

Ved all bolting „på stuff" bruker vi knemater og borserie 11. Som arbeidsplattform benyttes en renskebukk med hydraulisk plattform. Det vanlige er at to mann borer boltehull og tredje mann monterer bolter.

Til boring benyttes Atlas BBC 16 W bormaskin og kolonne BTM 51. Altså et kraftig og kort utstyr. Borhullsdybden er 2,4 m og diameteren i bunn av borhullet 32 mm.

Bolt

Ved all bolting de senere årene har vi benyttet 2,4 m lange varmforzinkete kamstålbolter med diameter 20 mm. Differansen mellom borhullsdiameter og boltediameter blir i ankerfestet 12 mm. Boltene er skråkappet i den ene enden for å sikre at plasthylsteret blir revet i stykker under inndriving og rotasjon av bolten.

Ved å bruke butte bolter kan en risikere at patronen ikke går i stykker, men legger seg rundt bolten. På boltens luftende er bolten gjenget med gjengelengde 150 mm. Ved sikring mot bergslag blir det benyttet store varmforzinkete trekantplater som underlagsplater.

Type polyesterpatroner.

De polyesterpatronene vi har benyttet har hatt en vekt på mellom 300 og 400 gram.

Diameteren på patronene har vært fra 25 - 30 mm. Ved å bruke 300 - 400 gram polyester vil forankringslengden bli 30 - 40 cm. Dette er mer enn tilstrekkelig for å få en forankringskraft på 15 - 20 tonn i de grunnfjellsgneiser vi har sikret.

I meget bløte bergarter kan det være nødvendig med forankringslengder på 70 - 80 cm for å oppnå en forankringskraft på 15 - 20 tonn.

Strekkforsøk har vist at det er ikke ankerfestet som er det svake punkt, men gjengepartiet på bolten.

Forankring av bolt

Forankringen av bolten skjer på følgende måte. Polyesterpatronen blir satt inn i hullet og patronen skyves på plass ved hjelp av bolten. En kraftig drill eller bormaskin blir festet til boltens gjengeparti ved hjelp av et adapter. Bormaskinen har en vekt på 6,5 kg. Maskinen er festet til ei kolonne noe som gjør det enkelt å føre inn bolten. Bolten blir rotert med omdreiningshastighet på ca. 300 rpm.

Matingen ved rotasjon gjennom pølsa skjer langsomt og rotasjonen fortsetter etter at bolten har nådd bunnen i borhullet.

Total rotasjonstid er ca. 20 - 30 sekunder. Innføring og rotasjon av bolten river i stykker og blander patronens to komponenter og herdingsprosessen blir satt i gang. For å hindre at bolten sklir ut av hullet før massen har stivnet kiler vi bolten fast ved hjelp av renkespett eller en kile.

Bormaskinen er reverserbar og den skrus umiddelbart av bolten. Ved å benytte patroner som stivner raskt kan kilen frigjøres etter ca. ett minutt og bolten sitter på plass. Etter ca. 5 minutter settes plate og mutter på plass. Til dette arbeidet benyttes muttertrekker.

Bolting „på stuff"

En overveiende del av all boltesikring i våre tunneler har vært bolting „på stuff" som sikring mot bergslag eller „sprakefjell".

Mellom 30 og 35 000 bolter er forankra med polyester „på stuff".

Til tross for denne omfattende sikring har det ennå ikke skjedd at en eneste bolt har løsna som følge av kraftige vibrasjoner fra avfyring av salve.

Ved å bruke varmforzinkete bolter forankra med polyester som arbeidssikring vil denne gå inn som en naturlig del av den permanente sikring. Derved spares både tid og penger. Et lag som er godt trenet i bolting sikrer normalt ei salve på 4 meter (30 - 35 bolter) i løpet av 1/2 skift.

Inndriften i tunneler med bergslag og systematisk bolting med polyesterforankrede bolter „på stuff" vil bli ca. 60 - 65 % av det som oppnås under ideelle forhold. Dette under forutsetning av at mannskapene er både trenet og motivert for bolting.

Kostnader

Under de samme forhold har pris pr. meter råsprengt tunnel økt med 35 - 40 %.

Kostnad pr. bolt ferdig montert „på stuff" med stor underslagsplate er ca. kr 250,-. Kostnaden med bolting „på stuff" vil selvsagt være sterkt avhengig av stillstandsleige på maskiner og utstyr, samt av antall bolter pr. meter. Kostnadene ved bolting „på stuff" kan derfor ikke ukritisk overføres fra ett tunnelanlegg til ett annet.

Erfaringer

Etter å ha brukt polyesterforankrede bolter i vegvesenet i 6 - 7 år kan følgende konklusjon om boltemetoden trekkes:

1. Polyester gir meget pålitelig forankring
2. Polyester gir hurtig forankring
3. Rask å montere
4. Påvirkes ikke av kraftige vibrasjoner
5. Vann påvirker ikke avbindingen
6. Ved å bruke varmforzinkede bolter som arbeidssikring inngår denne som en del av den permanentesikring
7. Rimelig
8. Ikke søl

Noen direkte ulemper har vi ikke funnet ved metoden. Vi har selvsagt ikke lang nok erfaring til å gi en uttalelse om holdbarheten til polyesteret, men det er ikke noe som til nå tyder på at styrken i ankerfestet blir svekket med årene.

Fig. 26.1 Arbeidsplattform for bolting

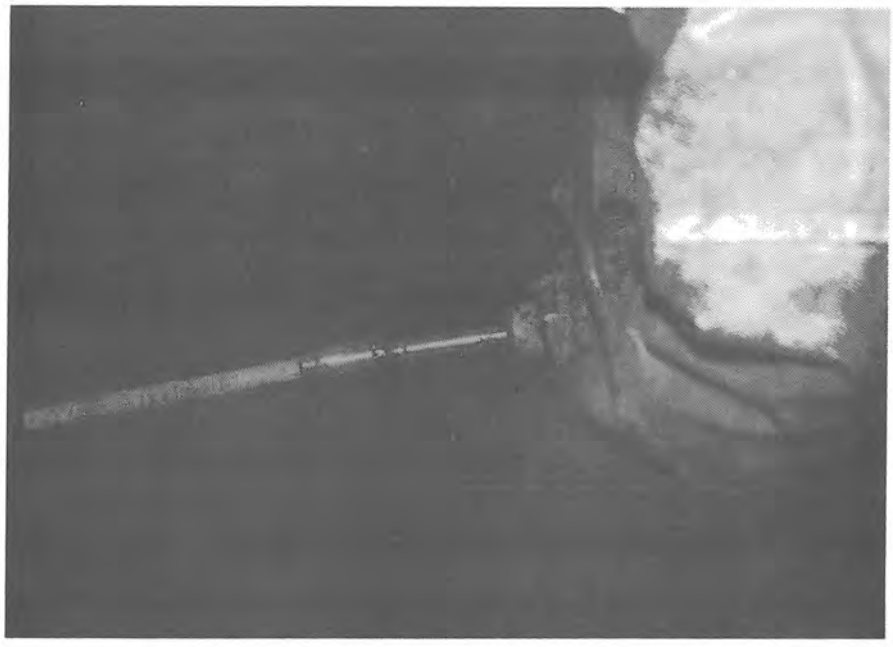


Fig. 26.2 Overgang mellom boltens gjengeparti og rotasjonsmaskin

Fig. 26.3 Fastkiling av bolten ved hjelp av renskespett for å hindre at bolten sklir ut før massen har herdnet

Fig. 26.4 Montering av trekantplate

Fig. 26.5 Systematisk boltet tunnelheng.

BORING I FAST OG STEINHOLDIGE MASSER

Drilling in stony and heavy consolidated soils

Overingeniør Arild Aa. Andresen
Norges Geotekniske Institutt

SAMMENDRAG

Ved boring i fast lagrede og steinholdige masser brukes det forskjellige metoder og utstyr avhengig av steininnhold, grunnvannsnivå og problemstilling.
Navere borer hurtig hull over grunnvannsstanden i sandavsetninger med lite innhold av stein. Odex-metoden er enerådende her i landet når det gjelder hulltaking i morene, sand- og grusavsetninger. Som spylemedium brukes skum som også stabiliserer borhullet. Prøvene tas med en åpen ramprøvetaker. Sonderinger med bergborutstyr gir gode informasjoner om steininnhold og lagdeling.
Hagconsult AB's registreringsutstyr byr på store fordeler framfor manuell registrering. Resultatene fra boringer med forskjellige typer utstyr er belyst med praktiske eksempler fra veg- og dambygging og materialtaksundersøkelser.

SUMMARY

Different kind of methods and equipment are used for drilling in stony and heavy consolidated soils depending on content of stones and boulders, ground water level and the purpose of the drilling operation.
Auger drilling is an efficient method for drilling in sand sediments with low stone content and above the ground water level. The Atlas Copco Odex-method is the mostly used method for drilling holes in moraine, sand and gravel deposits in Norway. Foam is used for flushing and stabilization of the bore hole. The samples are taken by open percursion sampler.
Hagconsult AB has developed a registration system used in connection with percursive drilling for sounding purposes which with success has been used at several consulting soil investigations.
The experiences gained in Norway throught the use of different kinds of equipment are mentioned.

1. INNLEDNING

Det er fortsatt vanskelig å bore og ta prøver i fast lagrede og steinholdige masser. Boring i rent fjell er enklere. Vanskelighetene er i første rekke knyttet til steininnholdet.

Marine israndavsetninger har som regel øverst et grovt topplag med stein, etterfulgt av skrålag med sand og grus og et finkornet bunnlag (fig. 1). Stein og gruskorn er avrundet og beveger seg ved boring, noe som vanskeliggjør nedtrengning og som kan forårsake at boret setter seg fast.

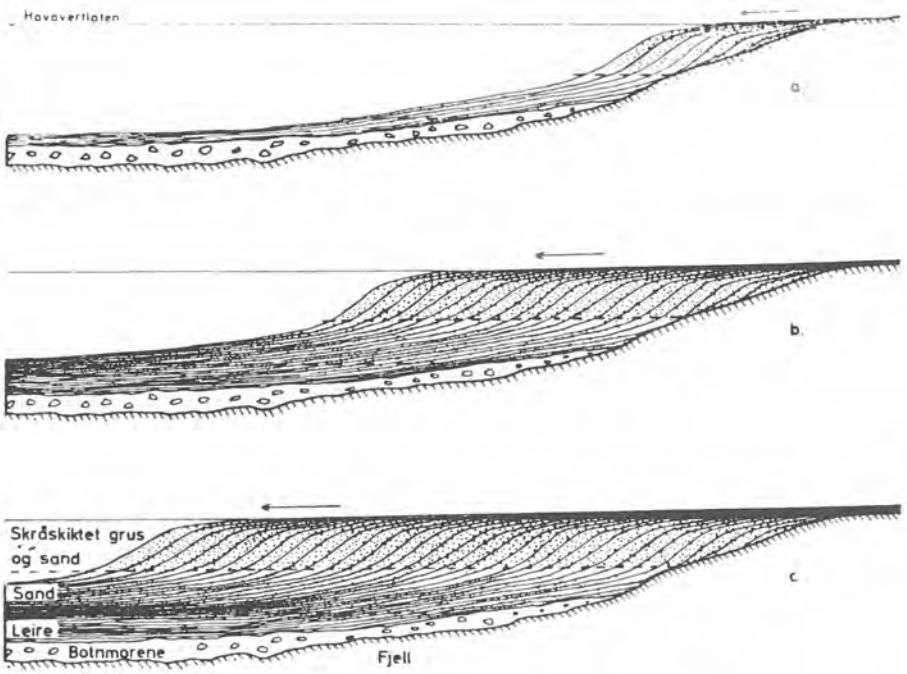


Fig. 27.1 Tre stadier i avsetning av et delta (Jøsang, 1963).

Fig. 27.2 Blokkrik morene (Rembesdal).

Morenetakene inneholder ofte stein eller blokker (fig. 2) som gjør det nødvendig å ha utstyr og metoder som muliggjør boring igjennom stein.

Fundamenteringsmessig er massene ofte varierende og det kan være vanskelig å danne seg et helhetsbilde av for eksempel permeabilitet.

Det er strenge krav til jord som byggemateriale (fig. 3). Innholdet av finstoff er bestemmende for permeabilitet, bæreevne og telefare. Det er derfor viktig å ta prøver som inneholder alle fraksjoner i et innbyrdes riktig forhold.

Boring i fast lagrede og steinholdige masser er aktuelt i forbindelse med:

1. Undersøkelse av materialforekomster (for bygging av veger og fyllingsdammer, og framstilling av betong).
2. Grunnundersøkelser for prosjektering av bruer, tunneler, dammer og andre større byggverk.
3. Ved injeksjonsarbeid, sprengningsarbeid, brønnboring og mineralprospektering.

2.1 Materialforekomster

Behovet for grus- og morenemateriale er økende. Årlig brukes det nå 25 millioner m^3 grus (Buflod, 1978) hvorav det til fyllingsdammer brukes ca. 1,5 millioner m^3 (Kjærnsli, 1978).

På samme måte som i våre naboland (Fredningsstyrelsen, 1978: SGU, 1978) har Miljøverndepartementets ressursavdeling i 1978 oppnevnt et utvalg som skal utarbeide forslag til retningslinjer for forvaltning av sand- og grusressursene. Ledelsen av prosjektet er lagt til Norges geologiske undersøkelse.

Geologene vet hvor sand og grusforekomster kan finnes og hvordan de er bygget opp (Holmsen, 1965 og 1971: Jøsang, 1963 og 1967).

Ved seismikk kan man danne seg oversikt over mektigheten og til en viss grad få et inntrykk av lagdeling. Prøvetaking er imidlertid nødvendig. Graving er den beste og billigste måte å ta prøver på når det er teknisk gjennomførbart.

Boring er imidlertid nødvendig på større dyp ($>3-5$ m) og når man må ned under grunnvannsstanden.

Norges Geotekniske Institutt har et oppdrag for Statens Vegvesen som omfatter:

1. Utredning om eksisterende metoder, basert på erfaring fra inn- og utland.
2. Markedsundersøkelser av eksisterende utstyr eller utstyr som kan modifiseres for Statens Vegvesens formål.

Første del av dette oppdraget er avsluttet (NGI, 1978) og man har fått anledning til å benytte en del av resultatene av dette oppdraget i denne artikkelen

2.2 Fundamentering

Behovet for grunnundersøkelser i forbindelse med bruer, tunneler og fyllingsdammer er økende. Konsekvensene av sviktende fundamenter og lekkasjer er store. Kravene til grunnundersøkelsene blir derfor tilsvarende store.

Seismikk er en naturlig del av undersøkelsene, men det er alltid nødvendig å utføre boringer for „å henge opp" seismikken og skaffe de nødvendige parametre for prosjekteringen.

2.3 „Produksjonsboring"

Behovet for rene geotekniske grunnundersøkelser er lite sammenlignet med de mer entreprenørrettede virksomheter som brønnboring (olje og vann),seismiske undersøkelser i forbindelse med oljeleting, mineralprosjektering, injeksjoner og sprengningsarbeid. Utvikling av metoder og utstyr for geotekniske formål har og vil være preget av dette.

3. Boreprinsipper

Geotekniske boringer kan være ren hulltaking, slik som sondering eller boring for installasjon av et piezometer, eller prøvetaking. Ved prøvetaking er vanskelighetsgraden størst. Representativ prøvetaking krever størst mulig diameter. Utgiftene øker imidlertid sterkt med økende diameter. 10 cm's borhull er et minimum. I Danmark bruker man ofte 25 cm. Ved prøvetaking må man først og fremst komme seg ned, dernest må hullet stå og gi muligheter for representativ prøvetaking.

Fig. 27.3 Fyllingsdam under bygging (Viddalsdammen).

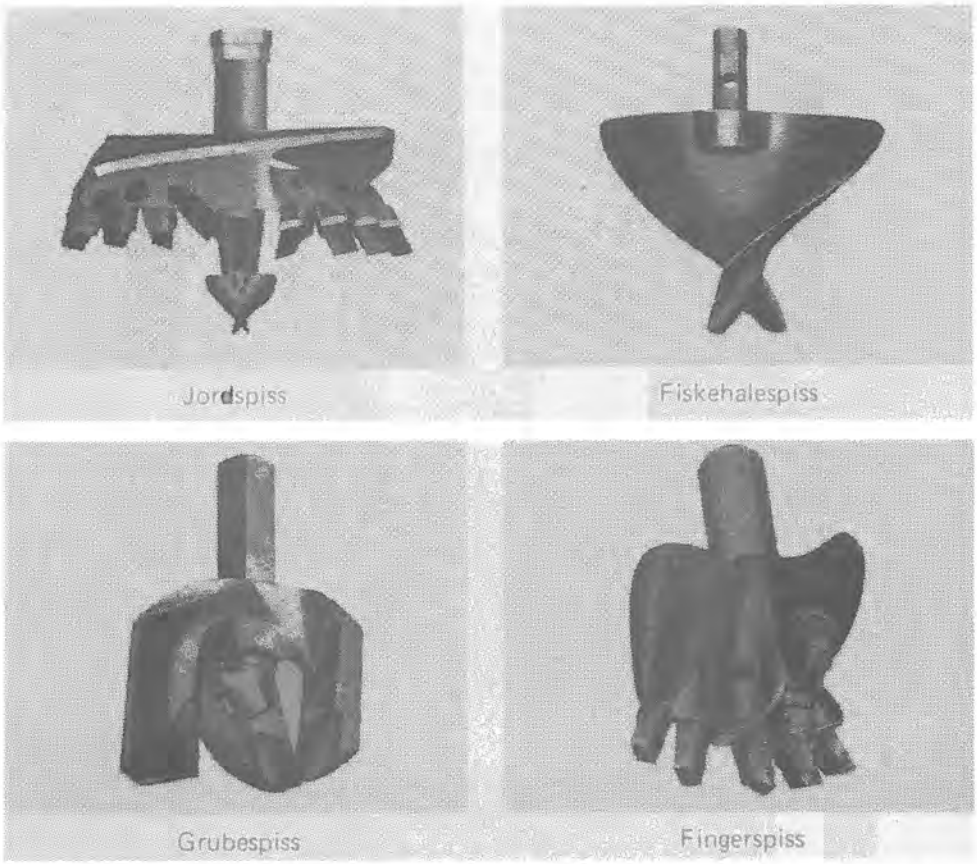


Fig.27.4 Naverspisser og navere brukes i ikke for steinholdige masser. 1. jordspiss, 2. fiskehalespiss, 3. grubespiss, 4. fingerspiss. Omdreiningshastighet 25-200 o/min.

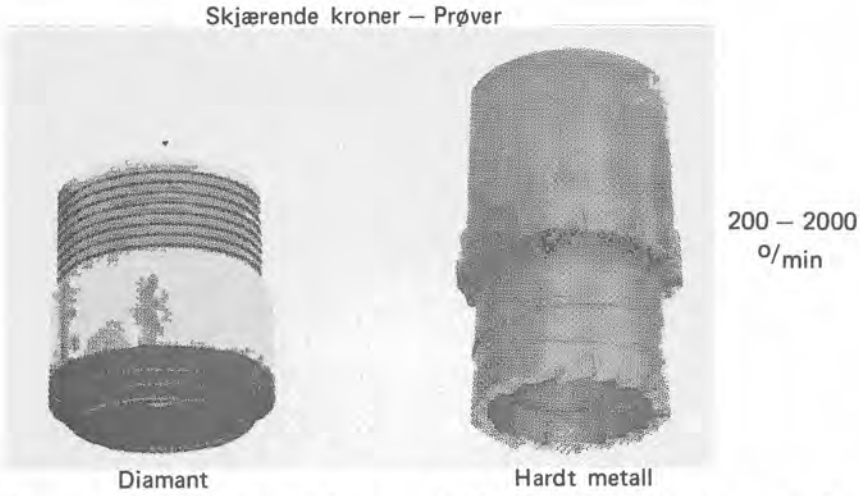


Fig. 27.5 Diamant og hardmetallkroner benyttes for kjerneboring i fjell og roteres med 200-2000 o/min. avhengig av diameter og materiale som det bores i.

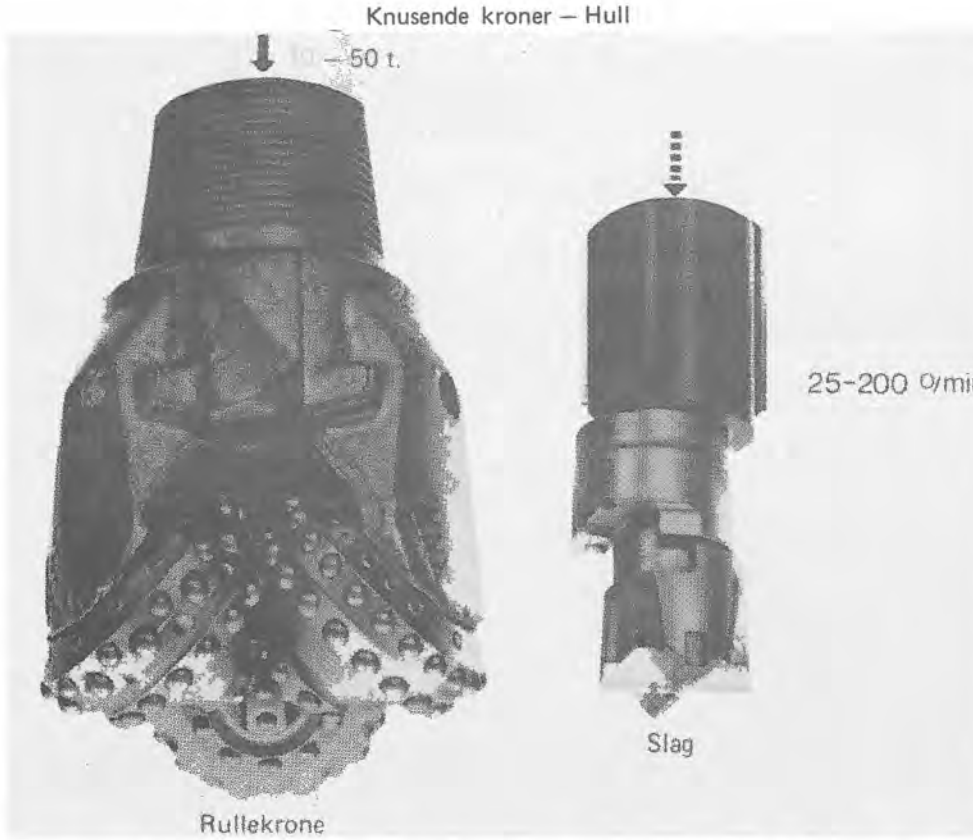


Fig. 27.6 1) Rullekroner brukes i oljeindustrien og krever stort spesifikk trykk. 2) Bergbor med eksenter for nedføring av foringsrør gjennom løsavleiringer (Sandvik Odex-utstyr).

3.1 Løsrivende borspisser (fig. 4)

I lik steinholdige masser kan man bore seg ned med jordnavere (naver - engelsk auger). Jordnaverene er nederst forskynt med spisser som er utformet på forskjellig måte, avhengig av hvilken masse man borer i. En av fordelene ved naverboring er at man ikke spyler. Materialene som løsrives, transpoteres med skruebladene opp til overflaten. Metodene er brukbar over grunnvannsstanden. Når hullet ikke står kan man bruke såkalte hule jordnavere, et utstyr som brukes meget i USA. NOTEBY og NGI har hule jordnavere, men utstyret brukes lite.

3.2 Skjærende borkroner (fig.5)

Ved kjerneboring i fjell brukes diamant- eller hardmetallkroner. Utstyr av denne type har vist seg lite brukbart i jord idet kronen ofte ruller på gruskorn som på et kulelager og man får ingen nedtrengning.

3.3 Knusende borkroner (fig. 6)

Rullekroner som brukes ved oljeboring, krever store aksiale belastninger. Slike kroner er hittil ikke brukt ved grunnundersøkelser på land i Norge.

Ved vanlige bergboring benytter man seg av slag. Ved prøvetaking benytter man seg ved NGI av Odex-metoden med topphammer og fortrinnsvis 5" rør. Samme utstyr brukes av de fleste som foretar prøvetaking i fast lagrede og steinholdige masser. NOTEBY benytter senkborhammer for hulltaking og det samme gjør de fleste brønnborere (fig. 7).

Senkborhammer er et noe tyngre utstyr med kraftige borrør for rotasjon. Slagenergien overføres mer direkte og man oppnår større penetrasjonshastighet. Den forbrukte luft må arbeide mot vanntrykket, og på større vanndyp er det nødvendig å bruke høytrykkskompressorer (18 bar). Ved ren hulltaking er senkborhammer å foretrekke.

3.4 Stabilisering av borhull - spyling

Stabilisering av sidene i borhullet kan skje ved nedføring av foringsrør (Odex [fig. 8] og hule jordnavere [fig. 9] eller ved boreslam. Boreslam stabiliserer også bunnen av borhullet.

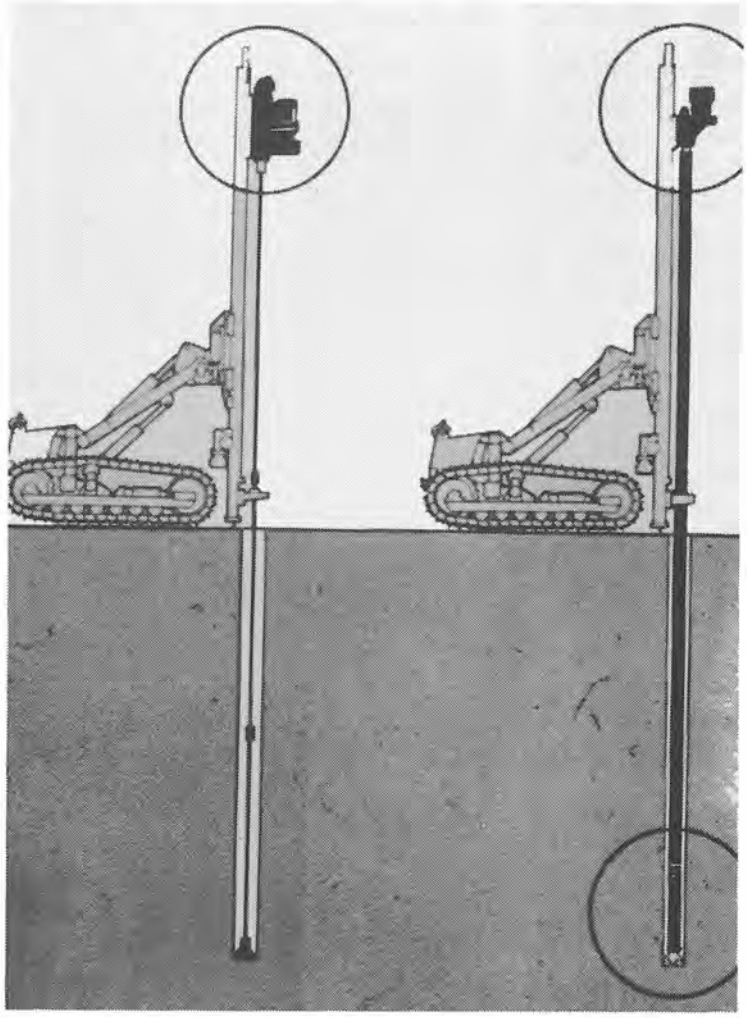


Fig. 27.7 Atlas Copcos borerigger med henholdsvis topphammer og senkborhammer.

Boreslam er vanligvis tyngre enn vann og inneholder materialer som har evnen til å danne filterkake på borhullsveggen. Dette hindrer boreslammet i å forsvinne ut i formasjonen samtidig som den holder massen på plass. Hensikten med boreslammet er også å kjøle borkronen og lettere transportere opp borkakset. Som spylemedium er borslam ikke vanlig brukt ved grunnundersøkelser her i landet. For stabilisering av borhull i sand brukes det meget. Boreslammet fylles da bare i hullet som dannes ved prøvetaking (Friis, 1961). NOTEBY har ferdig blandet betonitt og bariumsulfat i sekker.

De knusende og skjærende metoder krever i dag spyling. Spyling kan fjerne finstoff i massene under borkronen. Ved ren luftspyling vil luften trekke vann inn til borhullet (mammutpumpeprinsipp). Spyling med skum er relativt vanlig ved boring av olje- og vannbrønner og byr på fordeler når det gjelder prøvetaking idet skummet ikke fjerner så meget av finstoffet under borkronen.

