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

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK
GEOTEKNIKK
1980

TAPIR

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK 1980
BERGMEKANIKK 1980
GEOTEKNIKK 1980

© TAPIR, 1981

TAPIR
TRYKK

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK 1980

Foredrag fra Fjellsprengningskonferansen i Oslo 6. november 1980
Redaktør: Bergingeniør Anders M. Heltzen

BERGMEKANIKK 1980

Foredrag fra Bergmekanikkdagen i Oslo 7. november 1980
Redaktør: Bergingeniør