Ifølge Water Well Technology (Champbell and Lehr, 1973) bruker man følgende væskeblanding som doseres inn i luftstrømmen:

2 -2,5 kg betonitt
0,1 - 0,3 kg soda (Na_2CO_3)
0,05 - 0,2 kg organisk polymer, blandes i 100 l vann tilsatt 0,5 - 1 l skumdanner (foaming agent)

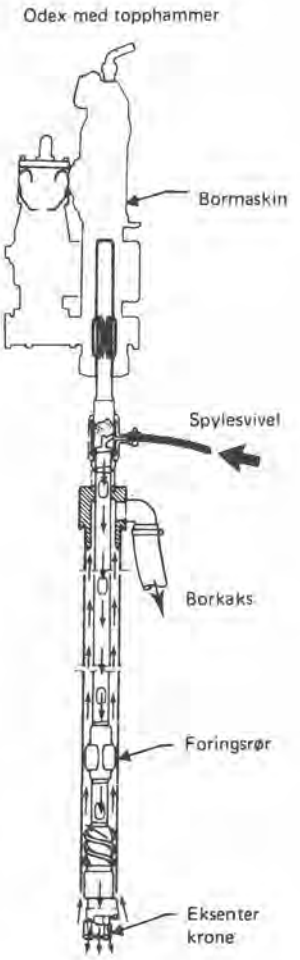


Fig. 27.8 Odex med topphammer

Atlas Copco leverer ferdig skumkonsentrat og stabiliseringsvæske, og det er dette som stort sett er i bruk her i landet.

Selv om skum er alment brukt vet man lite teoretisk om virkemåten (Murray and Eckel, 1961).

4. PRAKTISKE EKSEMPLER

4.1 Hulltaking med naver - bærelagsundersøkelser (Norsk Vegplan)

Som et ledd i gjennomføringen av Norsk Vegplan har Statens Vegvesen tatt prøver av bærelaget i eksisterende veger. Prøvetakingen skjer av hensyn til trafikken, i borede hull, (Andresen og Rygg, 1975) (fig. 9).

Gjennom asfaltdekket bores det med 9" amerikanskproduserte fingerspisser (fig. 10). Disse spissene har god nedtrengningsevne i asfaltdekker, men har liten evne til å føre opp de grovere materialene fra bærelaget.

Telemark fylkes vegvesen har utviklet en spesiell spiss for naver påsveisede fingre og hardmetallbelegg(fig. 11). Denne spissen har vist god nedtrengningsevne og fører opp knyttenevestor stein. Navere som fører massene opp, er 7 1/2" i diameter. Etter ønske fra Akershus fylkes vegvesen har fingerskjærene blitt vekslet ut med stifter.

Boringene har gått raskt unna i de fleste veger. I frossen veg lar naverboringen seg ikke gjennomføre.

Fig. 29.9 Borerigg ved bærelagsundersøkelser.

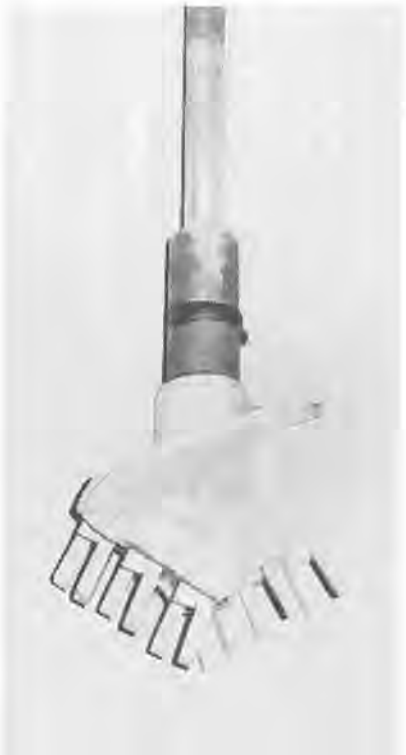


Fig. 27.10 9" fingerspiss for boring gjennom asfaltdekke

4.2 Prøvetaking med naver - vegbygging (E6, Jessheim)

Akershus fylkes vegvesen har foretatt prøvetaking med jordnaver i motorveglinjen for E6 ved Jessheim ned til 6 m under terreng. Hensikten med prøvetaking var:

1. å kartlegge skjæringsmassene med tanke på anvendelse ved veganlegget
2. å kartlegge massene under vegoverbyggingen som grunnlag for dimensjonering av overbyggingen.

Naveren som ble brukt har en diameter på 3" og er 3' lang og forlenges med glatte ø 36 mm stenger. Naveren ble skrudd ned i sin fulle lengde og så trukket rett opp slik at jordmassene ble trukket opp som en propp. Prøver av materialene ble tatt mellom skruebladene. De opptatte prøver ble sammenlignet med tidligere utført prøvetaking i veggen av en utgraving. Det viste seg da at prøver tatt med naverbor fra de underliggende grovere lag ble infisert av de finkornige topplag og følgelig klassifisert i en gal telefareklasse. Konklusjonen var derfor at naverboring uten utforing av prøvehullet kan gi et feilaktig bilde av materialene, særlig da i lagdelte materialer.

4.3 Prøvetaker med naver og 5" Odex, og sondering- ressursundersøkelser (Hensmoen - Kilemoen)

I forbindelse med kartlegging av sand- og grusforekomster i området rundt Hønefoss, har NGU supplert sine seismiske undersøkelser med naverboring og også engasjert NGI for å utføre prøvetaking med Odex - utstyr og sondering med bergborutstyr.

NGU har et borutstyr av amerikansk fabrikat (fig. 12) og boreteknikken som brukes er også av amerikansk opprinnelse. Naverene som brukes er 1 1/2 m lange og 7" i diameter. De skrus ned i sin fulle lengde, nedtrengningen stoppes så og rotasjonshastigheten økes. Massene transporteres opp med skruevingene og legger seg som en kjegle rundt hullet. En passende mengde prøvemateriale samles opp og jordnaveren skrus videre ned uten å trekkes opp.NGU har tidligere hatt gode erfaringer med utstyret for prøvetaking i sandavsetninger. Ved små transportavstander kan man komme opp i 40-50 bormeter pr. skift. Metoden er ikke brukbar under grunnvannstanden og er lite egnet i steinholdige masser. Det er særlig det øvre grove topplaget i breelvdeltaene som skaper problemer.

Topplaget på Hensmoen og Kilemoen har en mektighet på opptil 5-6 m, dessuten er det meget grove skrålag. Erfaringene viste at det ikke var mulig å naverbore i de grove grusavsetningene.

NGU engasjerte NGI til å ta prøver. Man brukte 5" Odex-utstyr med topphammer, skumspyling og en åpen prøvetaker som ble rammet ned fra bunnen av borhullet. Det er viktig å få fjernet alt materiale som er på veg oppover i foringsrøret, og en må derfor spyle under trekking av eksenterkronen (fig. 13). Prøvetakeren (fig. 14) har en innvendig løs prøvesylinder, en prøvefanger med en utvendig plaststrømpe som sikrer at fangeren lukker helt, en herdet egg og en kuleventil.

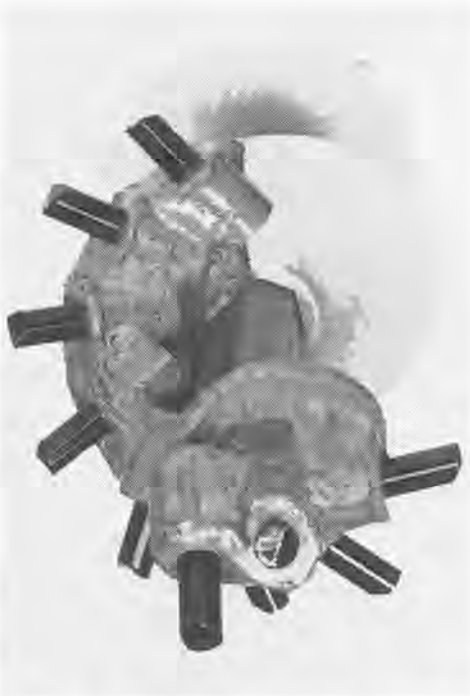


Fig.27.11 Telemark/Akershus Vegvesens spiss for boring i bærelag.

NGU var fornøyd med prøvene fra Hensmoen (fig. 15). Konklusjonen fra NGU's side er at metoden faller kostbar og at tilrigging og flytting krever vesentlig tid. NGU vil ved sine videre undersøkelser av sand- og grusforekomster supplere sine seismiske undersøkelser med naverboringer, sonderinger utført med bergboreutstyr og eventuelt enkelte prøvetakingshull med Odex-utstyr.

Ved NGU var man overrasket over hva man fikk ut av sonderingen med bergborutstyr selv om man bare manuelt vurderte jordartene på grunnlag av borsynk, lyd, spyletrykk etc.

4.4 Prøvetaking med 5" Odex - vedlikehold av damkjernen (Viddalsdammen)

I forbindelse med vedlikeholdsarbeid i damkjernen på Viddalsdammen ved hjelp av injeksjon, ble det forsøkt å ta kontinuerlige prøver med 5" Odex og 10 cm diameter prøvetaker. Arbeidet ble utført av A/S Grunnboring.

Det var vanskelig å ta fulle prøver. Prøvene var utvasket øverst (fig. 16a), men prøvekvaliteten bedret seg da man gikk inn for å bruke stabiliserende væske i skummet, spyle under opptrekk av eksenterkronen og omhyggelig rense og kontrollere bunnen av borhullet (fig.16b).

4.5 Lagfølgeboring, 3" Odex, registrerende jord/berg sondering - grunnundersøkelser (Bussesundet)

Sommeren 1976 fikk NGI anledning til å planlegge og lede grunnundersøkelsene for en bru over Bussesundet til Vardø, og i 1977 boringene i Bussesundet for tunneltraseen.

Tidligere undersøkelser med Lindø-metoden hadde vist at det var vanskelig å komme ned i hva en geologisk sett må karaktisere som ablasjonsmorene. Danmarks geotekniske institutt (DGI) utførte i 1977 prøvtaking med hva de kaller lagfølgeboring.

Først setter man ned et 12" strømrør, deretter et 10" rør som tømmes innvendig og bores ned ved dreining. Tømming av røret skjer med en sandpumpe. Ved bruken av denne vil det oppstå en pumpevirkning som kan fjerne finstoff. Det samme kan skje når sandpumpen tømmes på dekk og prøven samles opp. I kohesjonsmateriale brukes en stempelprøvetaker.

Støter man på stein sprenger man eller rammer med en meisel. Trenger masser opp i røret kan man fylle røret og mellomrommet mellom strømrør og borrør med boreslam.

Med vanndybder på 28 m klarte man å ta prøver ned til kote - 53 m, og man hadde inntrykk av at boringene kunne vært ført til adskillig større dybder.

Hagconsult AB var engasjert for sondering med bestemmelse av dybder til fjell og Odex -boring. Sonderingene ble utført med en bergbormaskin, en kjedemater som slo på 10" foringsrør som var ført ned til bunnen, 1 1/2" bergbor med Retrackrone samt et registreringsutstyr som er utviklet av Hagconsult AB. Borsynk, rotasjonshastighet og matetrykk ble registrert (fig. 17). Måledataene blir tegnet opp på papir som trekkes fram med konstant hastighet. Ved første øyekast virker resultatene forvirrende (fig. 19). Resultatene må bearbeides og tegnes om for lettere å anskueliggjøre nedtrengningsmotstanden.

Fig.27.12 NGU's naverrigg i bruk på Heismoen.

Fig. 27.13 Spyling med skum under opptrekk (Hensmoen).

Fig. 19 viser resultatene fra en av boringene med jordartsbetegnelser basert på opptatte prøver, sondering og en lokal bedømmelse av materialene ut fra sonderresultatene.

På stedet hadde man inntrykk av at massene som var tatt opp med sandpumpe var noe utvasket. Senere avdekking av materialene ved anslaget til tunnelen viser siltig morene.

Geoteknisk sett er det vanskelig å vurdere løsmassenes bæreevne og setningsegenskaper på grunnlag av disse resultatene. Sondermotstanden gir visse indikasjoner som sammen med vurdering av siktekurven, mineralogiske og mikropaleontologiske analyser av opptatte prøver kan gi grunnlag for å bedømme avsetningenes forbelastningshistorie.

Grunnundersøkelsene i Bussesundet viste at 3" Odex var for liten dimensjon. Nedtrengningsevnen av Odex-utstyret med topphammer var også for liten. Sonderingen ga indikasjoner om lagringsfastheten, men det hadde vært ønskelig med mer absolutte verdier. DGI

har senere anskaffet seg trykksoneringsutstyr som kan brukes i forbindelse med lagfølgeboring og kan ellers utføre både vingeboring og pressometerforsøk i samme borhull. Dette er på linje med amerikansk og mellomeuropeisk praksis.

Hagconsult AB brukte i 1977 registrerende bergborsondering og Odex-utstyr for nedboring til fjell, for utførelse av diamantboring og vanntapsmålinger.

4.6 Sonderinger - vedlikehold av damkjerne (Mysevassdammen)

På Mysevassdammen har A/S Grunnboring utført boringer for injeksjonsarbeider. I denne forbindelse har det vært prøvd to forskjellige sondermetoder for å bestemme uregelmessigheter i damkjernen.

Hagconsults utstyr, som er beskrevet tidligere, ga resultater som var av nytte for injeksjonsarbeidet (fig. 20).

Det ble også forsøkt å lytte på borstangen under boring (fig. 21). A/S Teleplan sto for disse forsøk. Gjennom en akustisk avføling på borstangen vil man få karakteristiske lydspektra avhengig av eventuelle variasjoner i massene. De akustiske signalene spilles inn på et kassettbånd. Ved å spille av båndet gjennom en frekvensanalysator får man et relativt forhold mellom amplitudene i de forskjellige frekvensbånd og resultatene kan lettere analyseres (fig. 22).

Fig. 27.14 NGI's egne rørprøvetaker.

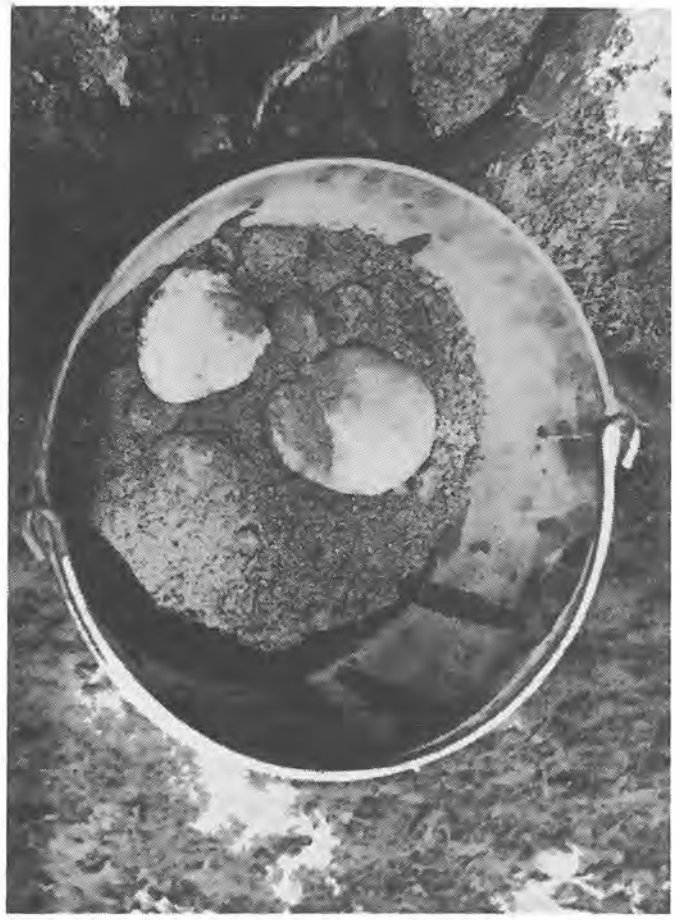


Fig. 27.15 Prøve fra Hensmoen

Resultatene var for så vidt positive. Hagconsult AB's utstyr er lengst utviklet og ga resultater som kunne brukes umiddelbart. Teleplan mangler erfaringsmateriale, men metoden er mer direkte og kan være konkurransedyktig på lengere sikt.

5. KONKLUSJON

5.1 Behov

Boring og grunnundersøkelser i fast lagrede og steinholdige masser er nødvendige, men kostbare, og gir ikke alltid de ønskede informasjoner. Behovet er økende og nye og bedre metoder og utstyr vil presse seg fram. Sondering, prøvetaking og in - situ målinger er hjelpemidlene. Valg av metoder er avhengig av problemstillingen.

5.11 Materialtaksundersøkelser

Ved materialtaksundersøkelser er man ute etter mektighet, stein- og blokkinnhold, lagdeling, finstoffinnhold samt materialkvalitet. De tre første postene bestemmer best ved sondering, de to siste ved prøvetaking.

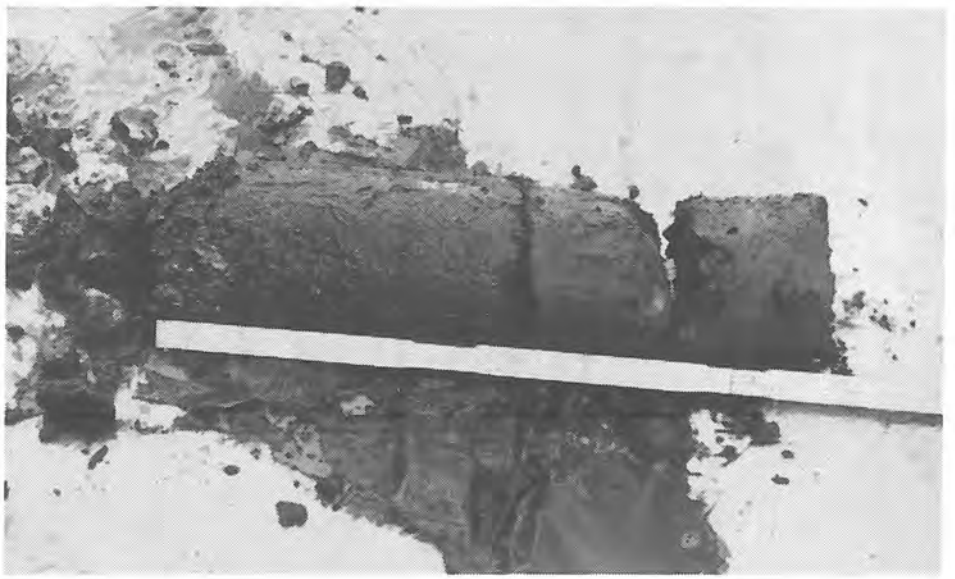


Fig. 27.16 a) Utskjøvet prøve som er utvasket øverst (Viddalsdammen).

Fig. 27.16 b) Utskjøvet representativ prøve (Viddalsdammen).

5.12 Kontrollboringer i oppfylte masser

Ved kontrollboringer, både i veger og dammer, er man ute etter endringer i de opprinnelige foreskrevne materialer. Også for dette arbeidsområdet er det ønskelig med en kombinasjon av sondering og prøvetaking.

5.13 Grunnundersøkelser for fundamentering

Fundamenteringsmåten, peler eller direkte fundamentering, blir fastlagt på grunnlag av grunnundersøkelsene. Grunnundersøkelsene burde i prinsippet utføres i forskjellige trinn, men dette er av praktiske grunner ikke alltid gjennomførbart. Det er vanskelig å få tatt opp uforstyrrede prøver. Utstyr for måling av bæreevne og setningsforløp in-situ er derfor ønskelig, men lite utviklet for steinholdige og fast lagrede masser. Særlig ved grunnundersøkelser er det i dag nødvendig med en rekke forskjellige typer metoder og utstyr (jord-/bergsondering, trykksondering (eventuelt vingeboring, piezometer), permeabilitetsforsøk og prøvetaking).

5.14 Bestemmelse av dybder til fjell og fjelloverdekning

For bestemmelse av pelelengder kan en jord-/berg sondering være tilstrekkelig. Når det

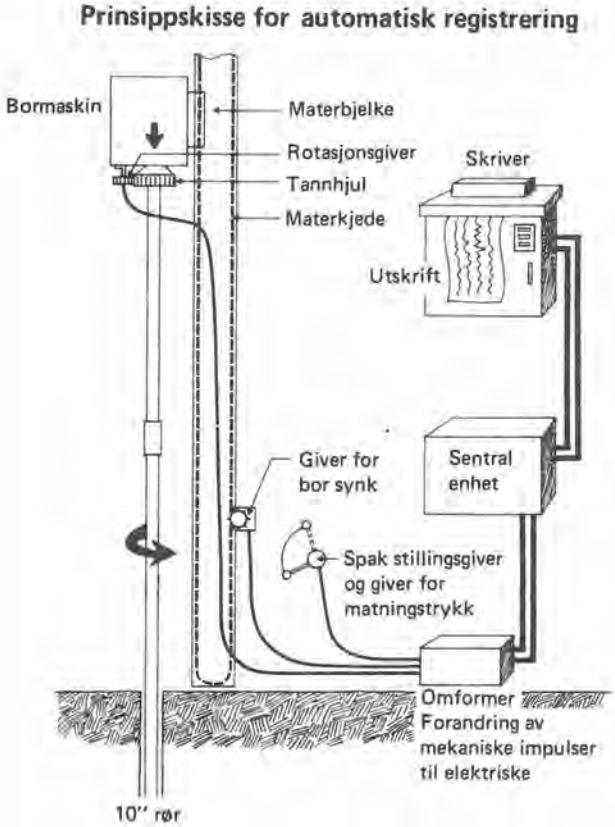


Fig. 27.17 Hagconsult AB's registreringsutstyr for bruk i forbindelse med jord-/bergsondering, prinsippskisse.

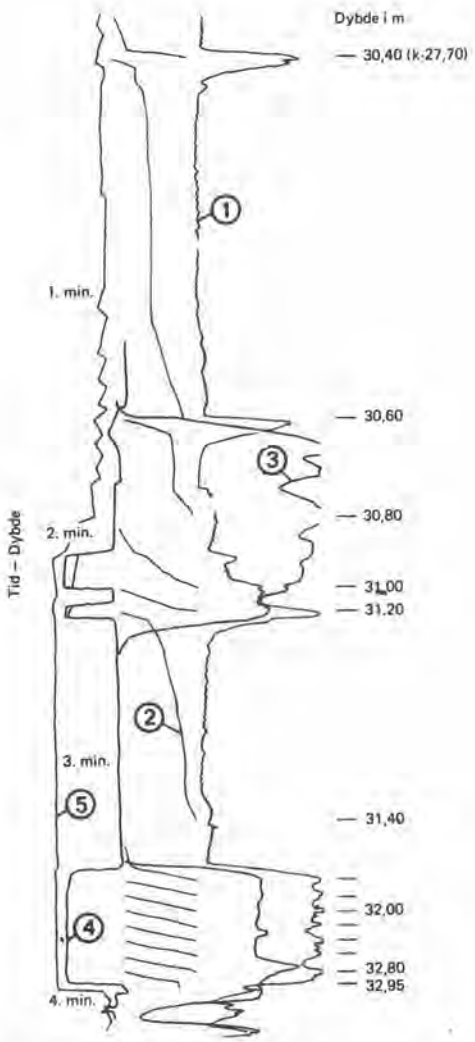


Fig. 27.18 Registrering fra grunnundersøkelsene for prosjektert bru over Bussesundet, Hagconsult AB.

1. Nedtrengningshastighet
2. Hvert pennestrøk over papiret representerer 20 cm synking
3. Rotasjonshastighet
4. Stilling av spak og matning
5. Matetrykk

gjelder fjelloverdekning i tunneler er prøvetaking (kjerneboring) og in-situ permeabilitetsforsøk ofte nødvendig.

5.2 Eksisterende utstyr og metoder

Det fins i dag ikke ett universal-borutstyr som gir alle de opplysninger man ønsker. For ren hulltaking ligger Odex-utstyret etter vår mening best an. Man kan trenge seg ned i alle slags materialer, riktignok med en viss begrensning i dybden (se tabell 1). Problemmet ligger på prøvetakingsiden og ved bestemmelsen av in-situ fastheter.Stabilisering av borhullet med skum og omhyggelig rensing av borhullet, kan gi brukbare, representative prøver ved hjelp av åpne ramprøvetakere.

Sonderinger er i dag relativt lite benyttet i disse materialene. Jord-/bergboring med bergbormaskin har i det alt vesentligste vært brukt for bestemmelse av dybder til fjell. Utstyret er opprinnelig utviklet for rasjonell bergboring og har en meget god nedtrengningsevne, noe som imidlertid under vanlig bruk gir lite nyanserte sonderresultater. Hagconsult AB's registreringsutstyr ser lovende ut. Tilsvarende utstyr har tidligere vært utviklet av geolog A. Grønhaug, Statens Veglaboratorium i forbindelse med bergboring.

5.3 Framtidig utvikling

Sondering med registrering vil antakeligvis komme sterkere inn i bildet. Det er ønskelig med en nyutvikling av utstyr. Ut fra et geoteknisk syn hadde det vært ønskelig med en konstant nedtrengningshastighet og registrering av tilført energi. Det hadde vært ønskelig å unngå spyling. Spyling krever tyngre utstyr og vanskeliggjør registrering

Naverboring vil bli mer brukt. Spesialspisser, forskjellige stigningsforhold og eventuelt bruk av boreslam som helles i borhullet, vil øke anvendelsen av navere i ikke steinholdige masser.

I steinholdige masser er Odex-metoden den beste for hulltaking. Man er nødt til å spyle, men bruk av skum gir et meget lite forbruk av luft og vann, noe som i kombinasjon med hydrauliske slagere kan redusere utstyrsstørrelsen betraktelig.

I dag ser vi ramprøvetakere som et langt fra godt, men dog brukbart utstyr for opptaking av representative prøver.

Kontinuerlig prøvetaking er ønskelig, men ennå ikke løst. SGI (Broms and Hallén, (1972) har gjort et forsøk i forbindelse med foliekjerneboret, men det er ikke blitt et praktisk brukbart utstyr (fig. 22). Det er store veggtykkelser og bortspyling av finstoff som er problemet.

I Holland har man utviklet en praktisk prøvetaker for kontinuerlig prøvetaking i løsavsetninger - sand/torv/leire (Bergmann, 1971). I Holland har man redusert prøvetakernes veggtykkelse ved å benytte en nylonstrømpe og tung væske. Kunne man få laget en borkrone som kunne rammes og hvor borkakset fjernes uten spyling, ville kanskje kontinuerlig prøvetaking i fast lagrede masser være mulig.

Får man et godt sonderutstyr kan man antakeligvis lokalisere finere lag og begrense prøvetakingen til disse. Med rimeligere sonderinger ville man kjøre flere, slik at man fikk et mer statistisk underlag for bestemmelse av steininnhold og blokkstørrelse.

In-situ målinger vil presse seg fram når det gjelder grunnundersøkelser også i fast lagrede og steinholdige masser.

Målinger vil antakeligvis måtte utføres i borhull og vil kombineres med prøvetaking.

Det økende behov for boring i fast lagrede og steinholdige masser vil antakeligvis akselerere utviklingen innen dette felt.

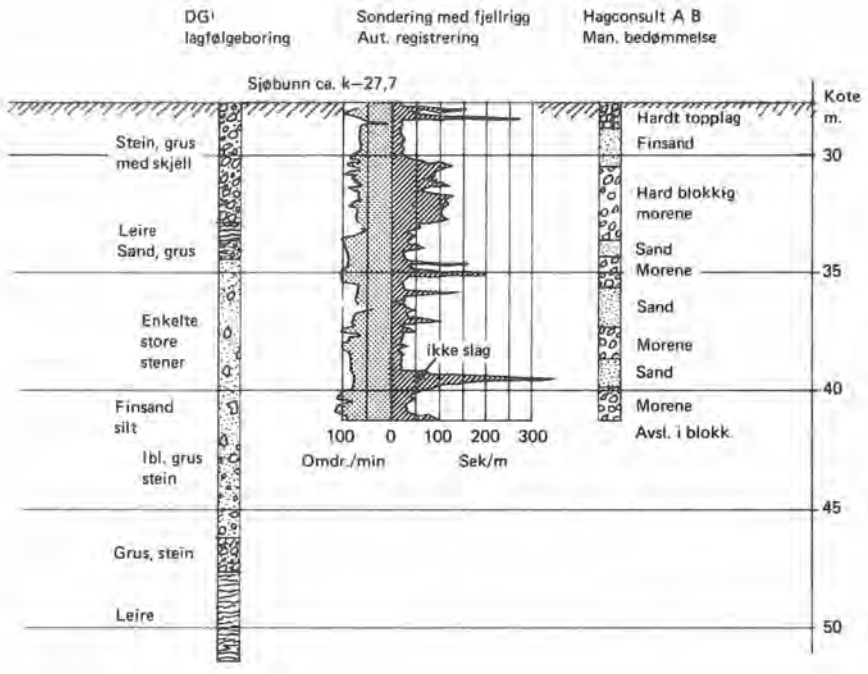


Fig. 27.19 Boringer A. 12 Bussesund bru.

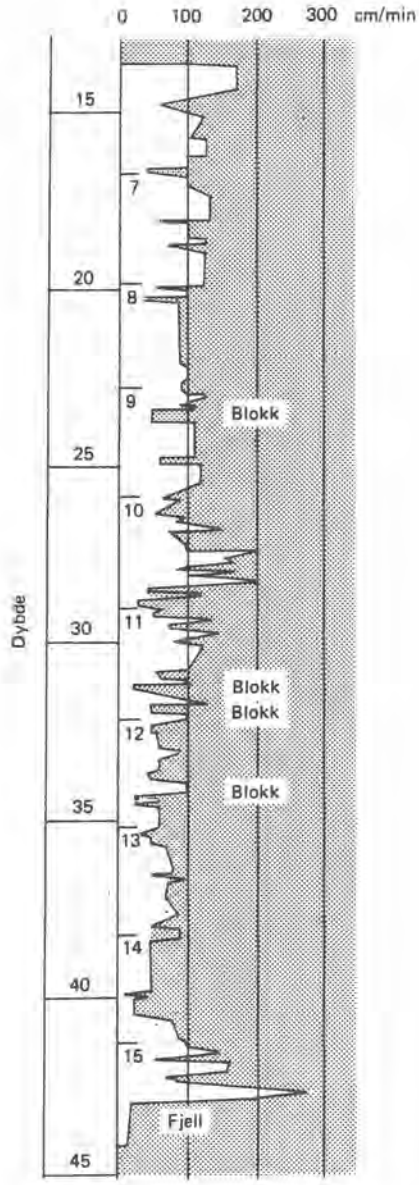


Fig. 27.20 Hagconsult AB's sonderresultater fra Mysevassdammen.

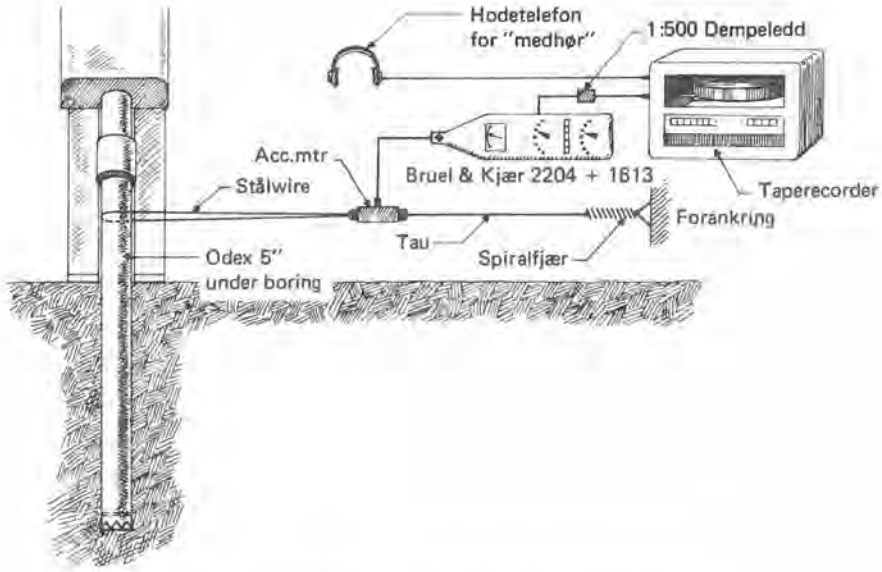


Fig. 27.21 A/S Teleplans akustiske lytterutstyr.

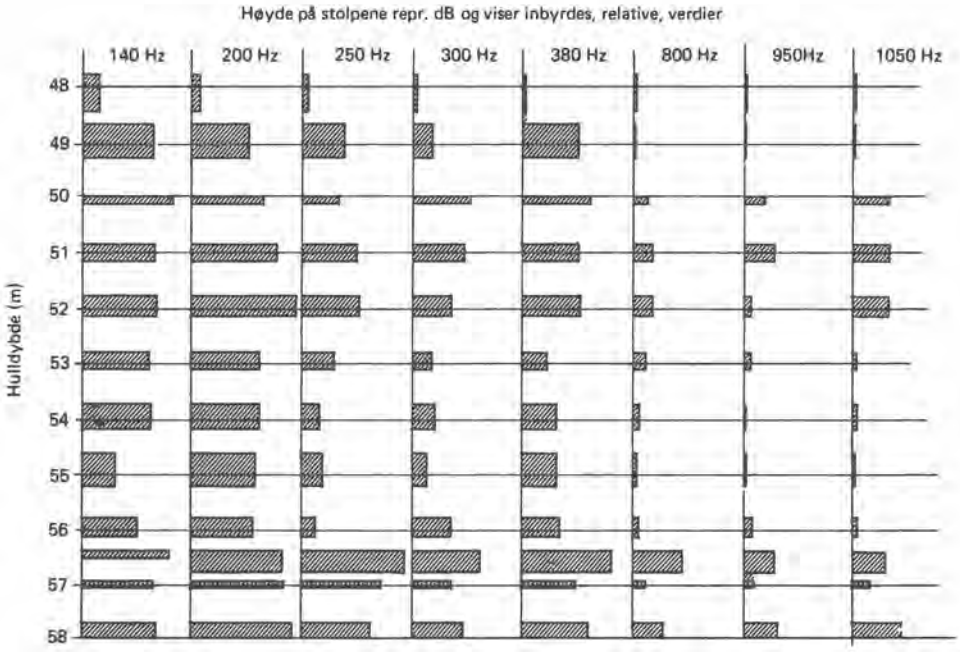


Fig. 27.22 A/S Teleplans fekvensanalyse av lydsignaler (Mysevassdammen).

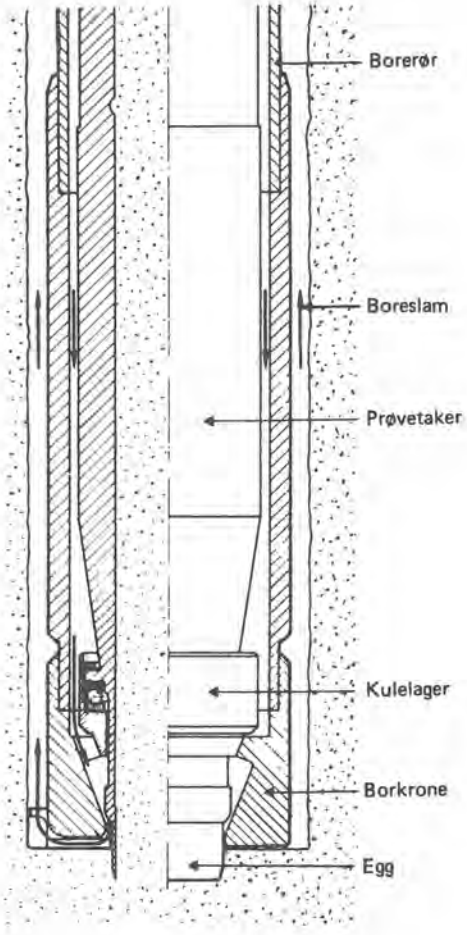


Fig 27.23 Folieprøvetaker med roterende krone (Broms and Hallén, (1972).

TABELL 27.1 Sammenlignede tabell over metode/utstyr.

UNDERSØKELSESMETODE		PRØVE-TAKER-TYPE	EGNET FOR UNDERSØKELSE I: SANDIG SILT, SAND	GRUS	GROV MORENE, STEIN OG BLOKKRIK GRUS	PENETRA-SJONS-DYBDE	MAKS. STEIN-STØRRELSE	KOMMENTARER
Graving			X	X	X	3 - 6 m	Blokk	Over grunnvannstand
Naverboring OD 8" (ø203)			X	X		Over grunn-vannstand	Ca. 70 mm	4 - 6 m/time
Hulnaver	ID 65,3 mm	ø54 mm modif.	X	(X)		20 - 40 m	Ca. 50 mm	Lite egnet for å komme igjennom steinrike lag
	ID 85,6 mm	2½" morenepr.	X	X	(X)	20 - 40 m	Ca. 50 mm	
	ID 152,4 mm	4½" morenepr.	X	X	(X)	20 - 30 m	Ca. 90 mm	
OD-boring	ODEX - 3" (76 mm)	ø54 mm modif.	X	(X)		65 m	Ca. 50 mm	Begrenset styrke av prøvetaker
		2½" morenepr.	X	X	X		Ca. 50 mm	Gunstig kombinasjon Penetrasjonshastighet 0,7 - 3,5 m/time
	ODEX - 4½" (115 mm) Cop 4	ø54 mm modif.	X	(X)		75 m	Ca. 50 mm	Begrenset styrke av prøvetaker
		2½" morenepr.	X	X	X		Ca. 50 mm	Vanskelig montasje av prøvetaker under slagmaskin
	ODEX - 5" (127 mm)	ø54 mm modif.	X	(X)		40 m	Ca. 50 mm	Lite egnet arealforhold øprøve/øhull
		2½" morenepr.	X	X	X		Ca. 50 mm	
		4½" morenepr.	X	X	X		Ca. 90 mm	Gunstig kombinasjon
	ODEX - 6½" (165 mm) Cop 6	ø54 mm modif.	X	(X)		50 m	Ca. 50 mm	Begrenset styrke av prøvetaker
		2½" morenepr.	X	X			Ca. 50 mm	Lite egnet arealforhold øprove/øhull
		4½" morenepr.	X	X			Ca. 90 mm	Vanskelig montasje under slagmaskin
Diamantboring wireline kjerneboring		SK 6 L		(X)	(X)	Over 100 m	Ca. 100 mm	Liten erfaring Antakelig uegnet i inhomogene masser
Slag-/rammboring med reversert spyling			X	X	X	Over 100 m	Ca. 170 mm	Dyr metode
Lagfølgeboring DGI (10" rør)		Sand-pumpe	X	X	X	Inntil 100 m	150 mm	Liten penetrasjonshastighet 0,5 - 1 m/time

LITTERATURLISTE

Acker, W.L.,III (1974)
Basic procedures for soil sampling and core drilling.
Scanton, Pennsylvania, Acker Drill Co. 75 s.

Andresen, A. og N. Rygg (1975)
Borrigg og metoder for vegtraséundersøkelser.
Nordisk geoteknikermøde, København 1975. Foredrag, s. 357 - 366.
Også publ. i: Norges Geotekniske Institutt. Publikasjon, 110.

Angel, R. R. (1957)
Volume requirments for air and gas drilling.
T. P. 4679 Transactions, b. 210, Society of Petroleum Engineers of AIME, s. 325.
Ikke verifisert.

Barton, C.M. (1974)
Bore hole sampling of saturated uncemented sands and gravels.
Ground Water, b. 12, nr. 3, s. 170 - 181.
Også publ. som: Commonwealth Scientific and Industrial Research Organization, Australia. Division of Applied Geomechanics. Research paper, 218.

Begemann, H.K.S. (1971)
Soil sampler for taking an undisturbed sample 66 mm in diameter and with a maximum length of 17 metres.
Asian Regional Conferance on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 4. Bangkok 1971. Special session on Quality in Soil Sampling. Proceedings, Vol. 1, s. 54 - 57.

Bergman, M. og A. Norlén (1975)
Percussive sounding of drilling with automatic registration of rate of penetration, rotation speed and feed force characteristics.
European Symposium on Penetration Testing, Stockholm 1974.
Papers, b. 2.2, s. 39 - 46.

Broms, B.B og A. Hallén (1972)
Sampling of sand and moraine with the Swedish foil sampler.
Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 4. Bangkok 1971. Speciality Session: Quality in Soil Sampling. Proceedings, b. 1, s. 49 - 53.

Buflod, H. (1978)
Grusforekomster og kommunal planlegging.
Teknisk ukeblad, b. 125, nr. 11 A, s. 19 - 22.

Campbell, M. D. og J. H. Lehr (1973)
Water well techonology: field priciples of exploration, drilling and developement of ground water and other selected minerals.
N.Y., o. fl. st., McGraw-Hill. 681 s.

Clark, K.R.(1964)
Mechanical methods of undisturbed soil sampling.
American Society for Testing and Materials. Symposium on Soil Exploration, Atlantic City, N.J. 1963. ASTM Special technical publication, 351, s. 86 - 95.

Dunning, H.N. : J.L. Eakin: W.N. Reinhardt og C.J. Walker (1959)
Foaming agents: cure for water-logged gas wells.
Petroleum Engineer, Nowmber, s. B 28 - 33.
Ikke verifisert

Dupeuble, P. (1961)
Contribution a 1' amelioration des matériels et méthodes de prélevement d'échantillions dans les terrains cohérents et pulverulents.
International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 5. Paris 1961. Proceedings, b. 1, s. 447 - 451.

Dücker, A. og H. Stade (1969)
A ramming technique for sampling non-lithified sediments.
International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 7. Mexico 1969. Speciality Session, 1: Soil Sampling. Proceedings, s. 15 - 18.

Fredningsstyrelsen (1978)
Råstofindvinding på land: lovgivning, geologi, teknikk.
København. 116 s.

Friis, J. (1961)
Sand sampling.
International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 5. Paris 1961. Proceedings, b. 1, s. 461 - 463.

Holmsen, G. (1965)
Nyttbare sand- og grusforekomster i Syd-Norge. Del 1:De geologiske betingelser for deres avsetning.
Oslo, Universitetsforlaget. 160 s. Norges geologiske undersøkelse, 233.

Holmsen, G. (1971)
Nyttbare sand- og grusforekomster i Syd Norge. Del 2: Grustakenes art og beliggenhet.
Oslo, Universitetsforlaget. 112 s. , 2 kart.Norges geologiske undersøkelse, 271.

Hvorslev, M.J. (1949)
Subsurface exploration and sampling of soils for civil engineering purposes.
Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss., 521 s.

Jøsang, O. (1967)
Biuminøse vegdekker: oppleting og prøvetaking av grus og steinforekomster: prøvemetoder og kvalitetsvurdering. 31 s. Stensil. NIF kurs Sandefjord 8 - 9 mars 1967.

Jøsang, O. (1963)
Dannelsesmåten for en del av våre grusforekomster og leting etter disse.
Statens Vegvesen, Veglaboratoriet, Oslo. Meddelse, 14.,11 s.

Karol, R.H. (1971)
Use of chemical grouts to sample sands.
American Society for Testing and Materials. Symposium on sampling of Soil and Rock, Toronto 1971. ASTM Special Technical Publication, 483, s. 51 - 59.

Kjærnsli, B. (1978)
25 år med fyllingsdammer.
Plan og Bygg, b. 26, nr. 5, s. 48 - 51, 90.
Også publ. i: Norges Geotekniske Institutt. Publikasjon, 122.

Lebegue, Y. (1969)
Sampling of bentonite-cement and of silt.
International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 7. Mexico 1969. Specialty Session, 1: Soil Sampling. Proceedings, s. 29 - 33.

Lundstrøm, R. (1970)
Provtagning i morän.
Provtagningsdag 1969: symposium. Statens geotekniska institut, Stockholm. Särtryck och preliminära rapporter, 38, s. 37 - 41.

Mathews, A.L. (1969)
Some undisturbed soil sampling methods and procedures used by the U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station. International Conference on Soil Mechanics Foundation Engineering, 7. Mexico 1969. Specialty Session, 1: Soil Sampling. Proceedings, s. 61 - 68.

Mohan, D. og V.S. Aggarwal (1969)
Soil samplers developed at the Central Building Research Institute.
International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 7. Mexico 1967. Specialty Session, 1: Soil Sampling. Proceedings, s. 34 - 35.

Mori, H. (1978)
Current practice of sand sampling in Japan. State-of-the-art report presented to the Annual Convention of ASCE, Chicago 1978. To be published in: American Society of Civil Engineers, Proceedings, Geotechnical Engineering Division.

Murray A. S. and Eckel J.E. (1961)
Foam agents and foam drilling.
The oil and gas journal, Feb. 20, 1961, s. 125 - 129.

Norges Geotekniske Institutt (1978)
Utstyr for prøvetaking i grus- og steinholdige masser: utredning om eksisterende utstyr. Oppdragsrapport for Vegdirektoratet, Veglaboratoriet.
Rapport 78803-1.

Olofsson, T. (1970)
Provtagning i löst lagrad friktionsjord.
Provtagningsdag 1969: symposium.
Statens geotekniska institut, Stockholm. Särtryck och preliminära rapporter, 38, s. 13 - 23.

Sone, S.,C. Takemura and A. Tajima (1969)
Sampling of very hard cohesive soil and very dense sandy soil with an improved Denison double-tube sampler.
International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 7. Mexico 1969. Specialty Session, 1: Soil Sampling. Proceedings, s. 36 - 38.

Statens vägverk, Tekniska avdelingen, Vägsektionen (1976)
Seismiska undersökningar vid vägprojektering. 18 s.
Särtryck ur verksamhetshandboken (Ao 110: 1 kap. 4.2.3.02)
Statens vägverk, Stockholm. TV 130.

Sveriges geologiska undersökning, Kvartär- och hydrogeologiska byrån (1978)
Metoder för inventering av grusförekomster: forskningsredogörelse.
Stockholm, 85 s.

Yamada, G. og H. Uezawa (1969)
Sampling of loose saturated sands.
International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 7. Mexico 1969. Specialty Session, 1: Soil Sampling. Proceedings, s. 39 - 42.

Yoshimi, Y. ; M. Hatanaka and H. Oh–Oka (1971)
A simple method for undisturbed sand sampling by freezing.
International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 9. Tokyo 1977. Specialty Session, 2: Soil Sampling. Papers, s. 23 - 28.

Firmabrosjyrer fra produsentene:
Acker Drill Co.
Atlas Copco
Boyles Bros.
Drill Systems Inc.
Mobile Drilling Co.
Reiersdal maskinindustri
Sjøgestad Smideverksted

SALLINGSUNDBROENS FUNDERING

The Foundation of the Sallingsund Bridge.

Civilingeniør Finn Schaarup. B. Højlund Rasmussen rådgivende civilingeniører

SAMMENDRAG

Artiklen beskriver funderingen for Sallingsundbroen, en 1700 m lang bro mellom Salling og Mors på diagonalvejen Århus-Hanstholm.

Forholdene for fundamenter på vand kan generelt karakteriseres således: 15 m vand, 15 blødt ler, 10 m postglacialt sand og herunder senglaciale/glaciale aflejringer. Der blev funderet med pælespidsen i sidstnævte aflejringer, idet pælene blev rammet til en brudbæreevne på 530 t. En pæl består af et stålrør med en diameter på 70 cm og godstykkelse 10 mm. Stålrørene er udstøbt med beton, og pælene er beregnet som kompositpæle, hvor stålrøret tjener som armering. Under hvert fundament er 24 pæle, som er anbragt rotationssymmetrisk med 2 forskjellige hældninger, dels i en ydre kegleflade, hvor pælene hælder 1:3 og dels i en indre kegleflade, hvor pælene hælder 1:10.

Der gøres rede for udførelsen af pæleramningen, idet pælene blev rammet ved hjælp af en ged stående invendigt i pælene på en betonprop, der var udstøbt i bunden af disse. Pælene blev i begyndelsen rammet med en 12 t faldhammer og senere med en dieselhammer.

Udførelsen af effektivitetsmålinger viste en meget lav effektivitetsfaktor på ca. 0,4 for 12 t faldhammer. Ved hvert fundament blev udført en prøvebelastning, som kunne udføres til max 575 t. tryk.

SUMMARY

The report presents the foundation of the Sallingsund Bridge, 1700 m in length, between Salling and Mors, on the diagonal road from Århus to Hanstholm. In general the conditions for the foundations on water were: 15 m water, 15 m mud, 10 m postglacial sand resting on lateglacial/glacial deposits. The tips of the piles were placed in the lower deposits and the piles driven to a rupture bearing capacity of 530 t. Piles used were tubular steel piles with diameter 70 cm and thickness 10 mm. The steel piles were filled with concrete and therefore regarded as composite piles, where the steel pipes serve as reinforcement.

Each pier is founded on 24 piles placed symmetrically in two circles with different inclinations, partly in an outer cone with pile inclination 1:3 and partly in an inner cone with pile inclination 1:10.

The piledriving method is described. The piles were driven by a mandrel placed inside the piles onto a plug concreted at the tip of the steel pipe. At the beginning the piles were driven with a 12 t drop hammer, later with a diesel .

hammer. Efficiency measurements gave the very low factor of 0,4 for the 12 t drop hammer. At each pier a test loading upto max. 575 t was carried out.

INDLEDNING

I maj 1978 inviede Vejdirektoratet en ny vejbro over Sallingsund i den nordvestlige del af Jylland. Broen, der er et led i hovedlandevejen A26 fra Århus til Hanstholm, forbinder øen Mors med halvøen Salling (fig.1). Broen er opført som en højbro i forspændt jernbeton med 17 fag á 93 m og 2 sidefag á 51 m, ialt 1683 m (fig. 2). Det udførte tværprofil er 16 m bredt.

Broens udførelse blev efter en international licitation i 1973 overdraget Sallingsund-konsortiet, bestående af firmaerne Campenon Bernard Cetra, Paris, Højgaard & Schultz A/S, Charlottenlund, Kampmann, Kierulff & Saxild A/S, København samt Polensky & Zöllner, Frankfurt am Main. Pæleramningen blev udført i underentreprise af Binab A/B, Göteborg.

Det udførte projekt var et alternativt forslag til Vejdirektoratets udbudsprojekt, som var udarbejdet af B.Højlund Rasmussen, rådgivende civilingeniører med geoteknisk special-assistance fra Danmarks Geotekniske Institut.

Fig. 28.1 Beliggenhed.

Fig. 28.2 Opstalt af bro.

For overbygningens vedkommende forudsatte det alternative forslag, at overbygningen blev udført ved fri frembygning med præfabrikerede sammenlimede elementer, medens udbudsprojektet forudsatte fri frembygning med støbninger på stedet. Hoveddimensioner - spændvidde og konstruktionshøjder - var ens for de to projekter. For underbygningens vedkommende fremgår forskellen mellem det udførte projekt og udbudsprojektet af den efterfølgene beskrivelse af broens fundering.

JORDBUNDSFORHOLD

De geologiske forhold i brolinien fremgår af fig. 3.

Generelt kan forholdene i Sundet fra vandoverfladen og nedefter karakteriseres således: 15m vand, 15m postglacialt marint blødt ler (dynd), 10 m postglacialt marint sand og herunder senglaciale og glaciale aflejringer.

Under skitseprojekteringen blev udført 4 lagfølgeboringer - 1 på land i strandkanten på hver side av Sundet og 2 på vand. Det var påregnet, at boringerne på vand skulle føres så dybt, at kvartærlagene blev gennemboret. Boringerne blev standset i henholdsvis kote -90 og -80 efter at man i henholdsvis kote -85 og -55 m fandt glimmerler, som ved den første vurdering blev skønnet som plastisk ler fra tertiærperioden 3 år senere efter udførelsen af yderligere 16 lagfølgeboringer for detailprojektet blev det samlede prøvemateriale fra samtlige boringer revurderet, og man måtte her konkludere, at de kvartære aflejringer intet sted var gennemboret, og det, man havde betegnet som tertiært glimmerler, kun var store flager omsluttet af kvartære aflejringer. En stor del af disse aflejringer havde ikke været istidsbelastet.

Konklusjonen af de udførte undersøkelser for skitseprojektet var, at geologisk set var forholdene meget kaotiske, men geoteknisk set var forholdene mere afklaret, idet man måtte påregne at fundere på pæle med spidsniveau omkring kote - 42 á - 45 m. Det stod endvidere klart, at det ville være økonomisk at anvende pæle med en relativ stor dimensjon. For at få bedømt bæreevnen blev det overvejet at lade udføre et prøvebelastningsfelt på vand. På grund af de store omkostninger, der var forbundet hermed, valgte man følgene løsning til bedømmelse af pælebæreevnen:

Samtidig med projekteringen af Sallingsundbroen blev projekteret en bro over Legindvejle, som oprindelig er en vig til Sallingsund. I Legindvejle havde man nogenlunde samme bundforhold som i Sallingsund blot beliggende 15 m højere og uden frit vandspejl, idet området er kunstigt afvandet. I Legindvejle blev udført en omfattende seriea af pælebelastningsforsøg - træk som tryk - med 30 x 30 cm jernbetonpæle for bestemmelse af det postglaciale sands pælebæreevnefaktorer. Resultatet af disse forsøg samt udførelse af sammelignende slagsonderinger med rammesonde i Legindvejle og senere på Sundet i brolinien dannede basis for udbudsprojektets spidsniveau for pæle.

Beslutningen om at benytte Legindvejle som forsøgsfelt skal ses i sammenhæng med, at man allerede i projekteringsfasen besluttede, at der i udførelsesfasen skulle indgå såvel prøveramninger som pælebelastningsforsøg ved alle piller.

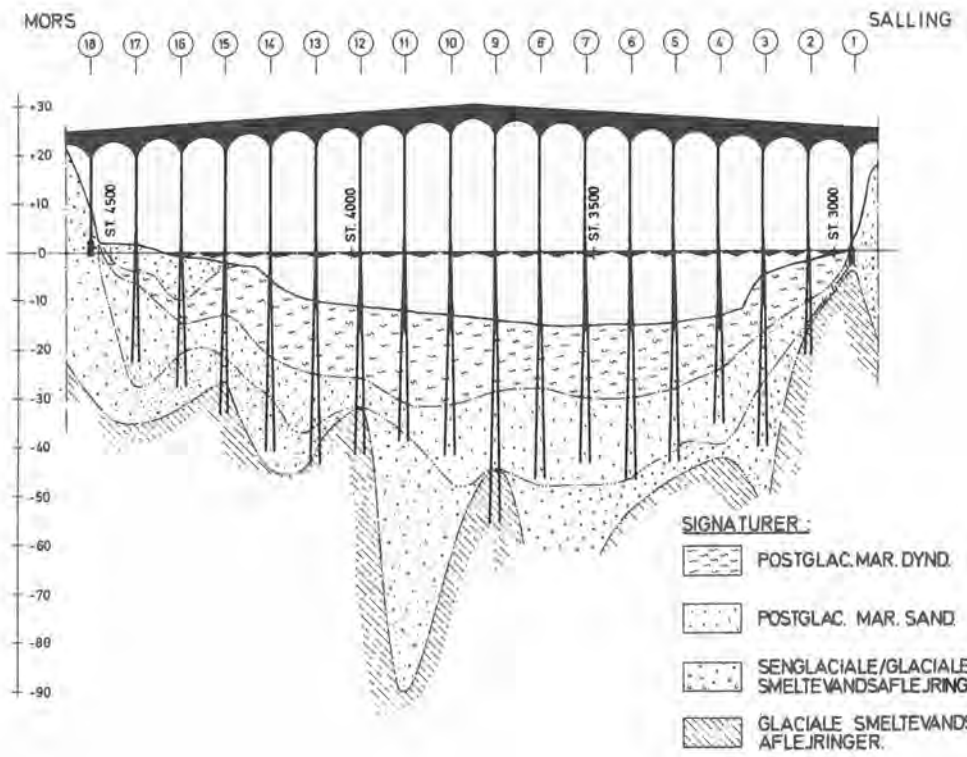


Fig. 28.3 Fortegnet geologisk opstalt i brolinien.

Spændvidden blev efter økonomiske undersøgelser fastlagt til 93 m. Under udarbejdelsen af udbudsprojektet blev der udført 1 lagfølgeboring og 5 rammesonderinger ved hver pille. Disse undersøgelser gav ikke anledning til overraskelser, idet kunne påregnes, at pælene skulle stå med spidsen i overvejende senglaciale sandaflejringer. To steder kunne forventes problemer:

1) ved pille 12, hvor pælespidsen skulle stå i stift glacialt ler (c_v >72 t/m^2). Da det måtte forventes at blive overordentligt vanskeligt at ramme pæle med stor diameter ned i dette ler, indgik i projektet en specialpæl med en mindre spidsdiameter.
2) ved pille 9, hvor leret likeledes lå højt, men hvor man dog påregnede ved en forøgelse af pæleantallet og en tilsvarende nedsættelse af pælebrudbæreevnen at kunne stoppe pælspidsen over leret i et passende niveau oppe i sandet. Det skulle vise seg, at denne antagelse ikke slog til, jf. afsnittet SPECIALPÆLE.

UDBUDSPROJEKTETS FUNDERING

Piller på land og lavt vand.

Vederlagene samt de piller, der er nærmest disse - pille 1 og 18 - var påregnet fundert direkte, idet senglaciale og glaciale aflejringer med forholdsvis god styrke fandtes i ringe dybde under jordoverfladen.

Pille 2, 15, 16 og 17 var påregnet funderet på 38 x 48 cm pæle rammet til en brudbæreevne på 400 t.

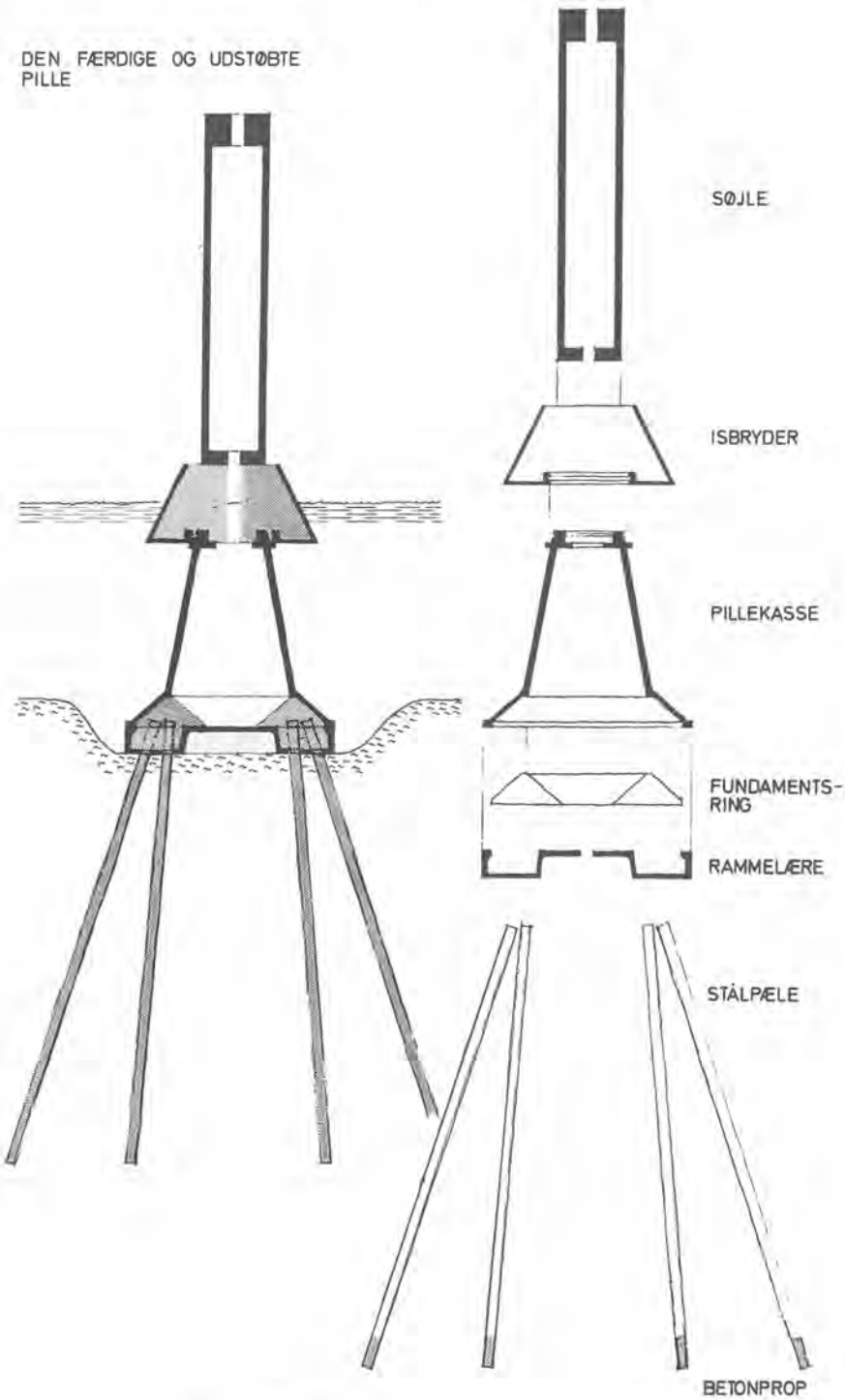


Fig. 28.4 Snit i søjle og fundamentselementer.

Piller på dybt vand.

For disse piller - pille 3 til 14 - blev der udarbejdet to udbudsprojekter:

A. Højt pæleværk: Dvs. pillefundamentet var placeret med underside i vand i ca. kote - 4,0 m og funderet på hule katodisk beskyttede stålpæle med en diameter på 70 cm og en godstykkelse på 14 mm. Under hvert fundament var påregnet 36 pæle rammet til en brudbæreevne på 500 t. I relation til spørgsmålet om anvendelse af katodisk beskyttelse foretoges en række af undersøgelser, som viste, at katodisk beskyttelse var en fuldt forsvarlig løsning.

B. Lavt pæleværk: Dvs. pillefundamentet var placert med underside 1 á 2 m under overside af havbund og funderet på 38 x 48 cm eller hule ø 70 cm jernbetonpæle rammet til en brudbæreevne på 400 t. Den overvejende del af de hidtil udførte større danske broer med vanskelige bundforhold er funderet efter denne metode.

I begge udbudsprojekter var pælene anbragt tradionelt som skråpæle vinkelret på og på langs af brolinien.

Licitationen viste, at anlægsudgifterne til forslag A var lidt billigere end forslag B. En sammenligning kan imidlertid ikke foretages uten at indregne driftsudgifterne til katodisk beskyttelse.

Ved licitationen afgav Sallingsundkonsortiet et tilbud på et alternativt forslag, der for

Fig. 28.5 Rammelære. Bærebjælker monteret. Klar til udtransport.

funderingens vedkommende var ca. 10% billigere end udbudsprojektets forslag A.

DET UDFØRTE PROJEKTS FUNDERING

Piller på land og lavt vand.

Funderingen for disse piller er principielt som beskrevet ovenfor under udbudsprojektets fundering. Jernbetonpælene under pille 2, 15, 16 og 17 er imidlertid placert som rotationssymmetriske pælegrupper i lighed med det nedenfor beskrevne for pille 3 - 14.

Piller på dybt vand.

Opbygningen af en pille på vand - pille 3 til 14 - er vist på fig. 4. De konstruktionsdele, der på figuren er betegnet isbryder, pillekasse og rammelære, er præfabrikerede jernbetonelementer. På stedet foretages 2 armerede betonudstøbninger, dels en udstøbning af isbryderen, som danner forbandt mellem pillekasse og søjle, og dels en udstøbning invendigt i pillekassens nedre del - fundamentsringen - som danner forbandt mellem pillekasse og pæle. Pælene er anbragt rotationssymmetrisk med 2 forskellige hældninger. Dels i en ydre kegleflade, hvor pælene hælder 1:3 og skærer hinanden i vandlinien, og dels i en indre kegleflade, hvor pælene hælder 1:10 og skærer hinanden i toppen af søjlen i kote +30. Der er normalt ialt 24 pæle under hvert fundament, 15 stk. hældene 1:3 og 9 stk. hældene 1:10. Pælelængderne lå normalt (pille 9, se nedenfor) i intervallet 25 - 30 m, men kunne nå op på 35 m regnet fra overside rammelære - kote - 9 m ved pille 3, 13 og 14, - kote - 14 m ved pille 4 - 12.

Når pæleantallet under en pille kunne nedsættes til 24 i forhold til udbudsprojektets 36, skyldes det først og fremmest, at man nu ved fastsættelsen tog hensyn til den nedsættelse af sikkerheden, som udførelse af prøvebelastninger tillader. Af disponeringsmessige årsager var dette ikke forudsat i udbudsprojektet. Endvidere blev pælene rammet til 530 t mod udbudsprojektets 500 t.

En pæl består af et stålrør med en udvendig diameter på ca. 70 cm og en godstykkelse på ca. 10 mm. Dette stålrør udstøbes med beton, og pælene er beregnet som kompositpæle, idet stålrøret tjener som armering.

I den øverste zone af dyndet er der en vis korrosionsfare. Af den årsag er de øverste 3 - 5 m af pælene armeret, således at stålrøret kan korrodere bort og en almindelig jbt. pæl står tilbage.

Statisk er pælene regnet indspænt i fundamenteringen samt i de faste aflejringer under dyndunderside. I belastningstilfældet skibsstød er pælene regnet elastisk understøttet af dyndet, medens pælene i alle øvrige belastningstilfælde er regnet stående frit i dyndet.

Pælesystemet er beregnet for pælespidsen stående både „på bjerg" og „på fjeder", jf. det under PRØVEBELASTNING anførte.

Med pælene arrangeret i de to kegleflader opnås, at vandrette kræfter, der væsentligst er koncentreret omkring vandlinie og overbygning, kan optages hensigtmæssigt i enten den ene eller den anden af de to pælegrupper.

Pælesystemets svaghed er optagelse af torsionsmomenter fra is og skibsstød. Af denne årsag er søjlerne indaspændt i broens overbygning, hvorved torsionsmomenter kan føres op gennem søjlen og via overbygningen optages som vandrette reaktioner i nabofundamenter.

UDFØRELSE AF PILLER PÅ DYBT VAND

Produktion af pillernes elementer

Elementer til underbygningen blev fremstillet og udtransporteret med flydekran fra en arbejdshavn på Mors.

Stålpæle

Stålpælene blev fremstillet på pladsen ved sammensvejsning af stålrør af forskellige længder leveret på pladsen som spiral- eller længdesvejste rør. På grund af den specielle rammeprocedure, hvor pælene blev rammet med en ged, der stod på bunden invendig i pælen, blev pælenes bund lukket ved påsvejsning af en tyk plen stålplade.

Herefter blev udstøbt en betonprop med en højde på 2 m over bunden (se fig. 4 og 10). Disse processer blev udført før pælene blev sammensvejsèt til deres fulde længde.

Rørdelene blev på traditionel vis kontrolleret materialemæssigt. De langsgående svejsesømme udført på fabrik blev 100% ultralydkontrolleret og stikprøvevis røntgenkontrolleret.

På pladsen blev tværsømmen efter sammensvejsning af rørdelene til pæle kontrolleret enten ved ultralyd eller røntgen.

Efter endt fremstilling blev pælene rullet ud på en bedding. Med en kalot spændt omkring den åbne pæleende kunne pælen nu selvflydende slæbes ud til rammestedet.

Rammelære

Rammelæren, der er udformet som et rundt, trugformet jernbetonelement forsynet med 3 konsoller for bærepæle, har en ydre diameter på ca. 13 m og ialt 40 (3 x 13 + 1) huller med diameter på 90 cm (se fig. 5). Rammelæren blev fremstillet på en støbeplatform ved land. Vægt ca. 160 t.

Pillekasse

Pillekassen er udformet som en hul jernbeton keglestub 7 m høj ved pille 3, 13 og 14, 12 m høj ved pille 4 - 12. Også den blev fremstillet på bedding. På grund af pillekassens

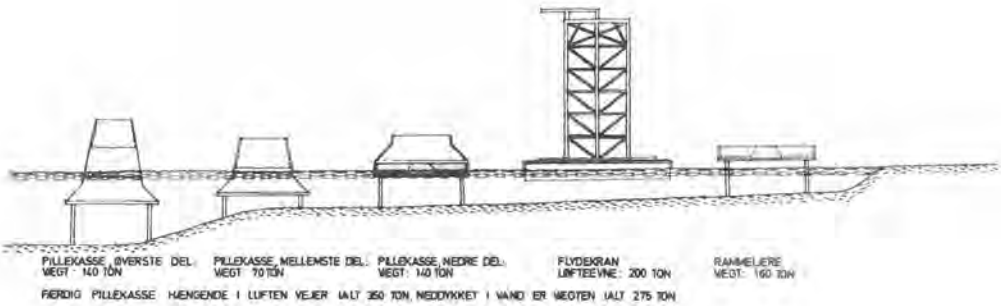


Fig. 28.6 Pillekassefremstilling successiv de 3 beddinger.

store vægt (nedtrykket i vand 275 t) og den disponible flydekrans begrænsede kapacitet (maks. 200 t) blev pillekassen støbt i 3 tempi. Først støbtes kassens nedre del på en platform over vandspejlet, hvorefter denne del blev flyttet ud på en dybereliggende platform (under vandet), hvor mellemste sektion støbtes. En yderligere flytning til en lavereliggende platform blev foretaget, og øverste sektion kunne herefter støbes. Alle støbninger blev udført over vandspejlet (se fig. 6).

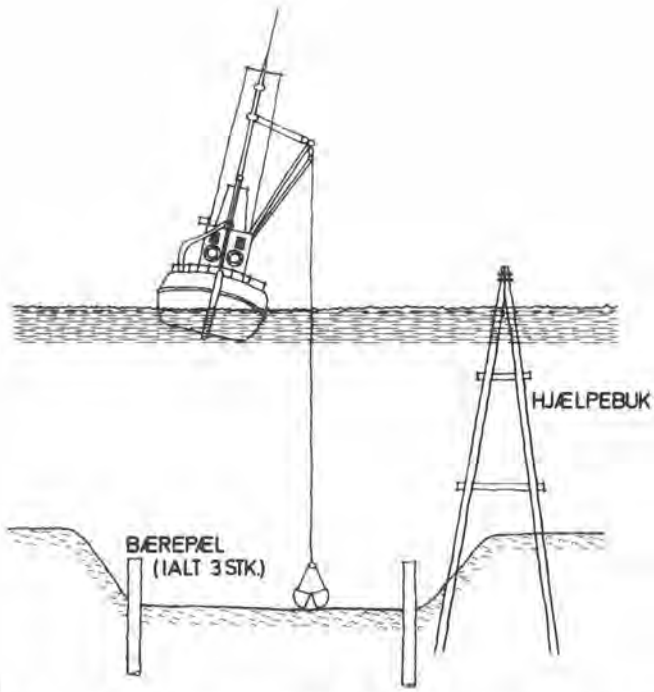


Fig. 28.7 Hjælpebuk rammet. Uddybning pågår. Bærepæle vist.

Isbryder

Isbryderen er ligeledes udført i jernbeton og støbt på en platform. Isbryderen er 5 m høj med o.s. efter færdig indbygning i kote +2,50.

Arbejdscyklus ved pille på dybt vand

Udførelsen af pæleramning og prøvebelastning, kontrol af rammelæreplacering og pælesystemer samt udstøbning af pæle er beskrevet i efterfølgende afsnit.

Arbejdsprocesserne ved udførelsen af en pille kan i øvrigt beskrives således:

1. *Ramning af hjælpebuk* (se fig. 7). Ca. 12 m fra pillecentrum vinkelret på brolinien rammes en hjælpebuk, der forsynes med en 17 m lang overligger udført som et HEB stålprofil.
2. *Uddybning* Der foretages en uddybning svarende til underside af rammelære.
3. *Ramning af bærepæle* Ialt 3 stk. lodrette stålpæle af samme dimension som øvrige pæle ved pillen rammes. Efter nivellement til pæletoppen ved hjælp af stadie forlænget op over vandspejlet fremstilles og placeres tilpassede pælehoveder på pæletoppene, således at topkoten er korrekt og veldefineret.
4. *Placering af rammelære*(se fig. 8). Den afhærdnede rammelære overføres fra støbeplatformen ved hjælp af flydekran til en monteringsplatform i kote ca. - 5 m. Her bliver et måletårn monteret på rammelæren, hvorefter det samlede system flådes ud til pillen ophængt i flydekranen. Efter afsænkning af rammelæren på de 3 bærepæle via 3 bærebjælker udragende gennem konsollerne på rammelæren, kontrolleres lærens placering ved hjælp af måletårnet, og nødvendige justeringer gennemføres. Måletårnet fjernes herefter.

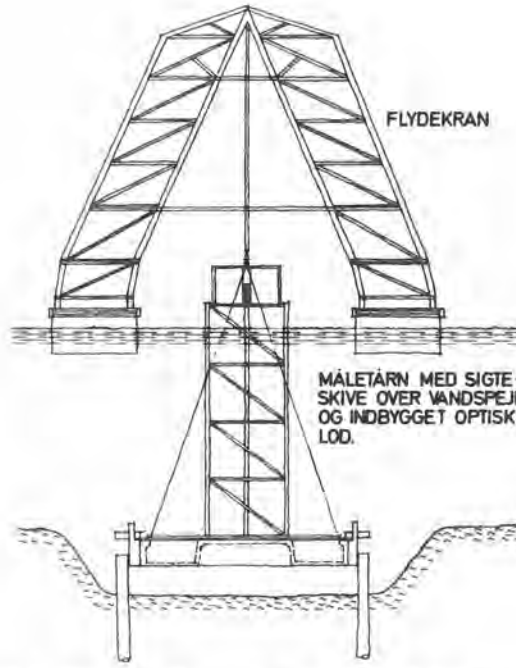


Fig. 28.8 Placering af rammelære ved hjælp af flydekran. Måletårn benyttet under placeringen.

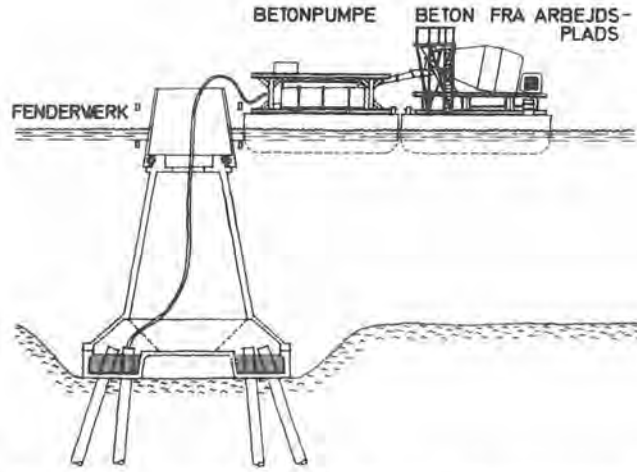


Fig. 28.9 Betonudstøbning af stålpæle og fundamentsring.

5. *Ramning af prøveramningspæle, prøvebelastningspæle og modholdspæle* (se fig. 10). 2 til 4 stk. prøveramningspæle udvalgt blandt pælene i den ydre (1:3) ring rammes.

Disse pæles rammekriterier fastlægges bedst muligt med en rimelig sikkerhedsmargin ud fra de udførte geoteknisk undersøgelser samt kendskab til rammegrejet. Resultatet af prøveramningen vurderes, og et sandsynligt funderingsniveau ved pillen fastlægges, hvorefter en prøvebelastningspæl med samme dimension som øvrige pæle rammes. Entreprenøren havde valgt at benytte nogle af pælene i den indre (1:10) ring som modhold (normalt 6 eller 9 stk.) ved det senere belastningsforsøg. Disse modholdspæle rammes ligeledes til det sandsynlige funderingsniveau. Såvel prøvebelastningspælen som modholdspæle bliver under ramningen forsynet med et forlængerstykke af samme dimension som pælene i øvrigt, således at disse pæle efter ramningen står med toppen ca. 3 m over vandspejlet. Herved er der for modholdspælene mulighed for efter belastningsforsøget udførelse at videreramme disse, hvis den første vurdering af spidsniveauet ikke har slået til.

6. *Prøvebelastning* (se fig. 12). Belastningsforsøg udføres. Ved ca. halvdelen af pillerne udføres både træk- og trykforsøk, medens der ved de øvrige alene udføres trygforsøg.
7. *Endelige ramning.* Ud fra belastningsforsøgets og prøveramningernes resultat samt de tidligere udførte geotekniske undersøgelser fastlægges herefter pæleantal og -længde for de resterende endelige pæle. Disse fremstilles og rammes i henhold til et rammekriterium, der ligeledes fastlægges endeligt ud fra belastningsforsøget. Envidere foretages evt. nødvendig videreramning af modholdspæle.
8. *Kontrol af rammelærens placering.* For kontrol heraf placeres måletårnet ved hjælp af flydekranen igen på rammelæren og indmåling foretages. Endvidere foretages en kontrolopmåling ved dykker af pælehældning m. m.

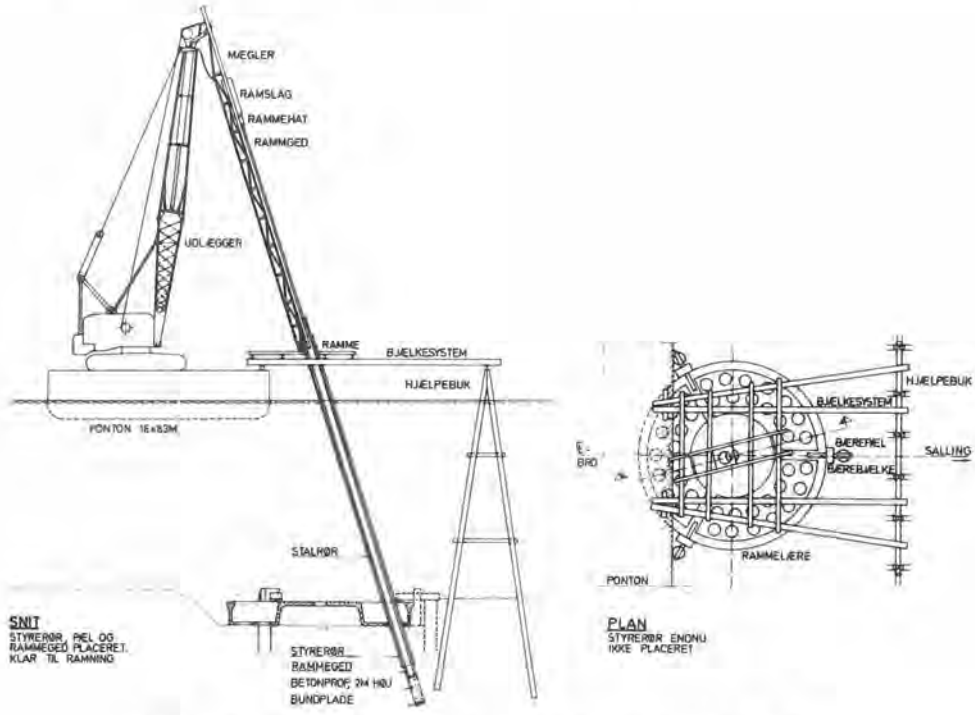


Fig. 28.10 Rammesystem ved ramning af pæle på dybt vand.

9. *Afkortning af pæle.* Prøvebelastningspælen afskæres under rammelærens niveau og lukkes med påboltet stållåg. Pæle, hvis top står i et niveau højere end ca. 50 cm rammelærens overside, afskæres. Af hensyn til den næste operation tætnes mellemrummene mellem pælene og hullerne i rammelæren, og ubenyttede huller i denne lukkes med trælåg.
10. *Udstøbning af rammelære.* Truget i rammelæren omkring de opdragede pælehoveder bliver nu udstøbt med undervandsbeton tilsat superplastificeringsmiddel.
11. *Fjernelse af bærebjælker* . Med undervandsbetonens afhærdning er bærepælene/bærebjælkerne overflødiggjort, idet den udstøbte rammelære nu hænger i de endelige pæle. Sandpuderne under bærebjælkerne kan derfor punkteres, og tværbjælkerne trækkes ud for genanvendelse. Bærepælene derimod forbliver stående, da optrækning af disse viste sig at være forbundet med så store vanskeligheder, at en genanvendelse ikke kunne betale sig.
12. *Placering af pælearmering.* Den på land færdigtildannede pælearmering placeres i de enkelte pæle. Armeringen sænkes midlertidigt ned under pæletoppen af hensyn til den næste operation.
13. *Placering af pillekasse* Flydekranen transporterer pillekassen fra støbebeddingen i arbejdshavnen og placerer pillekassen på rammelæren. For at flydekranen kan magte denne operation, må pillekassen forsynes med nogen opdrift. Dette sker ved at lukke pillekassen med et låg og etablere et trykluftkammer i pillekassen. For at kunne kontrollere pillekassens nedsænkning var denne ligeledes forsynet med et mindre måletårn, der gik op over vandspejlet. Tætning mellem pillekasse og rammelære sker ved en gummipakning. Denne pakning er placeret på rammelæren før udplacering af denne.
14. *Placering af isbryder.* Isbryderen placeres ligeledes med flydekran. Sammenstøbning mellem pillekassetop og isbryderfod udføres under vand.
15. *Tørpumpning.* Pillekasse og isbryder tørpumpes herefter, således at det bliver muligt at arbejde tørt og under normalt atmosfæretryk inde i pillefundamentet.
16. *Udstøbning af pæle*(se fig. 9). Pælene pumpes tørre, hvorefter disse udstøbes med beton tilsat superplastificeringsmiddel. Udstøbningen foretages i sektioner med længder på ca. 3 m, således at en sektion vibreres igennem med stavvibrator, før den efterfølgene sektion ifyldes.
17. *Udførelse af fundamentsring.* Ringen armeres, forskalles og udstøbes.
18. *Udstøbning af isbryder.* Armering anbringes og beton udstøbes med den præfabrikerede skal som ydre forskalling. Herefter lukkes vand ind i fundamentet.
19. *Søjle.* Søjlerne støbes i syv sektioner på stedet med klatreforskalling, idet hele søjlens lodrette armering placeres inden den første støbning.

PÆLERAMNING

Rammesystemet er vist på fig. 10. Ramning blev gennemført ved hjælp af en ombygget larvebåndskørende American 999C løftekran. Udlæggeren havde en længde på 24,5 m, men kunne forlænges til 30,5 m og var i toppen forsynet med hydraulisk stempel. Mægleren var en rumlig gitterkonstruktion, hvor de to forreste flanger samtidig var gliderør for såvel rammehat som ramslag. Med dette udstyr kunne rammes skråpæle for- og bagover og til siden.

Pælene ved de første 5 piller blev rammet med en 12 ton faldhammer. Faldhammeren blev løftet ved et dobbelt wiresystem, hvor den faste wirepart var fæstnet ved mæglertop, hvorfra wiren løb ned omkring et hjul ved overside faldhammer og videre op over mæglerens

Fig. 28.11 Klargøring til belastningsforsøg.

tophjul og ned til spiltromlen.

På grund af dette rammesystems langsommelighed og lave effektivitet jr. nedenfor, blev faldhammeren senere udskiftet med en dieselhammer D-55 af fabrikat Delmag.

Ved ramning på vand var rammemaskinen opstillet på en stor ponton (16 x 83 m). Denne ponton blev anbragt i position og forankret, hvorefter der blev udlagt et bjælkesystem (arbejdsdæk) mellem pontonene og hjælpebukken. På tværs ovenpå dette bjælkesystem blev der udlagt en ramme forsynet med et hul for et styrerør. Denne ramme blev for hver pæl, der skulle rammes, indmålt svarende til pælens placering og hældning.

Et 20 m langt styrerør med indvendig diameter på 76 cm og udvendig forneden forsynet med styrefjeder for centrering i det 90 cm udsparede hul i rammelæren blev herefter løftet op og placeret dels gennem hullet i rammen på arbejdsdækket og dels gennem det aktuelle hul i rammelæren. Styrerøret blev sædvanligvis placeret uden dykkerassistance ved hjælp af en styrebjælke inden i styrerøret. Styrerøret blev fastholdt oppe i bjælkesystemet ved hjælp af modhager.

Pælens geometriske placering var nu fastlagt ved det indplacerede styrerør. Pælen kunne derfor umiddelbart efter udtransport fra bedding løftes på plads i styrerøret. Efter pælens egen nedsynkning gennem dyndet og fyldning af pælen med vand blev en leddelt rammeged placeret indvendig i pælen på den udstøbte betonprop. Rammegeden var sammensat af opsvejste led af forskellig længde (maks. 4 stk.) og kunne således varieres i længden(maks. 52 m),

afhængig af funderingsniveau og pælehældning. Rammegeden var mærket op, så pælens spidskote hele tiden kunne følges ved at sammenholde denne opmærkning med en kendt kote på arbejdsdækket.

PRØVEBELASTNING

En ponton var særlig udstyret til at gennemføre prøvebelastningerne. Se fig. 11. Forsøgsopstillingen fremgår af fig. 12.

En opsvejst pladejernskonstruktion udgjorde modholdsarrangementet. Dette kunne inddrage op til 9 stk. pæle som modhold. Ved hjælp af dywidag-stænger samt klemmer, der blev spændt omkring hovedet på modholdspæle, blev modholdsarrangementet fastholdt til disse. Prøvebelastningspælen var forlænget op over vandspejlet og efter ramning udstøbt med beton op til niveau med rammelæren. Ved trykforsøg blev mellem den udstøbte beton og donkraften indskudt en trykstang. Ved trækforsøg blev der trukket direkte i pæleøret.

Modholdsarrangementet tillod, at der kunne køres op til 575 t ved tryk og 287 t ved træk. Der blev anvent en 650 ton donkraft tilkoblet manometer og elpumpe. Mellem hvert belastningsforsøg udførtes en kalibrering af dette system med en tryktransducer.

De geometriske bevægelser - vandret og lodret - blev målt ved at indskyde deformationsmåleure mellem den forlængede prøvepæl og en uafhengig målebro fastspændt til bærepelene.

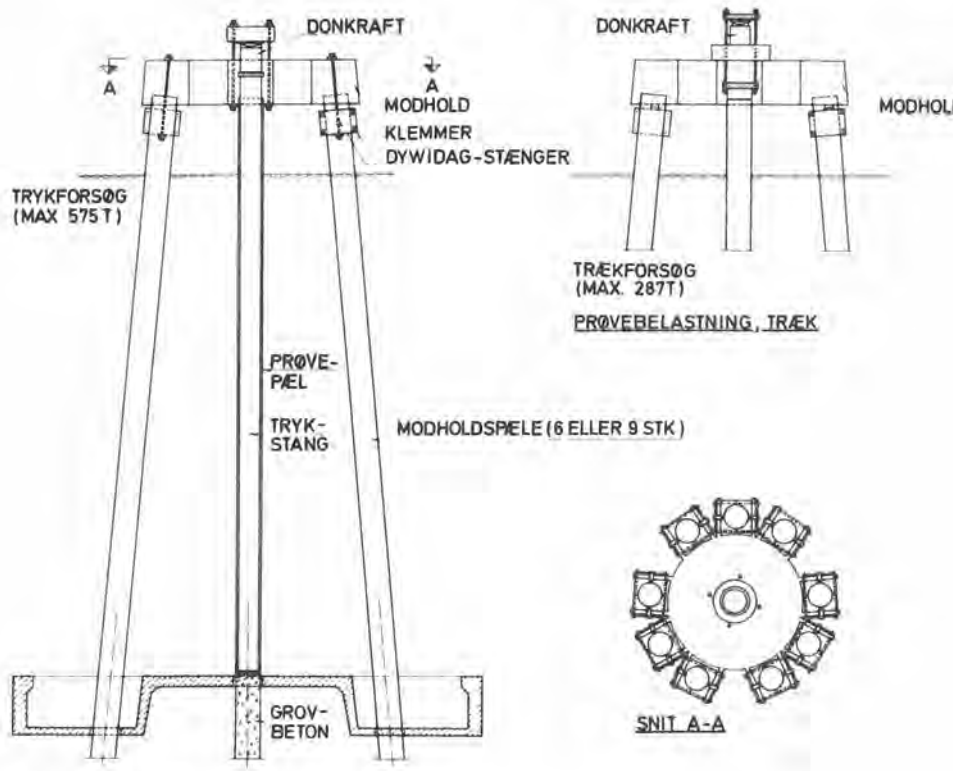
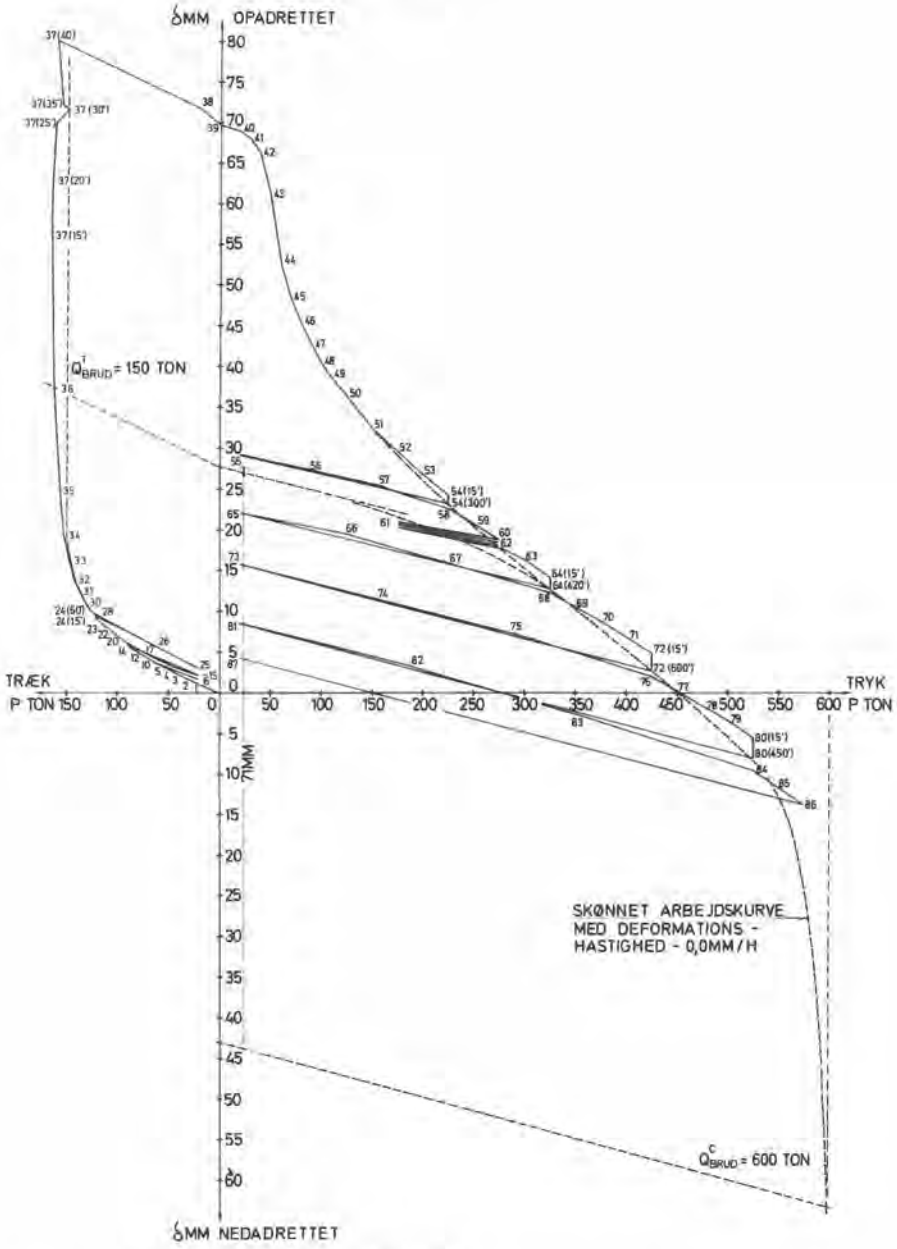


Fig. 28.12 Opstilling ved belastningsforsøg. Målebro ikke vist.



PRØVEBELASTNING PILLE 11

Fig. 28.13 Belastningsforsøg ved pille 11. Kombineret træk- og trykforsøg.

Forsøgsproceduren ved belastningsforsøgene fulgte stort set de danske funderingsnormer (1. udg. april 1965). Der blev kørt op i belastningstrin af 5% af den forventede brudbæreevne med et kvarter på hvert trin. Herudover var der indlagt 3 til 5 langtidsforsøg med efterfølgende aflastning til 5%. Pælens brudbæreevne er defineret som svarende til, at pælens blivende

deformation er lig 10% af dens diameter, når arbejdskurven i øvrigt korrigeres svarende til et fiktivt langtidsforsøg på et hvilket som helst belastningstrin, se fig. 13.

For at vurdere pælenes elastiske deformationer ved gentagne belastninger blev der undervejs ved trykforsøg udført en serie af- og genbelastninger på 100 t, hvilket stort set svarer til det bidrag, som den enkelte pæl ville få fra den bevægelige belastning i det færdige bygværk. Med dette indslag i belastningsforsøget var det muligt at vurdere, hvilken af beregningsforudsætningerne for brugsbelastningstilfælde - „klippe" eller „fjeder" under pælespidserne -der var relevant. Forsøgene viste, at klippesituationen var det normale.

RAMMEFORMEL

I betingelserne var anført, at „den danske rammeformel" skulle benyttes til bedømmelse af pælenes bæreeevne ved piller, hvor spidsen kom til at stå i friktionsmateriale. Endvidere var anført, at denne formel ikke direkte er anvendelig for pæle, der rammes indvendigt på bunden af disse, hvorfor det må påregnes, at formelen vil blive revideret og påført korrektionsfaktorer bestemt på basis af belastningsforsøgene.

Professor dr. techn. Bent Hansen videreudviklede den danske rammeformel og opstillede en rammeformel, hvori indgik de på fig. 14 anførte parametre. Rammeformlen blev udledt ved nummerisk integration af bevægelsesligningen for ged og pæl. Ved udledelsen af formlen er gjort visse simplificerende forudsætninger: således tager det fysiske system ikke hensyn til massekoncentrationer i ged og rør (betonudstøbning), løse samlinger mellem gedens enkelte elementer indbyrdes eller overgangene mellem ged, pælespids og rammehat. Endvidere er den dæmpende virkning på bølgeudbredelsen (dels elastisk dæmpning i stålet, dels jordens dæmpende virkning på røret) ikke medtaget ved udledelsen af formlen.

I formlen indgår jordens ballasttal: ved den aktuelle pille blev dette bestemt ved at sammenholde slutrammeresultatet (ved 12 ton faldhammer: faldhøjde og antal slag pr. 20 cm nedsynkning: ved D-55: frekvens, olieforbrug og antal opspring pr. 20 cm nedsynkning) for prøvebelastningspælen med den ved belastningsforsøget bestemte brudbæreevne.

EFFEKTIVITETSMÅLINGER

I rammeformlen indgår rammesystemets effektivitetsfaktor η på afgørende vis. Til måling af η blev i starten benyttet et tidligere udviklet udstyr, hvor man af fototeknisk vej bestemmer sammenhørende værdier af faldhammerens faldlængde og hastighed. Princippet er, at man på samme negativ optager en række øjebliksbilleder af hammerens fald, idet man samtidig indfotograferer en længde- og tidsmålestok. Sidstnævnte fastlægges ved billeder af en fritfaldende kugle. Hammerens fald anskuliggøres på billedet ved at fastgøre en pil på hammeren. Forsøgsopstillingen er vist på fig.15 og eksempel på foto på fig. 16.

Det ovenfor beskrevne måleudstyr var ret tungt at arbejde med og ikke særlig egnet til

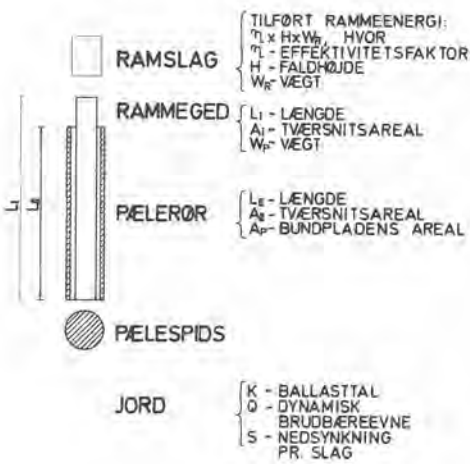


Fig.28.14 Rammeformlens parametre.

Fig.28.15 Effektivitetsmålinger af faldhammer. Forsøgsopstilling.

målinger ved piller på vand. Et nyt handy fotoelektrisk udstyr, som Danmarks Geotekniske Institut havde under udvikling, blev derfor færdigudviklet. Se fig. 17.

Udstyret virker i princippet som en hastighedsmåler, idet der i et bestemt punkt opstilles en fotoelektrisk lampe, der tænder og slukker, når en flap af given størrelse påmonteret faldhammeren bevæger sig forbi lampen. Ved hjælp af en elektronisk tidstæller registreres den tid, det tager flappen at bevæge sig forbi lampen, hvorved det er muligt at beregne $\eta \cdot H = \frac{V^2}{2G}$ (H ∿ faldhammerens faldhøjde, V ∿ faldhammerens hastighed og G ∿ tyngdeacceleration). I modsætning til det førnævnte måleudstyr giver det nye udstyr kun oplysning om $\eta \cdot H$ svarende til en enkelt værdi af H, men til gengæld er det muligt inden for kort tid at udføre en række målinger med forskellige faldhøjder. Endvidere kan en kontinuert ramning følges, hvorved også rammemesterens vurdering af faldhøjde kan måles.

For 12 ton faldhammeren blev målt overraskende lave η - værdier på 0,40 à 0,45, hvilket skyldes to forhold:

1. Maskinen er bygget som løftekran med et relativ stort tromlespil, der ved udløsning af faldet må accelereres med op.
2. Dobbeltwiresystemet, hvor kraften for accelerering af spiltromlen er halvt så stor som ved et enkeltwiresystem, og hvor der skal afvikles dobbelt så meget wire fra tromlen som ved enkeltwire.

Ved anvendelse af en faldhøjde på 2 m, som var den maksimale, grejet kunne klare, blev faldhammerens afgivne energi således $\eta \cdot h \cdot W_r = 0,40 \cdot 2,0 \cdot 12 \cong$ ca. 10 tm. Denne energi

var på grænsen af den energi, der var nødvendig for at ramme pælene til en brudbæreevne på 530 t. Ved piller, hvor ballasttallet var forholdsvis lille, kunne slagantallet pr. 20 cm nedsynkning underslutramningen være af størrelsesordenen 300.

Med det knebne overskud i rammegrejet blev materiellet hårdt udnyttet. Af denne årsag valgte entreprenøren efter nogen tids ramning med 12 ton faldhammer at udskifte denne med et dieselramslag.

D55 DIESELHAMMER

Dieselhammeren består som bekendt principielt (se fig. 18 af tre dele: et stempel, en cylindervæg samt et slagstykke. Det sidste danner bunden af cylinderen, men er af hensyn til

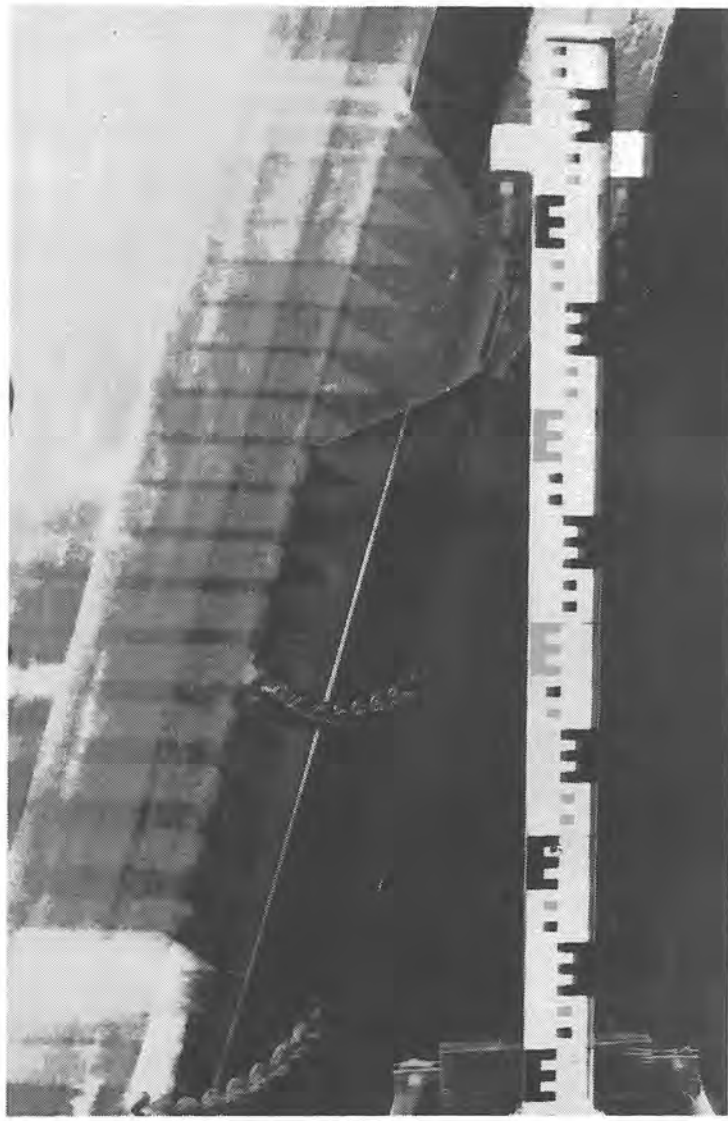


Fig. 28.16 Effektivitetsmålinger. Foto fra faldforsøg.

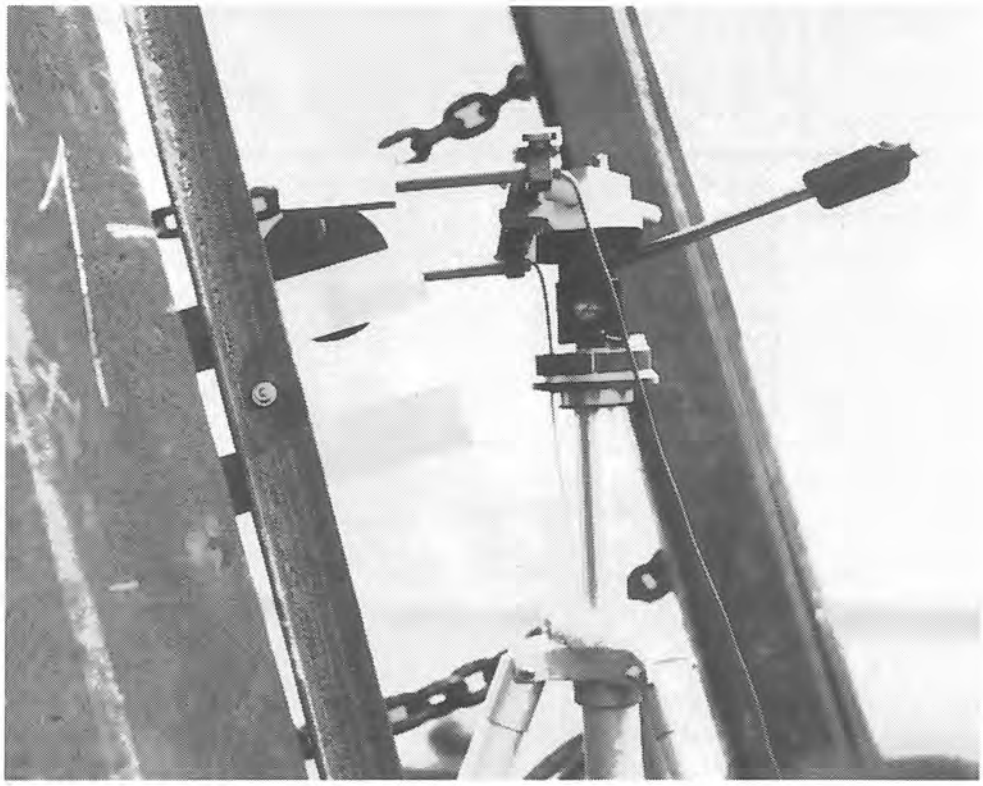


Fig. 28.17 Hastighedsmåling ad fotoelektrisk vej.

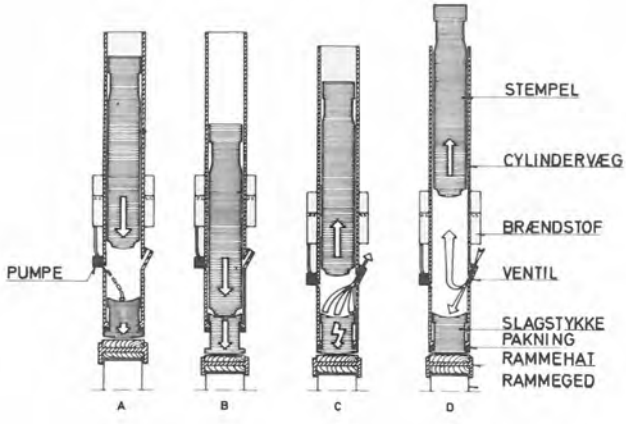


Fig. 28.18 Dieselhammerens opbygning og virkemåde.

energitransmissionen kun forbundet med en fjedrende pakning til cylindervæggen.

Processen i dieselhammeren er følgende (se fig. 18, A, B, C og D):

A: (Frit fald). Når stemplet er i nærheden af sin øverste stilling, indsprøjtes brændstofolie via en pumpe, og olien lægger sig som en lille sø i bunden af cylinderen på slagstykket. Brændstofpumpen har 10 trin. Ved nærværende ramning blev anvendt den maks. brændstofydelse. Under stemplets fald opstår et kompressionstryk over slagstykket, idet komprimeringen sker, fra stemplet har passeret ventilen til stemplet når slagstykket.

B. (Slag). Ved stemplets anslag mod cylinderbunden overføres faldenergien til slagstykket og derigennem videre gennem rammehat og ged til pæl. Idet stemplet slår mod bunden, forstøves olien, og der sker en eksplosion.

C: (Eksplosion). Herved slynges stemplet opad mod sin topstilling, og rammegeden (pælen) presses nedefter. I det øjeblik, stemplet for opadgående passerer ventilen, sker der en udblæsning.

D: (Skylning). Under stemplets videre bevægelse op mod sin topstilling sker der en udskylning af cylinderrummet.

Dieselramslagets påvirkning af pælehovedet (rammegeden) kan således opdeles i tre bidrag:

a: Egentlige stødkræfter - stammende fra stødet mellemstempel og slagstykke.

b: Eksplosionstryk - stammende fra eksplosion af olie/luftblandingen.

c: Kompressionstryk - stammende fra kompression af luften i cylinderrummet mellem ventilen og slagstykket.

Når der ser bort fra blød ramning, kan det på forhånd antages, at maksimumværdien af c) ville være så lille, at den ingen reel betydning har under ramningen.

Bidraget fra b) er vanskeligere at vurdere. Virkningen af b) blev undersøgt ved i de normale rammeserier at indskyde en kort rammeserie foretaget uden eksplosion, hvor stemplet for hvert slag blev hævet til den samme højde, som der var observeret i den normale rammeserie, umiddelbart før den blev afbrudt. Disse målinger af pælens nedsynkninger viste, at virkningen af b) var lille ved den hårdere del af ramningen. Det kunne således konkluderes, at kun a)'s bidrag til pælens nedsynkning havde væsentlig betydning. Når dette var tilfældet, kunne dieselramslaget ækvivaleres med en

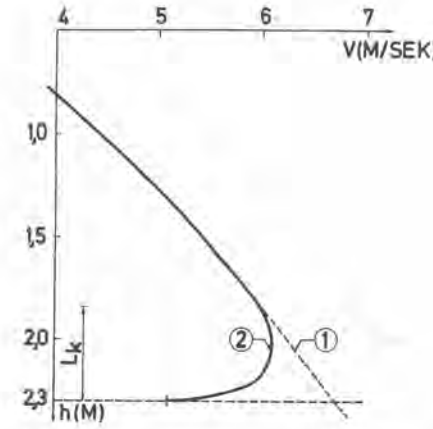


Fig.28.19 Stempelhastighedens variation under faldet for D55, lodret ramning ($\theta = 0^\circ$), H=2,3 m. $L_K \sim$ stempelvandringens længde, under hvilken luft komprimeres.

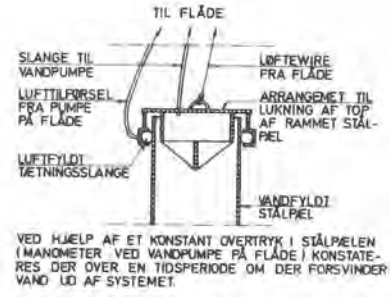


Fig. 28.20 Tæthedskontrol på rammet pæl ved hjælp af trykudstyr.

almindelig faldhammer, og den udledte rammeformel anvendes.

Men hvor stor var den beregningsmæssige afgivne energi udtrykt ved $(\eta\, H)_r \cdot W_r$, som skulle indsættes i rammeformlen (W_r= 5,35 t = stempelvægten). Idet den beregningsmæssige energi udtrykkes som den samlede afgivne energi $H \cdot W_r$ med et fradrag for energitab på grund af hældning $\mu \cdot W_r \cdot H \cdot \tan\theta$ og et fradrag for energitabet ved kompressionen $W_r \cdot H_L$ fås:

$$(\eta\, H)_r = H(1-\mu \cdot \tan\theta) - H_L$$

hvor θ er ramslagets hældningsvinkel med lodret, og μ er en friktionskoefficient.

Kendes slagantallet pr. minut - frekvens S - og benyttes Delmags antagelse om, at en cyklus - fald + opspring - tager dobbelt så lang tid som et frit fald gennem højden H fås:

$$H \cong \frac{g \cdot \cos^2\theta}{8(\frac{s}{60})^2} = \frac{4415 \cdot \cos^2\theta}{S^2}$$

For μ og H_L oplyste Delmag værdierne μ = 0,078 og H_L = 0,80 m.

Disse oplysninger blev afprøvet ved beregninger samt ved målinger på pladsen bl. a. af stempelhastigheder ved hjælp af det tidligere omtalte fotoelektriske udstyr, se fig. 19.

Beregningerne og målingerne gav følgende resultat:

$$H = \frac{4584}{S^2} \cdot \cos^2\theta,\ \mu = 0{,}155 \text{ og } H_L = 1{,}07 \text{ m},$$

hvorefter den effektive regningsmæssige faldhøjde kan udtrykkes ved:

$$(\eta H)_r = \frac{4584 \cdot \cos^2\theta\,(1 - 0{,}155 \cdot \tan\theta)}{S^2} - 1{,}07$$

Ved indkøring af D55 på arbejdspladsen blev gennemført en række sammenligninger mellem dieselramslaget og 12 ton faldhammeren. Således udførtes parallelramning - ved siden af en pæl rammet med 12 ton faldhammer blev rammet en pæl med D55 - hvor såvel rammeforløbet som den opnåede dynamiske brudbæreevne for pælene kunne sammenlignes, idet ballasttallet konstateret ved prøvebelastning på en pæl rammet med 12 ton faldhammer blev benyttet i begge tilfælde. Endvidere blev der udført vekselramning - det vil sige skiftevis ramning med de to forskellige ramslag på den samme pæl.

Disse sammenligninger mellem 12 t faldhammeren og D55 gav som resultat, at ovennævnte udtryk for $(\eta H)_r$ måtte multipliceres med en korrektionsfaktor på 1,33. Forklaringen herpå skyldes bl.a., at rammeformlen ikke tager hensyn til de ukendte energiforhold under ramningen, som ikke er knyttet til stemplets fald, f.eks. at vægten af ramslagets cylinder og bundstykke (6,45 t) til stadighed hviler på pælen og påvirkes af vibrationer fra eksplosionen.

KONTROL AF RAMMELÆREPLACERING SAMT PÆLESYSTEM

Rammelæreplacering

Ved hjælp af måletårnet blev rammelærens placering efter afsluttet pæleramning indmålt såvel i horisontal - som i vertikalretning: endvidere blev en evt. hældning bestemt.

Kun ved én af de første piller konstateredes en egentlig ændring i rammelæreplaceringen. Her var tale om en lodret sætning på ca. 60 cm - heldigvis uden nævneværdig hældningsændring. Årsagen skyldtes, at bærepælene ikke var blevet rammet til den nødvendige bæreevne

under hensyntagen til de påvirkninger, som rammelæren fik under pæleramningen. Problemet blev løst ved at støbe den tilhørende pillekasse tilsvarende 60 cm højere.

Pælesystem

Følgende kontroller blev foretaget ved dykker:

Opramning: Kontroller blev udført ved målinger ud fra rammelæren. Alle pæle, hvor der konstateredes en opramning større end 2 cm, blev efterrammet. Ved enkelte piller blev ca. 10 % af pælene efterrammet.

Placering: Det blev kontrolleret, at pælene var placeret i de rigtige huller i rammelæren.

Hældninger: Pælenes hældninger i såvel et lodret radiært plan som et tangenttielt plan til pælegruppens keglestub blev målt. På grund af det specielle pælearrangement var funderingen følsom over for afvigende hældninger, og supplerende pæleberegninger måtte ofte gennemføres, hvor hældningerne afveg fra teoretisk. (Hældningerne kunne afvige op til ca. 2% i radiært plan og ca. 3% i tangentielt plan).

Retlinethed: Alle rammede pæles retlinethed blev kontrolleret. Kravet til retlinethed var, at ingen pæl måtte have større krumning end svarende til R = 700 m. At dette krav var overholdt, blev eftervist ved, at et stålrør med en ydre diameter på 66,0 cm og en længde på 13,4 m kunne nedsænkes i hele pælens længde. I intet tilfælde konstateredes større krumning end tilladelig.

Tæthed: Af hensyn til den senere tørpumpning af pillekasse og pæle med efterfølgende udstøbning var pælenes tæthed efter ramning væsentlig. Forskelligt udstyr blev anvendt, idet både undertryk og overtryk i pælen blev anvendt. Fig. 20 viser anvendelse af et udstyr, hvor der benyttes overtryk.

Ved den udførte tæthedskontrol konstateredes ingen utætte pæle. Under tørlægning af pæle før udstøbning konstateredes imidlertid, at 1 pæl ud af de ialt ca. 300 stk. pæle havde en mindre læk, som blev tætnet.

Efter at det samledes system af rammelære, pillekasse og isbryder var tørpumpet, blev pælenes placering og hældning efterkontrolleret. Efterkontrollen gav ikke anledning til overraskelser.

Kontrolboringer af pæleudstøbning: Efter udstøbningen af de første pæle blev som kontrol på udstøbningens kvalitet boret med kernebor (d = 9,6 cm) fra top til spids af 2 stk. pæle (længde ca. 30 m). Borekernerne blev taget op i længder af 1,5 m for inspektion.

Efter at kvaliteten af betonen og udstøbningsproceduren således var generelt kontrolleret, blev den efterfølgende kontrol indskrænket til udboring af kerner (d ~4 cm) af én pæl pr. pille til en dybde af ca. 10 m under pæletop.

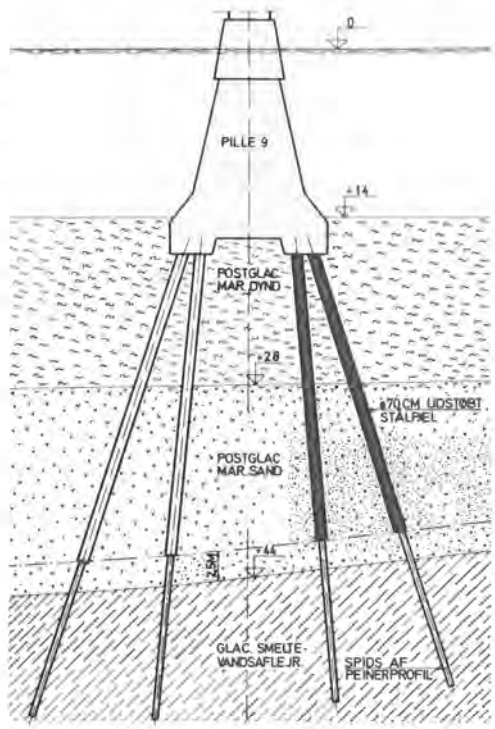


Fig.28.21 Fundering ved pille 9.

SPECIALPÆLE

Ved pille 9 havde jordbundsundersøgelserne vist, at leret lå højt, jf. fig. 3 og 21. Imidlertid påregnede man at kunne fundere i det postglaciale sand med et pælespidsniveau 2 á 3 m over leroverfladen, idet men dog forudsatte en mindre trykbrudbæreevne på 425 t og et dertil svarende forøget pæleantal på 30 stk.

I betingelserne var krævet, at prøveramning og belastningsforsøg skulle udføres på et tidligt tidspunkt under rammearbejdets udførelse. Det passede imidlertid ikke ind i tidsplanen for prøveramningspælene. Derfor aftaltes at ramme bærepælene dybt - til kote - 42 - således at der herved på et tidligt tidspunkt kunne tilvejebringes et vist indtryk af den forventede brudbæreevne.

Ved hjælp af rammeformlen måtte man konstatere, at brudbæreevnen i dette niveau kun var 250 - 300 t.

Antallet af huller i rammelæren - 39 stk. , svarende til en brudbæreevne på ca. 320 t pr. pæl - var netop fastsat under hensyntagen til denne pille. Men man kom nu under 300 t, så der var ingen vej udenom - man måtte ned i leret.

Dette var allerede forudsat ved pille 12, hvorfor der i udbudsprojektet indgik en specialpæl, hvis nedre del var et rør med ca. 50 cm's diameter. Denne pæl var imidlertid dyr at fremstille på grund af overgangssvøbet mellem Ø 70 cm og Ø 50 cm stålrøret. Af denne årsag foreslog entreprenøren, at man i stedet forsynede den almindelige Ø 70 cm rørpæl med en spids af peinerprofil PSP400S. Fremstillingen af denne pæl gav en række problemer hvad angår retlinethed og udstøbning af bundprop. Sidstnævnte blev løst ved at stille pælene op omkring det 20 m høje måletårn og udstøbe bundproppen herfra.

Fig. 28.22 Færdig bro.

Ved pille 9 skulle rørpælen stoppe ca. 2,50 m over leroverfladen for at få fuld udnyttelse af spidsmodstanden ved overgangen mellem rørpæl og peinerspids, se fig. 21.

Det var vanskeligt at vurde den forventede bæreevne. Imidlertid var det forholdsvis sikkert, at bæreevnen for bærepæle var 250 - 300 t bedømt efter rammeformlen, og at peinerprofilet gav godt 20 t/m i leret bedømt på grundlag af en geostatisk beregning. Med en længde af peinerprofilet på 14 m måtte man forvente en bæreevne på ca.550 t. Det efterfølgende belastningsforsøg viste en trykbrudbæreevne på 570 t, således at man kunne nøjes med det sædvanlige pæleantal på 24 stk.

På grund af, at der var blevet foretaget supplerende boringer ved pille 9, var det muligt at fastlægge leroverfladen nøjaktigt samt udarbejde en liste, der for hver pæl angav den kote, hvor rørpæledelen skulle stoppe. Herved blev skævsætninger minimaliseret.

Ramningen forløb forbløffende let - alle pæle stod på ca. 25 slag pr. 20 cm. Til sammenligning kan nævnes med basis i pille 12, at en almindelig rørpæl, når den er kommet 2-3 m ned i leret, ville kræve af størrelsesordenen 300 slag pr. 20 cm.

AVSLUTNING

Funderingen for Sallingsundbroen forløb relativt godt, hvilket ikke mindst skyldes, at den af entreprenøren valgte pæleramningsmetode lod sig tilpasse de varierende jordbundsforhold. For piller på dybt vand blev projektets forventede pæleantal på 294 stk. overskredet med 10, og i forhold til projektets forventede spidskoter blev pælene gennemsnitlig rammet til en spidskote 2,4 m dybere. Fig. 22 viser den færdige bro.

LITTERATURHENVISNINGER

1. Beton - und Stahlbetonbau 1977 nr. 4:
   Vom Bau der Sallingsundbrücke.
2. Nordisk geoteknikermøde 1975:
   Effektivitetsmålinger af faldhamre.

HØYE FYLLINGER AV LEIRE

High clayfill embankments

Overingeniør Nils Rygg, Veglaboratoriet

SAMMENDRAG

Økende krav til vegens utforming og standard gjør at det er ønskelig å bygge stadig høyere fyllinger av leire. Samtidig har en fått betydelig mer effektive anleggsmaskiner. Utviklingen har således ført til at høyere fyllinger legges ut på kortere tid. Problemer med ustabile vegfyllinger ble etter hvert store og leire som fyllmasse kom i vanry.

For å unngå at leirfyllinger glir ut eller får store og ujevne setninger, har en på grunnlag av markforsøk, laboratorieforsøk, beregninger og erfaringer, utarbeidet prinsippet for lagvis oppbygging av leirfylling med sandlag.

Over en periode på 15 år har en kunnet samle erfaringer om leirfyllinger bygd opp som vist på figurene 5 og 6. Erfaringer har vist at fyllingene er stabile mot utglidninger. Observasjoner av setninger har vist at fyllingene setter seg minimalt etter at overbygning og vegdekke er lagt.

Generelt mener en at høye fyllinger av leire utlagt lagvis med sandlag er teknisk, økonomisk og ressursmessig fordelaktige.

SUMMARY

Increasing demands for improved road standard made it desireable to construct high clayfill embankments. At the same time more efficient construction machinery became available and the construction time of clay embankments decreased. Problems related to the stability of clay fills became more apparent,and the reputation of clay as a fill material deteriorated.

In order to prevent slides or uneven settlements in clay embanksments, a construction design using alternating layers of sand and clay fill material has been developed based on field and laboratory tests combined with theoretical analyses and experience.

During a period of 15 years further experience have been accumulated using the design shown on figs. 5 and 6. The embankments have proved stable and observations show only minor settlements after the roadbase and pavement have been placed.

Data from several contracts indicate that the construction costs of clayfill embankments have only increased moderatly in relation to the general inflation rate during the same period. In general it is felt that high clayfill embankments constructed with intermediate layers of sand represent an advantegeous design both technically and economically.

1. OM UTVIKLINGEN HITTIL

Leire har alltid vært brukt til oppbygging av vegfyllinger. Så lenge fyllingene var lave og arbeidet med utlegging av fyllingene tok lang tid, var resultatet ofte tilfredsstillende.

Med bilalderen har en fått økende krav til vegens utforming og standard. Vegens linjeføring og plasering i terrenget kan nå i mindre grad ta hensyn til at vegen skal følge terrengoverflaten. Resultatet er at økende krav til kurvatur fører til høyere fyllinger og dypere skjæringer. Dette er en utvikling som stadig pågår, og som er mest utrert ved motorveger i sterkt kupert leirterreng i lavere strøk på Østlandet og i Trøndelag.

Samtidig med kravene til vegens utforming ble skjerpet, fikk vi en eksplosiv utvikling når det gjelder mer effektivt anleggsutstyr. Stadig større og raskere bulldosere, scrapere, dumpere osv. gjør at fyllinger som en tidligere brukte år på å bygge opp, idag utføres på noen uker.

Utviklingen har altså ført til høyere fyllinger og kortere anleggstid, to forhold som gjør at fyllinger av leire kan gli ut og bli ujevne. Problemer med ustabile vegfyllinger ble etter hvert store, og leire som masser til vegfyllinger, kom i vanry. Det ble aktuelt å bruke friksjonsmasser eller å bygge bru for å unngå fyllinger av leire. Tilsvarende erfaringer hadde en fra andre land. Det var vanlig oppfatning at leire med vanninnhold over optimalt vanninnhold var uegnet til oppbygging av vegfyllinger.

Ved planlegging av de første motorvegene i Akershus (1960-1962), måtte en ta standpunkt til om leire kunne brukes som masse til vegfyllinger.

Basert på enkle laboratorieforsøk der leimaterialene ble undersøkt, blandt annet i proctor, ble det utarbeidet forslag til utlegging av forsøksfyllinger. Fra forsøkene ble det gjort registreringer av utførelsesmåte og anvendt anleggsutstyr, og utført måling av romvekt og vanninhold i utlagte, komprimerte masser. Bearbeiding av disse relativt enkle undersøkelser la grunnlaget for prinsippet om leirfyllinger med sandlag. Spesifikasjoner ble utarbeidet blant annet med støtte i markforsøkene.

2. DIMENSJONERING – UTFORMING

Leirfyllinger må først og fremst dimensjoneres og utføres slik at krav til sikkerhet mot utglidning er tatt vare på, og slik at setningene kan aksepteres ut fra kravet til vegstandard og kjørekomfort. I annen rekke må krav til utforming og utførelse avstemmes slik at økonomiske momenter er vurdert, og slik at arbeidene kan utføres med vanlig tilgjengelig anleggsutstyr.

En må i det følgene forutsette at grunnens bæreevne er undersøkt og at fyllingene har akseptabel sikkerhet mot utglidning, eventuelt ved bruk av motfyllinger eller annen markforsterkning. Videre må det være avklart om belastningene fra fyllingen kan føre til setninger i undergrunnen og at konsekvensene av slike setninger er vurdert.

a. Leirmaterialer – egenskaper

Til oppbygging av leirfyllinger er det aktuelt å bruke leirig silt, siltig leire eller leire fra tørrskorpelaget. I fig. 1 angir det skraverte feltet variasjonsområdet for kornfordelingskurver for leirmaterialer som en har erfaringer fra, når det gjelder oppbygging av fyllinger.

Skjæringsmassenes egenskaper undersøkes på opptatte prøver og av borprofilet, figur 2, vil en kunne bedømme om massene er egnet til oppbygging av fyllinger. De viktigste kriterier er vanninnholdet og korngradering. Massene ansees egnet når vanninnholdet ligger mellom 15% og 30%, noe lavere når innholdet av silt er dominerende.

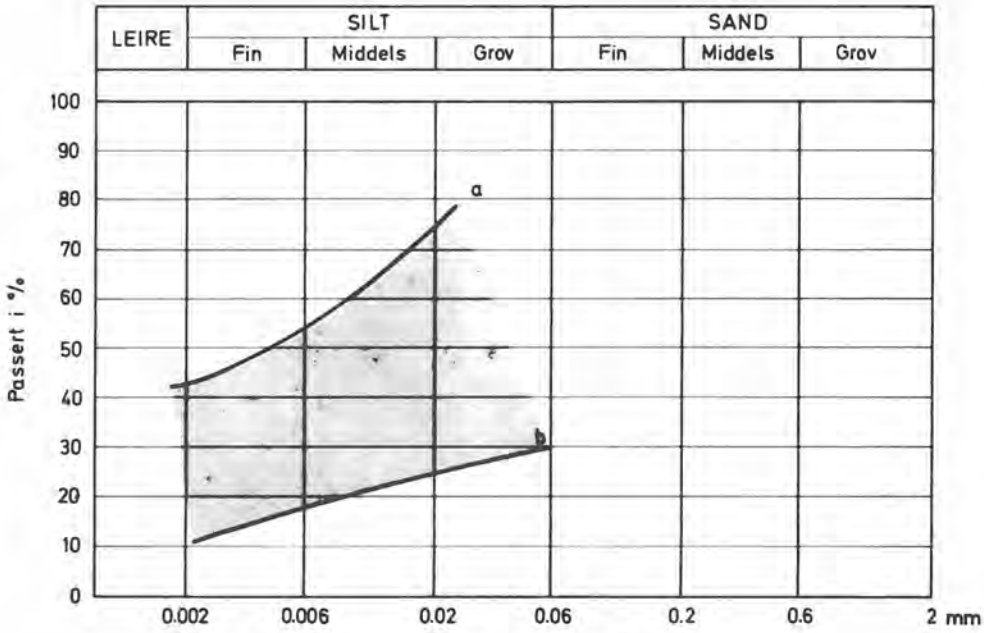


Fig. 29.1 Kornfordeling av leire til vegfylling

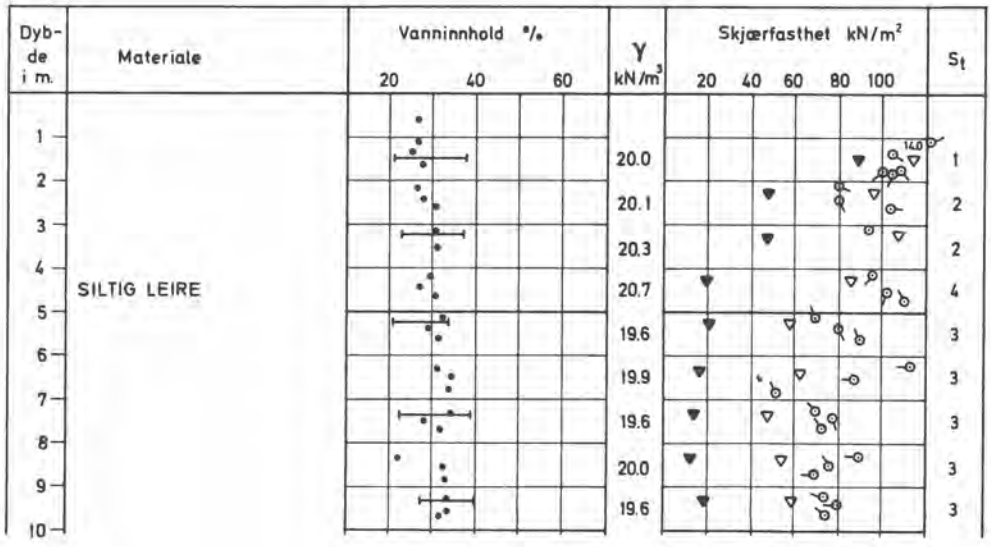


Fig. 29.2 Borprofil fra leirterreng

Figur 3 gir resultater av komprimeringsforsøk i laboratoriet. Forsøkene viser at optimalt vanninnhold ligger i området 13-16% av tørrvekt. Vanninnholdet i massetaket ligger normalt betydelig høyere.

Figur 3 viser videre resultater av forsøk der komprimeringsarbeidet er variert, ved å variere antall slag pr. lag ved innstamping i proctorsylinderen. Forsøket viser at masser med ca. optimalt vanninnhold oppnår maksimal densitet med et pakningsarbeid tilsvarende modifisert proctor. Når vanninnholdet er høyere, i disse forsøkene lik 24-32%, fåes maksimal densitet etter få slag. Mer stamping gir ikke tettere pakning, og vil bare føre til mer omrøring og ytterligere nedsatt fasthet.

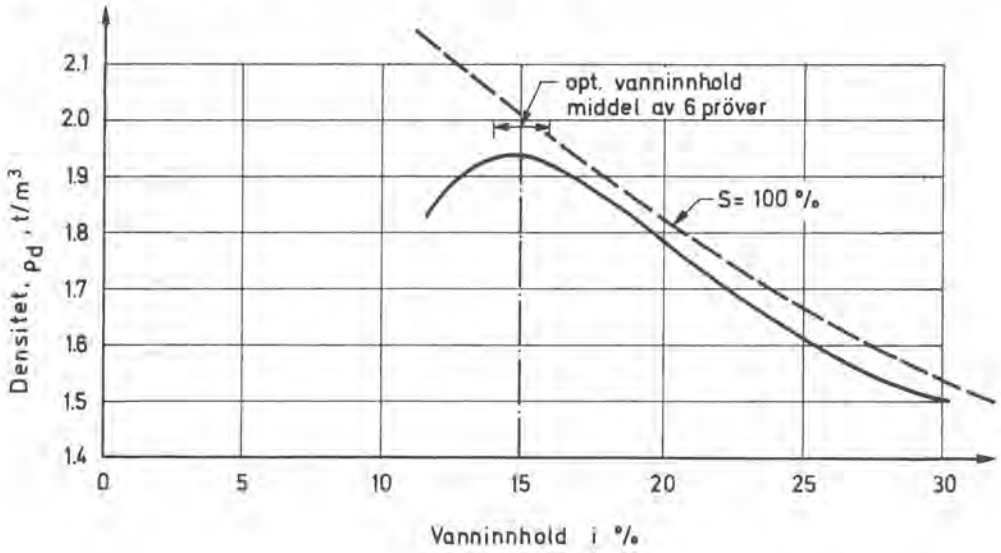


Fig.29.3a

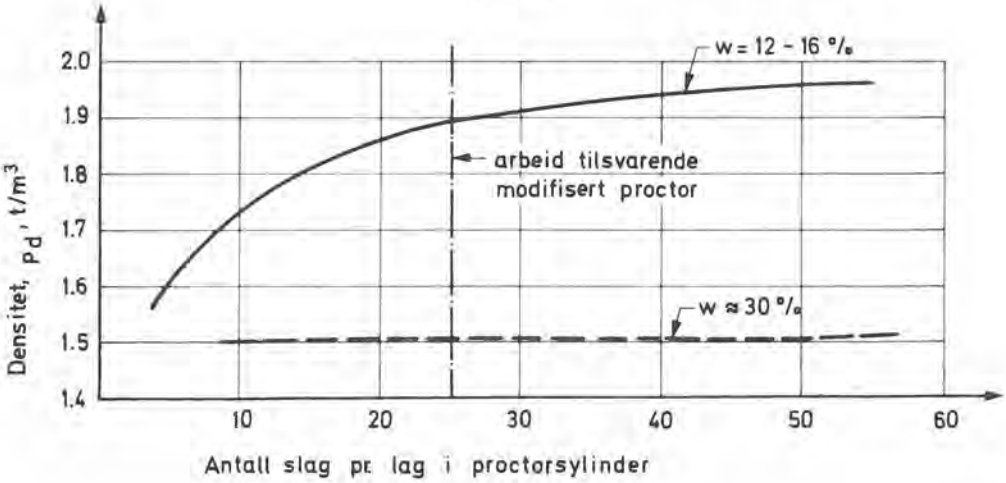


Fig. 29.3b

Proctorforsøk på leirprøver

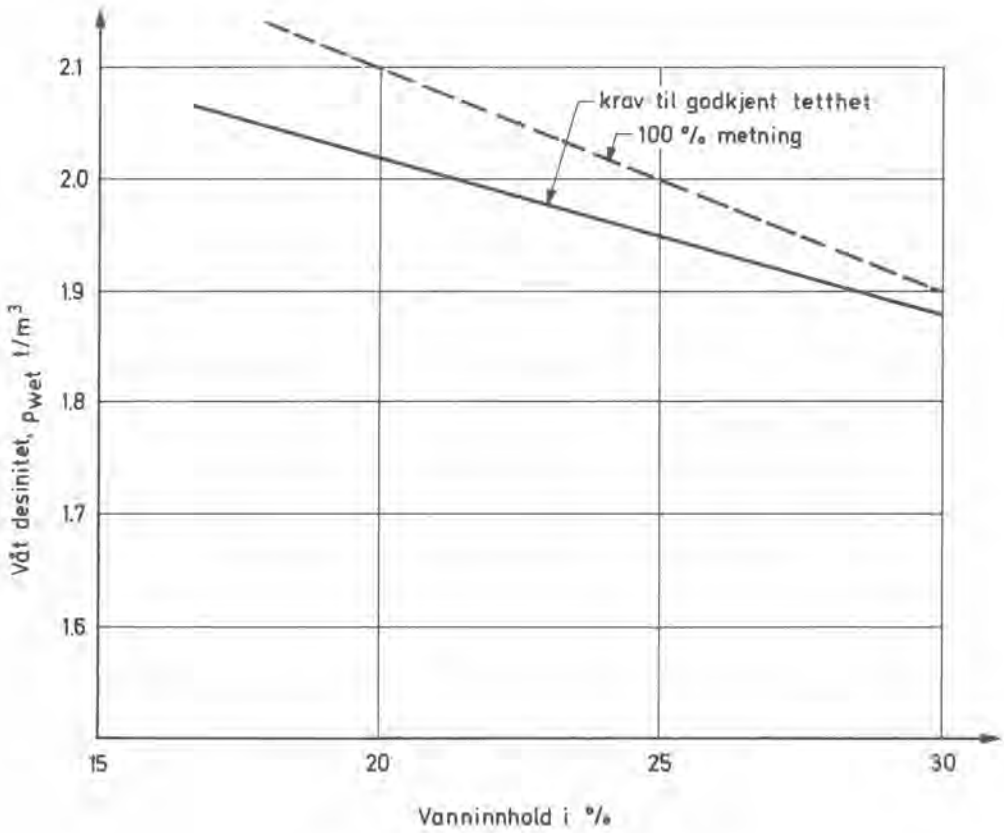


Fig. 29.4 Krav til komprimering av leire

Ut fra forsøk og erfaringer her en fastsatt følgene fremgangsmåte ved utlegging av leire i vegfyllinger:

Massene skal legges ut lagvis i 20 cm tykke lag og skal komprimeres tilstrekkelig til at klumper knuses og til en får en homogen masse med minst mulig luftinnhold. Akseptabel våt densitet varierer med vanninnholdet, som det fremgår av krav til tetthet, figur 4.

b. Geometri – sandlag

Fyllinger som bygges opp lagvis vil naturlig nok bli lite homogen. Utplanering og komprimering vil videre føre til varierende grad av omføring. Når en skal bedømme stabiliteten av leirfyllinger, har en derfor et usikkert grunnlag. En vet at vanninnholdet vanligvis er 5-15% over det optimale vanninnholdet. En vet også at graden av omrøring varierer og at fastheten kan være ned mot omrørt fasthet.

Stabiliteten av høyere leirfyllinger ble først kontrollert ved s_u – beregninger ut fra en antatt udrenert skjærfasthet. Dette førte til forslag om å utforme tverrprofilet som vist på figur 5. Fyllingsskråningene legges med etter hvert slakere helninger med økende fyllingshøyder.

Senere er stabiliteten av fyllingene undersøkt på grunnlag av effektive spenninger. Skjærfasthetsparametre er bestemt i treaks-forsøk, og poretrykk er målt i utlagte fyllinger. Disse

beregninger har bekreftet behovet for å legge fyllingsskråningene som vist på figur 5. Videre har disse senere undersøkelser vist at det er nødvendig med drenerende sandlag. Sandlag ble opprinnelig lagt for å påskynde setningene. Nå mener en at sandlagene også er nødvendige for å sikre stabiliteten på kort og lang sikt. Figur 6 viser tverrprofil av leirfylling med drenerende sandlag. Avstanden mellom sandlagene var opprinnelig 0,80 m (1963-1965).

Senere er avstanden mellom sandlagene økt til 1,40 m (etter 1965).

Sandlagene som er 0,2 m tykke, forbindes vertikalt med 2-3 sandsøyler, hver 5. m langs fyllingen.

Det brukes sand som forutsettes å være lett drenerende, og det stilles som krav at sandmaterialene ikke er telefarlige.

Det legges drensrør under fylling, slik at det er fritt avløp fra systemet av sandlag som vist på figur 6. Av anleggstekniske årsaker, for å lette avrenningen av regnvann, legges leire- og sandlagene med fall.

3. UTFØRELSE

a. Værforhold

Utlegging av leirfyllinger utføres best i sommerhalvåret under våre klimatiske forhold. Telete masser eller masser som inneholder snø og is kan ikke brukes. Sesongen når leirarbeider utføres begrenser seg derfor til perioden ca. mai - ca. september. Leire påvirkes av

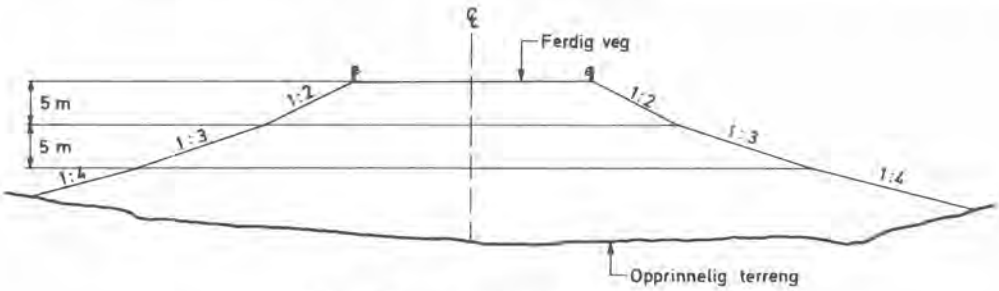


Fig. 29.5 Tverrprofil av leirfylling

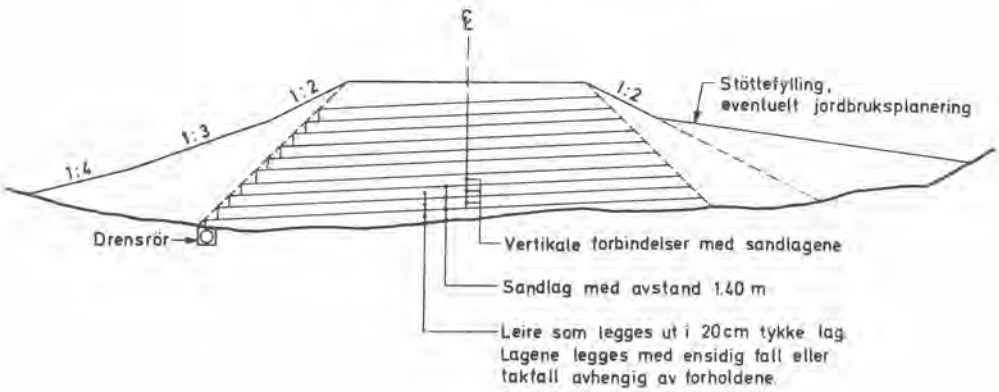


Fig. 29.6 Tverrprofil med drenerende sandlag

vann. Massene blir sleipe og oppbløtte. Regnvær fører derfor til at arbeidene må innstilles. Etter et regnvær, vil det måtte ta en viss tid før overflaten er såpass tørket at arbeidene kan fortsette. For å redusere denne ventetiden er det viktig at en til enhver tid har effektivt og relativt jevnt tverrfall som letter avrenningen av regnvann.

Hvor mange dager i sesongen en kan utføre leirfyllinger avhenger først og fremst av været, men også valg av maskiner og fleksibilitet i maskinparken er avgjørende.

b. Valg av maskiner

Valg av maskiner til utlegging av leirfyllinger er blant annet avhengig av type leire der fasthet og vanninnhold er mest avgjørende. Det trengs tunge, kraftige maskiner for å kunne planere og komprimere tørre, faste masser. Gummihjulmaskiner gir effektiv komprimering under slike forhold.

Bløte, mindre faste, mer sensitive masser må bearbeides med lettere utstyr. Bulldosere har vist seg å være anvendelig, både til planering og komprimering av slike masser. Når vanninnholdet ligger opp mot 30%, er det bare lette bulldosere med brede belter som kan brukes. Massene må da tippes utenfor fyllingen og tas videre med beltemaskiner.

Erfaringer har vist at vibrerende valser, sauefotvalser eller piggvalser synes å være lite egnet til komprimering av leire på grunn av at de etterlater hull som vann samles i, og at bruk av slike maskiner fører til kraftig omrøring.

Ved de fleste arbeider med leirfyllinger vil en ha masser som varierer med hensyn til fasthet og vanninnhold. Det er viktig at de mest egnete maskiner kan settes inn etter som forholdene varierer.

Utplanering av sandlagene er det vanligvis ikke problemer med. Før nytt sandlag legges ut, skal det lages vertikale hull ned til sandlaget som ligger under. Hullene fylles med sand samtidig med at nytt sandlag legges ut. Hullene utføres med traktorgraver, skovling, naverboring eller pneumatisk operert hulltaker.

c. Oppfølging og kontroll

For å sikre at fyllingene får tilfredsstillende kvalitet, blir det utført kontroll. Kontinuerlig oppfølging med kontroll av lagtykkelser, geometri og vurdering av materialer er grunnleggende.

Måling av romvekt og vanninnhold av ferdig komprimerte leirlag blir utført. Resultatene sammenlignes mot kontrollverdier som vist i figur 4. Kurven er eksempel på minimumskrav til våt densitet.

Densitet og vanninnhold ble tidligere undersøkt på prøver tatt med sandvolummeter, vannvolummeter eller stempelprøvetaker. Disse metodene er arbeidskrevende og usikre, og det tar relativt lang tid før resulatatene kan foreligge. Nå måles romvekt og vanninnhold oftest med isotopmåler. Resultatene foreligger da umiddelbart. På denne måten kan eventuell etterkomprimering komme raskt igang, eller videre arbeid på fyllingen kan fortsette uten tap av tid.

4. ERFARINGER

Lagvis oppbygde, høye fyllinger av leire er utført i vegvesenet de siste 15-16 år. I denne perioden har en kunnet samle erfaringer for fyllinger med varierende høyder opp mot 20 m. Det er for tiden under anlegg en vegfylling av leire med maksimal høyde lik 26 m.

Fyllingene som erfaringene er knyttet til, er bygd opp med vekslende lag av leire og sand.

En god del fyllinger er sikret ved bruk av motfyllinger, men i prinsippet er det brukt avtakende skråningshelninger med økende fyllingshøyder. I tilslutning til omliggende jordbruksområder er det ofte utført bakkeplaneringer.

a. Stabilitet

Det er hittil ikke rapportert om utglidninger i lagvis utlagte vegfyllinger. Det er heller ikke registrert deformasjoner av en størrelsesorden som kan tyde på ustabilitet. Overflateglidninger i fyllingsskråninger er det rapportert om fra motorveganlegget syd for Trondheim. Dette er siging i 30-50 cm tykke flak. Det er imidlertid ikke tegn på at disse skråningene er ustabile med hensyn til dyperegående glidninger.

Erfaringene er således at indre stabilitet i lagvis utlagte leirfyllinger er tilfredsstillende.

b. Setninger

En har hatt anledning til å følge en rekke leirfyllinger med nivellement for å måle setninger. Målingene har startet etter at overbygning og vegdekke er lagt. Bolter i asfaltdekket er nivellert 2 ganger pr. år i perioder på 3-4 år.

Målemetoden skiller ikke setninger i undergrunnen fra setninger i selve fyllingene. Dette gjelder imidlertid fyllinger på grunn med tildels betydelig forbelastning. I disse tilfeller er setningstilleggene fra undergrunnen meget små og har mindre betydning.

Resultatene av setningsmålinger utført på en rekke leirfyllinger i Akershus er vist i figur 7. Det fremgår av diagrammet at målte setninger i løpet av 3-4 år er 0-4 cm med midlere lik ca. 2 cm. Det er en svak tendens til at setningene øker med økende fyllingshøyde.

En har ett eksempel på at en ca. 10 m høy fylling har satt seg betydelig. Forholdene er spesielle, og årsaken til setningene er ikke avklart.

På enkelte fyllingspartier er det anvendt midlertidig overlast (1 t/m^2 i ca. 6 mnd). Målinger på fyllinger med overlast har ikke gitt målbare setninger. Det gjelder inntil 10 m høye fyllinger. Det må understrekes at figur 7 gir setninger som har pågått etter at vegdekket er lagt. Størrelsen av de setninger som foregår i oppbyggingsperioden kjenner en ikke nøyaktig. Det er imidlertid setninger av ferdig veg som er mest interessant. En kan konkludere med at leirfyllinger som er bygd opp med sandlag setter seg ubetydelig etter at vegdekke er lagt og trafikken er satt på.

c. Økonomi

Kostnaden av et veganlegg påvirkes i betydelig grad av transportutgifter. Dette gjelder i høy grad masser til fyllinger, og det er god økonomi å kunne utnytte stedlige masser for derved å redusere kostnadene. Av økonomiske,- og ressursmessige årsaker, er det derfor viktig at leire fra tilstøtende skjæringer i størst mulig grad kan brukes til oppbygging av fyllinger. Ved lagvis utlegging av tynne leirlag og ved å anvende sandlag har en fått tilfredsstillende tekniske løsninger.

Kostnadene av arbeider med leire er samlet fra en rekke veganbud i Oslo og Akershus. Figur 8 viser kostnader for uttaking, transport, utplanering og komprimering av leire til vegfyllinger. Spredningen er betydelig, noe som også kan tilskrives varierende transportlengder, varierende fyllingsvolum og andre lokale forhold. Det er interessant å konstatere at kostnadene har økt moderat, og at økningen er mindre enn tilsvarende en 10% årlig prisstigning i samme periode. Dette mener en er resultat av at anleggsutstyret er blitt bedre tilpasset

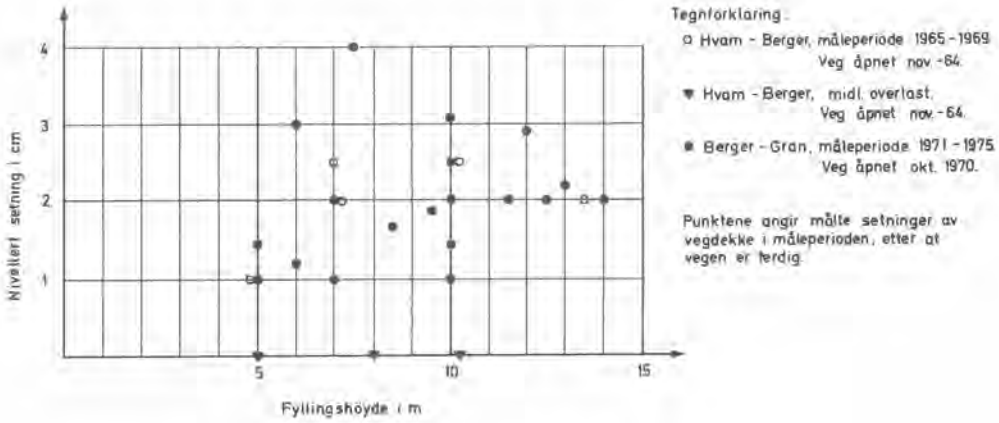


Fig. 29.7 Setning av leirfyllinger

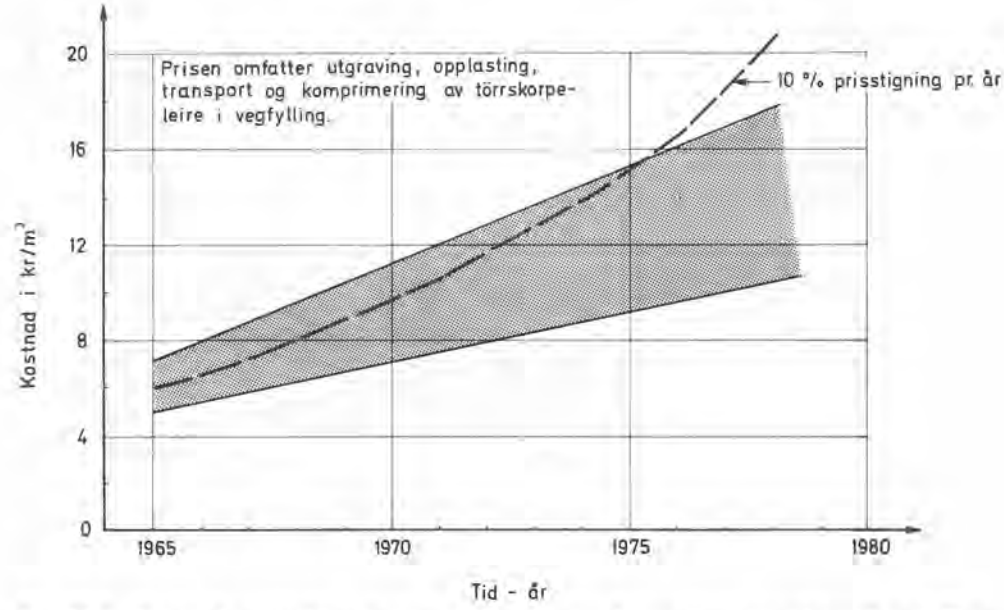


Fig. 29.8 Kostnad av uttaking, transport, planering og komprimering av leire til vegfylling

grunnforholdene og derfor mer effektivt, og at en har fått mer erfaring med behandling av leirmaterialer.

Utlegging av sandlag og å etablere sandsøyler mellom sandlagene, utgjør en betydelig kostnadsfaktor. Størrelsen av avstanden mellom sandlagene betyr mye i denne forbindelse.

5. VIDERE UTVIKLING

Etter hvert som en har vunnet geotekniske- og anleggstekniske erfaringer med høye fyllinger av leire, har akseptable fyllingeshøyder økt. I perioder fra 1963 til 1978 har største

fyllingshøyder økt fra 15 m til 26 m. Det er idag økonomiske og vegtekniske gode grunner til at høyden av leirfyllinger bør øke videre.

Det er imidlertid betenkelig at høyden på leirfyllinger øker ytterligere uten at en har bedre oversikt over de geotekniske egenskapene i fyllingene. Det foregår en kontinuerlig endring av setningsforhold, poretrykk og vanninnhold i utlagte komprimerte masser. Det er viktig at en har oversikt over slike endringer i geotekniske forhold, og over de konsekvenser det har for blandt annet stabilitet, på lang sikt.

En videre utvikling når det gjelder høye fyllinger av leire, bør derfor bygge på økte geotekniske kunnskaper om komprimerte masser. Forskningen kan ha følgende siktemål:

- avklare om en kan bygge høyere fyllinger av leire med tilfredstillende stabilitet og jevnhet.
- avklare om en kan endre utførelse for å redusere kostnadene, for eksempel ved å bruke større avstand mellom sandlagene.

Dette forutsetter forskningsinnsats som i laboratoriet må bestå i videre undersøkelser av komprimerte leirer i treaksforsøk. Videre er det nødvendig at innsamling av erfaringsdata intensiveres og utvides i omfang. Her kan en nevne målinger av spenninger, poretrykk, setninger og lateraldeformasjoner.

VEIBYGGING PÅ FILIPPINENE : HØYE FYLLINGER PÅ BLØT LEIRE.

Highway construction in The Philippines : high embankments on soft clay.

Sivilingeniør Bjørn Finborud
NOTEBY Norsk Teknisk Byggkontroll A.S.

SAMMENDRAG

Foredraget omhandler erfaringer fra planlegging og bygging av Manila North Expressway. Over en 22 km strekning krysser veien et lavtliggende flomområde hvor grunnen består av kompressibel leire. Hovedproblemet ved prosjekteringen var store setninger på fyllingene. Det ble gjennomført tiltak for reduksjon av setninger på ferdig vei og utjevning av setningsoverganger mot pelefundamenterte broer. For den mest kritiske strekningen over Candaba Swamp ble veien lagt på en 5 km lang viadukt. Økonomiske kriterier tilsa at veien forøvrig ble prosjektert med store gjenstående setninger, som setter store krav til vedlikehold.

SUMMARY

A 22 km long section of the Manila North Expressway crosses a low-lying flood plain with subsoil consisting of compressible clay. The main design problem was large embankment settlements of several metres. Different methods were used to reduce the post-construction settlements as well as differential settlements between embankment and bridges, which were founded on long piles. For the critical part across the Candaba Swamp the embankment was changed to a 5 km long viaduct. The rest of the section was constructed with large remaining embankment settlements. Extensive maintenance works will be needed to repair settlement damages and to correct the road profile.

The chosen construction methods were based on feasibility calculations. A better settlement standard of the road involving a longer construction period and higher construction costs was not considered to be feasible.

INNLEDNING.

Norconsult A.S fikk i 1973 i oppdrag fra Verdensbanken og den filippinske regjering å prosjektere en ca. 55 km forlengelse av Manila North Expressvei. Prosjekteringstiden var 1 år. Veiprosjektet ble delt i 3 entrepriser, som ble sendt ut på internasjonalt anbud. Byggetiden ble satt til ca. 2 1/2 år. Et stort filippinsk entrepenørfirma fikk alle 3 kontraktene. Norconsult A.S ble engasjert til byggeledelse.

Ekspressveien går over områder med svake grunnforhold. Artikkelen behandler geotekniske erfaringer fra prosjektering og bygging, med hovedvekt på setningsproblemer ved veifyllingene.

BAKGRUNN.

Land

Filippinene består av vel 7200 øyer, med totalt areal noe mindre enn Norge, men folketallet er minst 10 ganger så høyt. Som Norge er det et fjell-land. Hoveddelen av befolkningen bor på lavlandet langs kyst og elver.

Den største øya er Luzon i nord, som også er tettest befolket. I søndre del av Luzon ligger storbyområdet Greater Manila med 4 sammenhengende byer, de mest kjente er Manila og hovedstaden Quezon City. Herfra strekker den tett befolkede lavsletten Central Luzon Valley seg nedover til Lingayen Gulf. Figur 1.

Geologisk sett er Central Luzon Valley en geosynkline som er dannet i tærtiærtiden, og fylt med tykke lag av sedimentære jord- og bergarter.

Fig. 30.1 Oversiktskart Luzon Island

Klima, naturkrefter.

Filippinene har tropisk klima, med konsentrert regntid og ellers i året nesten ikke nedbør. Landet er utsatt for destruktive naturkrefter. Øygruppen krysses årlig av et 20-tall tyfoner, dvs. kraftige cyklonvinder med sterk nedbør. Filippinene har verdensrekord i registrert døgnnedbør : ca. 1.20 m i fjellbyen Bagenio City på nordre Luzon. Nedbøren forårsaker elve-erosjon og oversvømmelser. Det er videre høy seismisk aktivitet. Søndre del av øygruppen er mest utsatt. Selv på Luzon opptrer kraftige jordskjelv med få års mellomrom.

Klimaet utgjør en meget vesentlig prosjekteringsforutsetning for en ekspressvei. Et hovedproblem ved vurdering av naturkreftene i U-land er at det finnes sparsomt med statistiske data. Folk husker gjerne ikke lenger enn til den forrige katastrofe, dvs. 1 eller 2 år tilbake i tiden.

Under planleggingen av ekspressveien ble det foretatt studier av foreliggende statistiske materiale, og det oppsto hendelser som skjerpet statistikken. Tidlig i prosjekteringen kom en storflom som var den „største i manns minne". Det oppsto også et jordskjelv som viste berettigelser av å dimensjonere konstruksjonene for seismiske krefter. Figur 2. Jordskjelvets styrke var 6.5 på Richters skala.

Fig. 30.2 Jordskjelv søndre Luzon 1973

Prosjekt.

Manila North Expressvei går nordover lavsletten parallelt med den gamle Manila North Road („Mc Arthur Highway"). Den gamle veien har vanskelige trafikkforhold grunnet nesten sammenhengene bebyggelse på sidene. Videre blir den nesten årlig brutt av flom.

Det har derfor lenge vært behov for en bedre vei.

Ekspressveien går gjennom ubebygget terreng, vesentlig rismarker, 1-4 km øst for den gamle veien. Første strekningen på ca. 20 km fra Quezon City til Malolos ble bygget ca. 1970. Forlengelsen av ekspressveien går videre til Angeles City, som er hovedbyen på midtre Luzon og kjent for sin store amerikanske flybase Clark Air Base (ved hovedforsyningsbase under Vietnam-krigen).

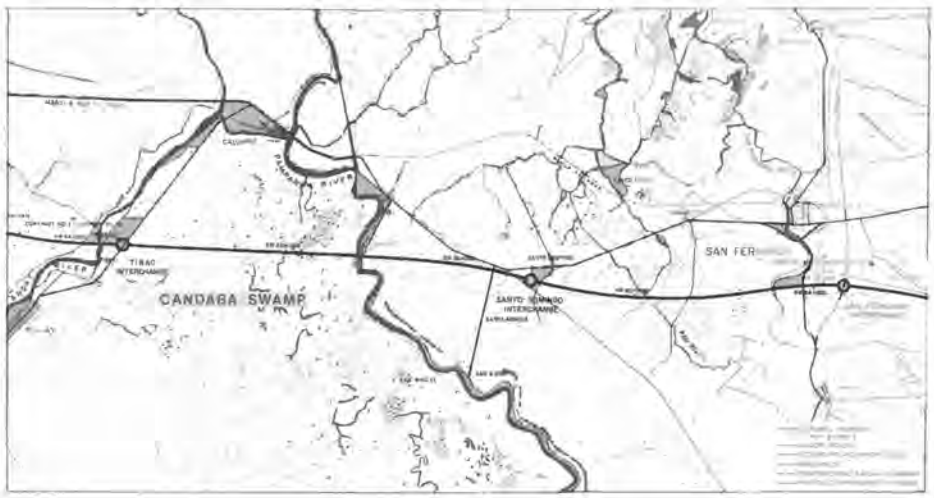


Fig. 30.3 Situasjonsplan Contract II

På figur 3. er vist den midtre seksjonen av ekspressveiens forlengelse, ca. 22 km fra Angat River til San Fernando („Contract II"). Det går over et sammenhengende lavtliggende område som årlig oversvømmes i regntiden. Regnvannet fra fjellene i øst og vest strømmer ut over lavsletten, og gradienten ut mot kysten er nesten null. Over en ca. 6 km strekning krysser veien Candaba Swamp, som utnyttes til flomdempningsmagasin, og er begrenset av høye diker. Høyeste flomvannstand i sumpen er vel 6 m over terreng. Før vannet kommer så høyt brister ofte dikene grunnet bølger og erosjon - og vannet strømmer ut over hele området.

Det var en prosjekteringsforutsetning at ekspressveien skulle utføres flomsikker. Det var derfor nødvendig med høye fyllinger og tallrike kulverter og broer som gjennomløp for flomvann. Grunnforholdene medførte store tekniske problemer for både fyllinger og brokonstruksjoner.

GRUNNUNDERSØKELSER.

Fra tidligere forelå nesten ingen opplysninger om grunnforholdene i området, men geologien varslet om dype leirsedimeter. Vi antok at det geotekniske hovedproblemet var Candaba Swamp, og her ble igangsatt undersøkelser i flere korridorer for å finne gunstigste krysningssted. Arbeidet ble utført under vanskelige forhold med regntid og flom. Senere ble det detaljundersøkt for fyllinger, broer og kulverter langs veien.

Felt- og laboratorieundersøkelser ble utført av lokale geotekniske firmaer av varierende kvalifikasjoner. Tilgjengelig utstyr besto av Acker borerigger, Standard penetration og prøvetakere av åpne rør - som er uegnet til å skaffe data om skjærfasthet og setningsegenskaper i bløt leire. Lokalt utstyr ble derfor supplert med innkjøpt utstyr fra Norge: dreiebor, vingebor og 54 mm stempelprøvetaker.

Parallellt med undersøkelsene langs veilinjen ble det foretatt omfattende studier av veimaterialer. Fremskaffing av gode materialer for fylling og overbygging innen rimelig transportavstand var et stort problem.

På grunn av masse praktiske vanskeligheter med å få utført grunnundersøkelsene, forelå de nødvendige data altfor sent. Mye av prosjekteringen måtte derfor baseres på ufullstendige data.

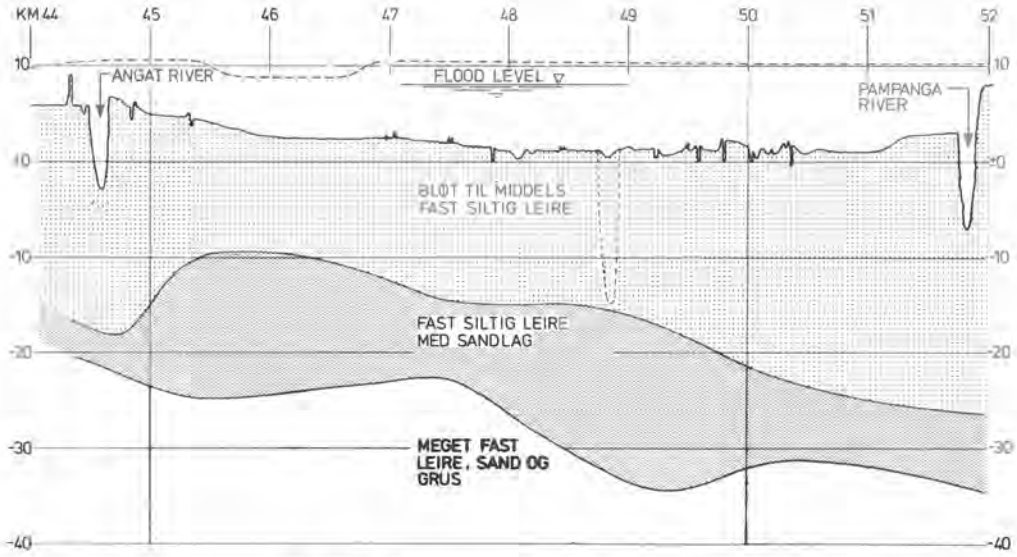


Fig.30.4 Lengdeprofil Candaba Swamp

GRUNNFORHOLD.

Undersøkelsene viser at grunnen langs „Contract II" består av bløt til middels fast leire ned til 10 - 30 m dybde. Derunder er det et overgangslag av fast leire eller sand, og videre meget fast leire lagdelt med sand og grus til stor dybde. Dybde til fjell er ifølge geofysiske undersøkelser mange hundre meter.

Innenfor det generelle bildet er det lokalt store variasjoner i grunnforholdene. Dette gjelder både leirens skjærfasthet og kompressibilitet, uregelmessige sandlag i leiren, og dybder til fastere masser. Mye av uregelmessighetene skyldes elvenes meandervirksomhet gjennom tidene.

Grunnforholdene over Candaba Swamp (km 44 - km 52) er vist skjematisk i lengdeprofil, figur 4. To karakteristiske prøveserier er vist i figur 5 (km 47 + 507) og figur 6 (km 50 + 137). Leirens udrenerte skjærfasthet målt med vingebor samt trykk - og konusforsøk ligger fra 2.0 til over 5.0 Mp/m^2.

I 10 - 25 m dybde er det overgang til fast siltig leire med skjærfasthet over 10 Mp/m^2. Sandlag forekommer i forskjellige dybder. En prøveserie fra et område lenger nord

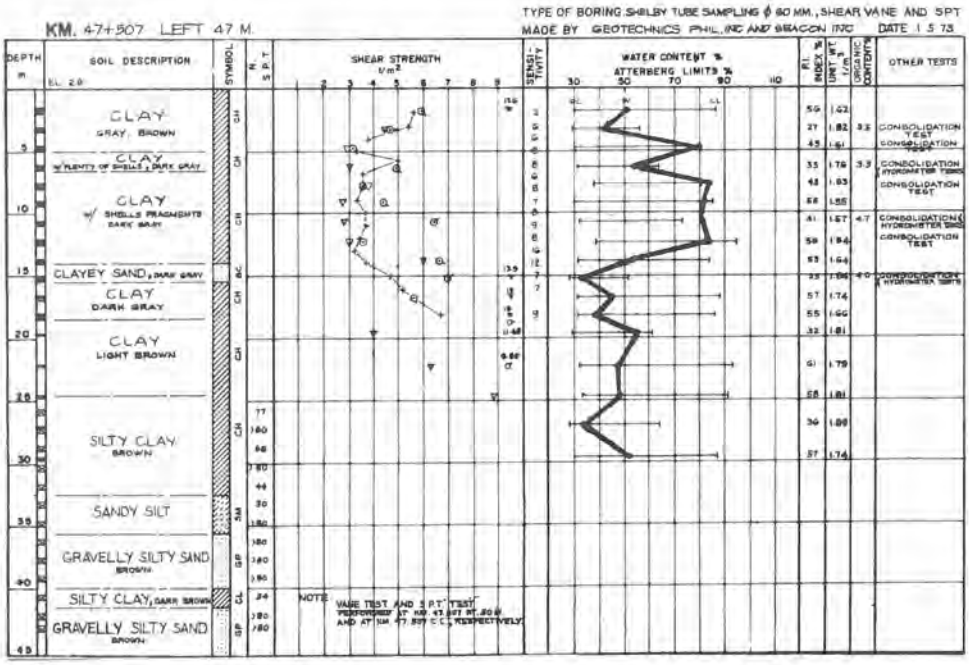


Fig. 30.5 Prøveserie km 47 + 507

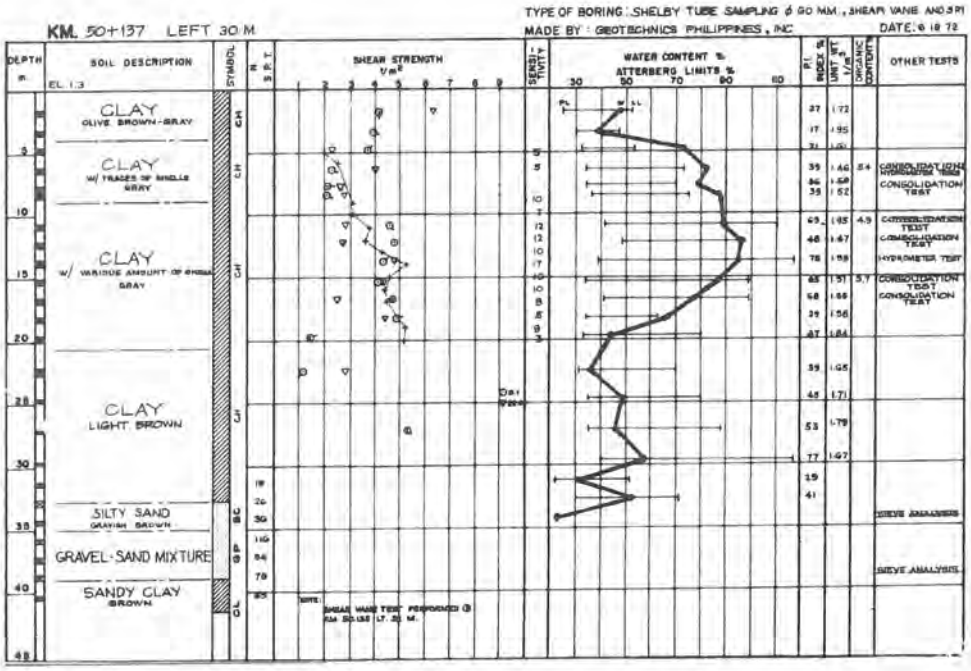


Fig. 30.6 Prøveserie km 50 + 137

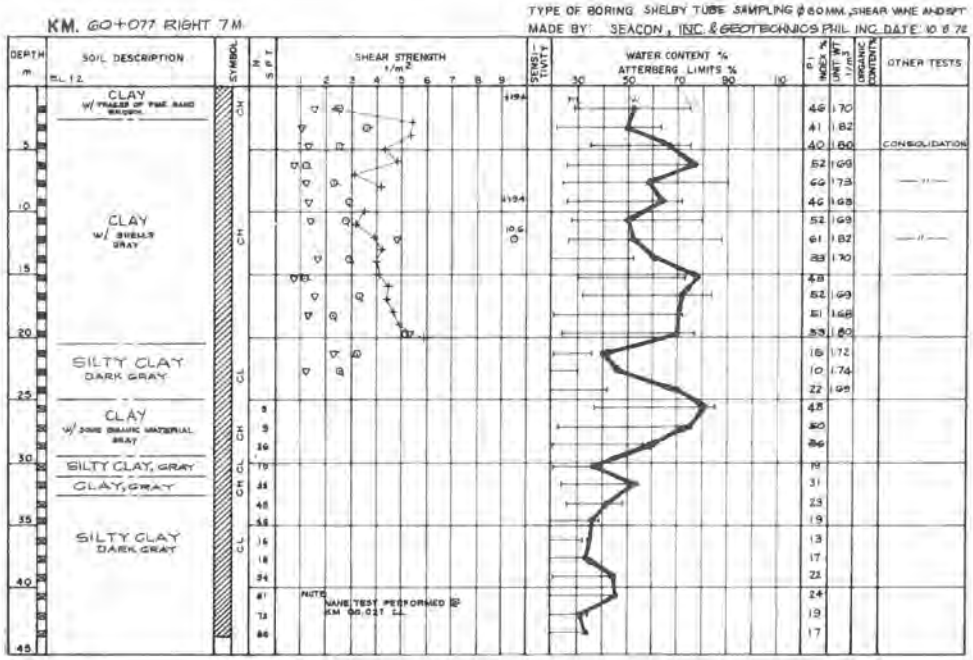


Fig. 30.7 Prøveserie km 60 + 077

(km 60 + 077) er vist i figur 7. Leiren er her noe bløtere og det er ingen innskutte sandlag.

Vanninnholdet i den bløte leiren er høyt, fra 40% til nærmere 100%. På grunnlag av en mengde ødometerforsøk er det trukket en kurve over midlere forhold mellom vanninnhold og kompresjonsindeks ($C_c/1+e_o$). Figur 8. (Dette var før modultallenes tidsepoke). Vi ser at vanninnhold på ca. 80% tilsvarer en indeks på ca. 0.4, dvs. det dobbelte av en vanlig norsk leire. De øvre lag er overkonsoliderte (antakelig p.g.a. forvitring), men overkonsolideringsgraden avtar med dybden.

Leiren er plastisk med flytegrense nær naturlig vanninnhold.(PI på ca. 40 - 70%, i middel ca. 60% - dvs. noe lavere enn Bangkok - leire som ligger på ca. 80%). Den høye plastsiteten medførte at udrenert skjærfasthet måtte reduseres ved stabilitetsberegninger i henhold til Bjerrums velkjente erfaringskurve. Figur 9. Aktuell reduksjonsfaktor (μ) ligger på 0.75 - 0.90.

For brofundamentering er de fastere leire- og sandlagene under 20 - 30 m dybde interessante. Undersøkelsene av disse ble basert på Standard Penetration Tests (SPT), hvor man måler antall slag (N) for 30 cm nedtrengning av en standard prøvetaker (split spoon sampler). N-verdien ligger fra 10 til over 80. Vi prøvde uten hell å få innført trykksonderingsutstyr, som ville gitt bedre grunnlag for vurdering av lagenes fasthet og forutbestemmelse av pele-lengder.

GEOTEKNISKE HOVEDSPØRSMÅL VED PROSJEKTERING.

Typisk tverrsnitt av ekspressveien er vist på figur 10. Veien skulle i 1.byggetrinn bygges i halv bredde, med utvidelse til full bredde etter anslagsvis 5 år. Figur 11 viser kriterier for veiens profilhøyde. Denne var generelt beatemt av dimensjonerende flomvannstand, som ble

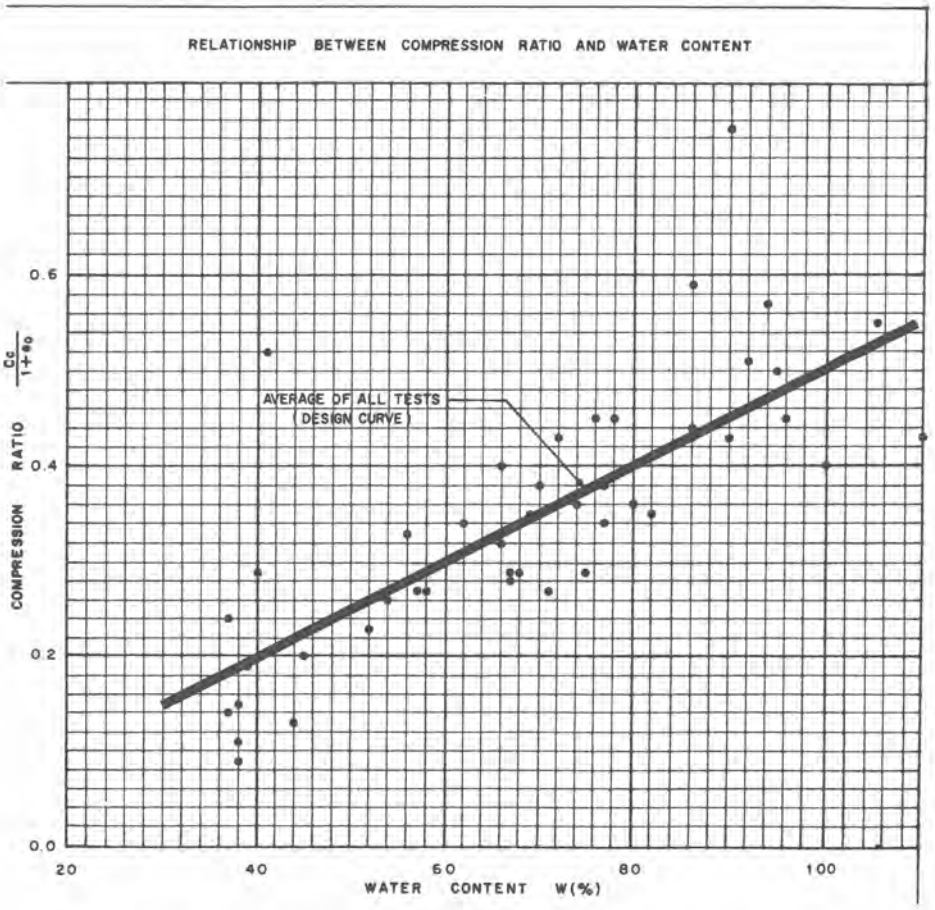


Fig. 30.8 Forhold kompresjonsindeks/vanninnhold.

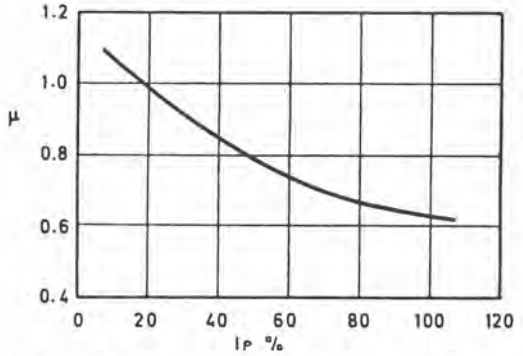


Fig. 30.9 Reduksjonsfaktor for udrenert skjærfasthet bestemt ved vingeboring.

satt til teoretisk 100 - års flom.

For *broene* ble det krevet at u.k. brokonstruksjon skulle ligge min. 1.5 m over flomvannstand. Broene måtte bygges setningsfrie, og derfor fundamenteres på peler i de faste jordlagene til 25 - 40 m dybde. Hovedproblemet ved dimensjoneringen var forutbestemmelse av nødvendige pelelengder samt sikkerhet mot kollaps ved jordskjelv.

Fyllingene skulle generelt ligge minst 0.5 m over 100-års flom. Dette ga teoretisk profillinje fra 2 til 7 m over terreng, økende mot hver bro som kom ca. 2 m høyere. Geoteknisk hovedproblem var store og langvarige setninger. Problemstillingen på prosjekteringsstadiet kan formuleres slik:

1) Forutsi setningenes størrelse og tidsforløp på grunnlag av laboratoriedataene. Største usikkerheter lå i grad av forkonsolidering p.g.a. kjemisk forvitring, og hvordan tidsforløpet ville bli påvirket av uregelmessige sand- og siltlag nedover i grunnen. På grunn av at vi fullstendig manglet erfaringsdata fra området, ble det planlagt en prøvefylling, men denne ble ikke ferdig under prosjekteringen. Vi følte derfor at setningsberegningene fikk mye preg av råtips.
2) Legge veien så høyt at asfaltdekket ikke kommer under dimensjonerende flom + 50 cm i løpet av „design life" eller beregnet levetid, som var satt til 20 år.
3) Planlegge bygge- og vedlikeholdarbeider slik at veien inkl.kulverter etc. ikke blir ødelagt av setningene. Her gjalt det å vurdere størrelsesorden og effekter av ujevne setninger i veiens lengde- og tverretning og spesielt setningsoverganger mot kuleverter og broer. Spesielle problemer oppstår på grunn av den senere utfylling for byggetrinn II.

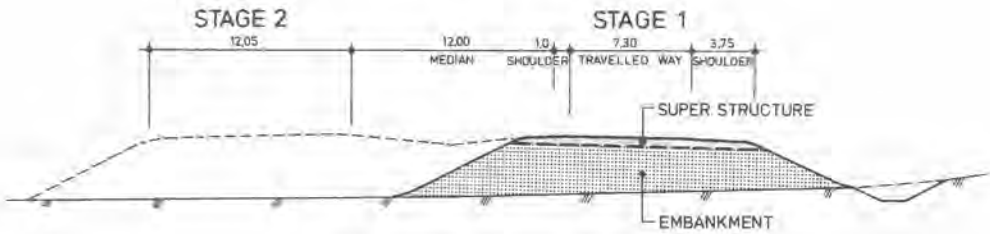


Fig. 30.10 Typisk tverrprofil

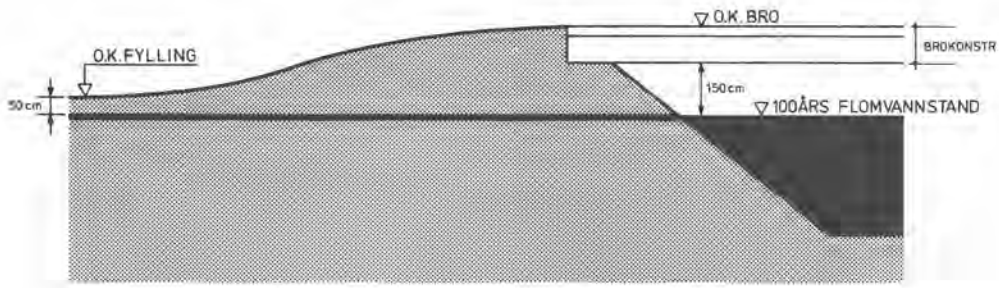


Fig. 30.11 Kriterier for profilhøyde.

På de verste stedene ble beregnede setninger, når man tok hensyn til nødvendig setningskompensasjon, av størrelse 2- 4 m. Setningene ville pågå med stor hastighet i en årrekke. Bare på få steder ville man oppnå over 50% av setningene under normal byggetid.

Veien skulle bygges for en dimensjonerende hastighet på 100 km/timen. Det er vanskelig å tenke seg en høyverdig ekspressvei bygget med store setninger. Det var derfor aktuelt med teknisk og økonomisk vurdering av metoder for å redusere setningene på ferdig vei.

SETNINGSFORBEDRENDE TILTAK.

Det ble vurdert en rekke tiltak for både å redusere setningene og å minske effekten av ujevne setninger spesielt inn mot broene.

Generell setningsreduksjon.

a) *Forkonsolidering,* dvs. tidlig opplegging av fyllinger og oppfylling med overhøyde (overlast) for å få størst mulig konsolidering i byggetiden før belegning. Bruk av overlast var begrenset av stabiliteten - fra før var det på mange strekninger motfyllinger. På grunn av den korte byggetiden, store mengder fylling (vel 2 mill m^3 på Contract II), og regntid kort etter byggestart var lengste setningstid man kunne vente å oppnå ca. 1 1/2 år. Det ble i anbudet krevet at alle høye fyllinger skulle ligge minst 1 år med setningskompensasjon og delvis overlast før sluttjustering og asfaltering.

b) *Bruk av lette fyllmasser.*

Normale fyllmasser var elvesand, leire og silt med komprimert romvekt ca. 2.0 Mp/m^3. Noen lettbetongfabrikk finnes ikke på Filippinene, men der ble funnet et lett vulkansk materiale (cinders) i ca. 150 km avstand (100 km syd Manila), med romvekt ca. 1.15 Mp/m^3 i tørr tilstand og ca. 1.6 Mp/m^3 gjennomfuktig. Det ble innhentet priser på dette materialet, men de ble funnet for høye i forhold til den begrensede gevinst i vekt.

Et annet materiale som ble vurdert for bruk inntil broer var brent rishams. Ved de store rismøllene samler det seg store mengder avfall fra treskingen, og ved brenning av dette får man et uorganisk materiale med lav romvekt, ca. 0.6 Mp/m^3 i komprimert tørr tilstand og 1.2 Mp/m^3 gjennomfuktig. Det ble antatt at men i de nærmeste 3 provinser kunne skaffe 10.000 m^3 av ris-aske på 1 år. Det ble innhentet priser i anbudet, men i praksis viste det seg at entrepenøren ikke kunne fremskaffe dette materialet.

c) *Vertikal drenering.*

Vertikal drenering både med sanddren og plastdren ble alvorlig vurdert, men utelatt på grunn av følgene årsaker:

- Basert på erfaringene fra prøvefyllinger på tilsvarende leire i Thailand var vi usikre på den tidsmessige gevinst av vertikaldrenering.
- Arbeidet ville ta lang tid, og det ville kreves lang konsolideringstid for å oppnå en optimal effekt, altså forlenget byggetid.
- Motfyllingene ville øke p.g.a. temporær fasthetsnedsettelse av leiren.
- Vertikaldrenering for store strekninger av veien ville bli meget kostbart.
- Foe eventuelt å vurdere vertikaldrenering måtte det utføres prøvefyllinger med og uten drenering, noe tid og ressurser ikke tillot.

d) *Peling til fast grunn.*

Mest effektive setningsreduksjon var å fundamentere fyllingene på peler, eller erstatte fyllingene med pelefundamenterte broer/viadukter.

Ved beregnede setninger over 2-3 m mente vi at bro var eneste realistiske alternativ. Der hvor motfyllingene ble meget store som i Candaba Swamp var også prisforskjellen mellom

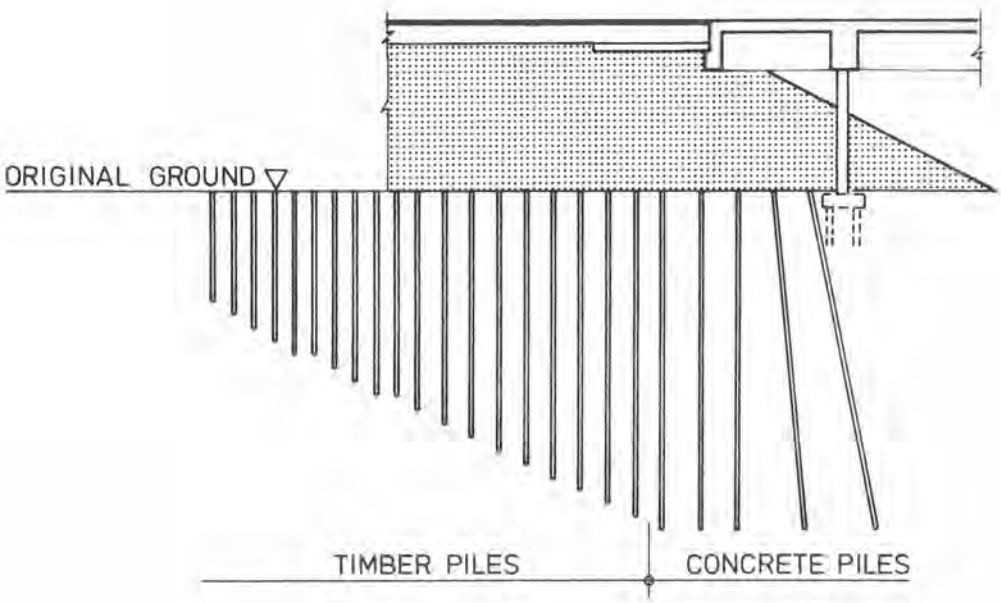


Fig. 30.12 Overgangspeling

fylling og bro liten. Derfor ble fyllingen over Candaba Swamp endret til en vel 5 km lang viadukt. Dette er sannsynligvis den lengste bro i Asia, og ble et imponerende byggverk.

Som kriterium for overgang fylling/bro satte vi:
gjenstående beregnet setning etter byggetiden skulle ikke være over 75 cm. Selv denne „begrensede setning" er vel mere enn man har på noen annen motorvei.

Etter hvert som alle grunnundersøkelser forelå viste det seg at man mange steder ikke kunne holde kravet. Både på motorveien og kryssende overfarter ble det mange steder gjenstående setninger på 1-1.5 m. Da vi oppdaget dette, var det for sent å endre prosjektet.

Reduksjon av ujevne setninger.

Det var spesielt viktig å få utjevnet setningsovergangene fra fyllingene og inn mot de pelefundamenterte broene. Følgene metoder ble vurdert:

e) *Overgangspeling.* (Figur 12)
Det peles under fyllingene nærmest broene, med avtagende pelelengde (og eventuelt økende peleavstand) bakover. Dette gir an gradvis overgang fra fundamentering til fast grunn via svevende peler til fylling på terrenget, og en tilsvarende gradvis overgang på setningene.
Inntil broene var det ved de høyeste fyllingene også nødvendig å pele for å klare stabiliteten, og spesielt oppnå sikkerhet for utglidning ved jordskjelv.
Overgangspeling ble benyttet ved mange av broene.

f) *Overgangsplater,* dvs. betongplater som leddes på enden av broen og legges inn i fyllingen. Dette ble benyttet ved alle broer, med platelengder på 4-8 m. Der hvor det ikke er overgangspeling vil imidlertid overgangsplatene få en begrenset effekt, og bare kunne hindre direkte vertikale sprang inntil broen.

g) *Forbelastning, og senere utskifting med lette masser.* (Figur 13).
En kileformet utskifting med lette masser før asfaltering ble vurdert, og medtatt i anbudet

for enkelte broer. Metoden ble ikke utført, kfr. punkt b.

h) *Delvis bygging av trinn II* (fylling inntil broer, bygging av kulvertene i full lengde).

De setningsreduserende tiltak som er tatt med i prosjektet medfører at veien får store setninger i noen år fremover. Det vil bli behov for årlig vedlikehold, med justeringer inntil broene. Videre er forutsatt en hovedjustering med nytt asfaltdekke etter ca. 3 år da en stor del av setningene anslås å være avsluttet.

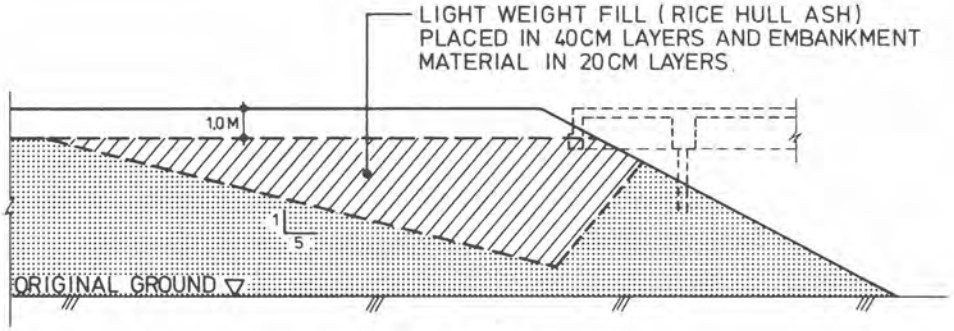


Fig. 30.13 Lette fyllmasser

Fig. 30.14 Prøvebelastning av peler

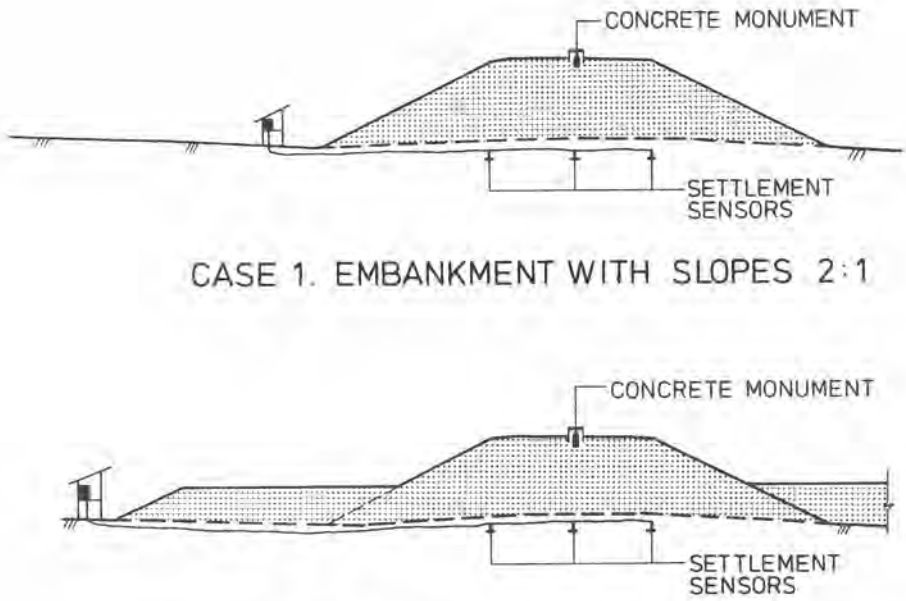


Fig. 30.15 System for setningsregistrering

For rør og kulverter (overvann og irrigasjon) var det nødvendig med spesielle tiltak for å hindre at fallforhold og kapasitet blir ødelagt og rørene gjensiltet. Følgene forholdsregler var aktuelle, avhengig av dimensjonerende vannmengder og setningenes størrelse:

- bygging av plasstøpte kulverter med tilstrekkelig kapasitet etter avsluttet setning, og med en konstruktiv utforming som tåler de ujevne setningene.
- provisoriske rør i byggetiden, og oppgraving for permanente rør etter forkonsolidering.
- to sett rør lagt i forskjellig høyde.

ERFARINGER FRA BYGGINGEN.

Byggeperioden ble ikke lett for de som skulle passe på fremdrift og kvalitet. Det ble stadige forsinkelser, problemer med regn og flom, og en enorm forsering mot slutten av byggetiden.

Største geotekniske problem i starten var rammingen av nærmere 80.000 lm peler. Det krevet effektivt rammeutstyr, minimum dieselsodd D 45 eller tilsvarende, og stabil rigg med fast føring. Pelerigger måtte importeres, pelene støpes i nybygget fabrikk på stedet, og det tok lang tid før det ble noen fremdrift. Videre ble det krevet prøvebelastning med mothold ca. 300 tonn for å fastlegge pelelengder. På figur 14. er vist en prøvebelastning i Candaba Swamp.

Fyllingsarbeidene ble enda mer forsinket, spesielt inntil broene. Det var lagt opp til et system for nøye kontroll av setninger under oppfyllingsperioden. Figur 15. Entreprenøren skulle legge ut „settlement censors" av amerikansk fabrikat under fyllingene. Fra censorene føres slanger frem til en instrumentkasse utenfor fyllingsfot. Dessverre hadde slanger og koblinger nytteverdi for den lokale befolkning, og de ble kappet og stjålet i nattens mulm og mørke. Liknende skjebne led setningsmonumenter på toppen av fyllingene: de ble i stor utstrekning kjørt i stykker. Man fikk derfor ikke fullstendige setningskurver fra byggeperioden, og ikke tilfredsstillende grunnlag for fastlegging av nødvendige overhøyder på veien ved asfaltering

Fig. 30.16 Viadukt Candaba Swamp under bygging

På figur 16 er vist et oversiktsbilde av den 5 km lange viadukten. Den er oppført med prefabrikerte betongbjelker og plaststøpte betondekke. Spennvidde er 20 m . Hver mellompilar er fundamentert på 4 stk. betongpeler, ca. 40 x 40 cm tversnitt. Peler og overbygning er dimensjonert for jordskjelv. Broen skal tåle jordskjelv av middels intensitet uten å skades, og ved store skjelv skal skadene skje i innlagte svakhetssoner i dekket („knock-out pieces") som er plassert med c/c avstand ca. 200 m.

ERFARINGER FRA VEIEN I DRIFT.

Veien ble åpnet for personbiltrafikk i mai 1977. Fra desember 1977 har ekspressbusser vært tillatt, og sist sommer ble all tungtrafikk på Manila Road ført over ekspressveien, dette på grunn av sammenbrudd av en bro på den gamle veien. Dimensjonerende trafikk på veien var anslått til ÅDT på ca. 10.000 i 1978, men har alt fra starten blitt vesentlig høyere. Derfor er byggetrinn II allerede under bygging, og beregnes ferdig i 1980.

Setningene har stort sett utviklet seg som beregnet både i størrelsesorden og tidsforløp. Der hvor det er en del sandlag nedover i grunnen har over 50% av setningene kommet under byggetiden, og 2 år etter oppfylling er største del av setningene avsluttet. Figur 17 viser setningeskurve fra samme område som prøveserien i figur 5. Det kommer imidlertid nytt setningsbidrag når fyllingen for byggetrinn II legges ut.

I et område med dype avsetninger av bløt leire uten sandlag har setningene gått tregere enn ventet, og ser ut til å bli noe større enn beregnet, figur 18 (kfr. prøveserie figur 6).

Effekten av de store setningene har ikke uteblitt. På verste stedet har setningen etter

asfaltering vært ca. 1.0 m, og brotilfarten minner om spretthopp. Det har mange steder oppstått sprekker og depresjoner bak overgangsplatene ved broer og store kulverter.

På grunn av den sterke trafikken utvider sprekker og depresjoner seg raskt. Regnvannet gjør også sitt til forverring av skader, bl.a. ved indre erosjon i fyllingene. Skadene får utvikle seg altfor langt grunnet dårlig vedlikehold.

Av positive erfaringer kan nevnes at overgangspelingen har virket godt. Det burde vært pelet inntil flere broer, og de pelede områdene burde vært lengre.

For den vanlige trafikkant er veien etter filippinsk standard av meget høy kvalitet. Men uten skikkelig vedlikehold vil den brytes raskt ned.

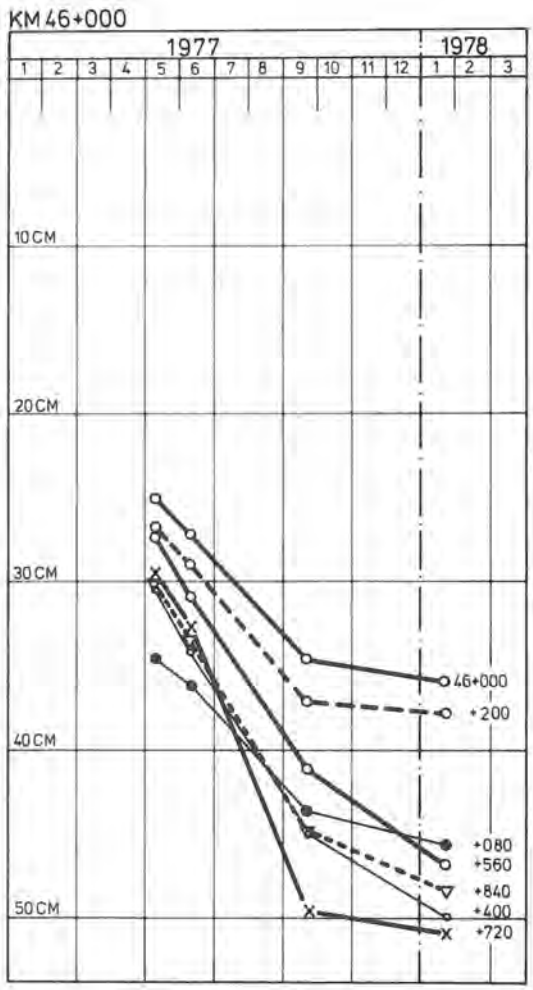


Fig. 30.17 Setningskurver km 46 +000

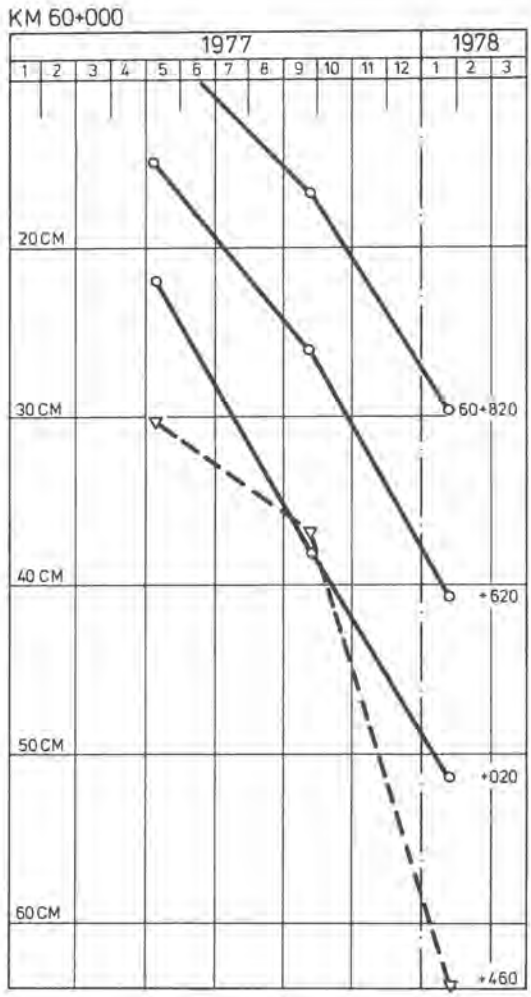


Fig. 30.18 Setningskurver km 60 + 000

SLUTTBEMERKNING.

Ekspressveiens tekniske standard er basert på et kompromiss mellom teknikk og økonomi, hvor de økonomiske hensyn har spilt en stor rolle for den valgte utførelse.

Sett med geoteknikerens tekniske øyne er anlegget ikke godt. Både prosjekterings- og byggetid burde ha strukket seg over det dobbelte i tid. Man ville da fått mulighet til å utføre grunnleggende undersøkelser og vurderinger før prosjektet var fastslått. Videre kunne anlegget vært bygget slik at største del av setningene var avsluttet før asfaltering. Dette ville krevd minst 2 års setningstid på fyllingene kombinert med overlast, og vertikaldrenering på de verste strekningene. Begge byggetrinn måtte vært fylt ut samtidig. Totale byggeomkostninger ville blitt mye høyere. Videre ville den vanskelige trafikksituasjonen på den gamle Manila North Road fortsatt i ytterligere et par år.

Økonomiske beregninger tilsa at en slik løsning ikke var realistisk. For å bli lønnsom („feasible") etter Verdensbankens kriterier tålte ikke veien store økende byggekostnader. Ved slike beregninger betyr vedlikeholdskostnadene i fremtiden relativt lite, idet de diskonteres med høy rentefot til nå-pris. Videre var de vanskelige trafikkforholdene på den gamle veien en viktig del av det økonomiske bildet, og skjerpet kravet til kort byggetid. Derfor var nok prosjektet ut fra teoretiske, økonomiske kriterier gunstige optimalt.

Et springende punkt i totaløkonomien er om de lokale myndigheter klarer å vedlikeholde veien slik at den prosjekterte standard opprettholdes gjennom hele den beregnede levetid på 20 år.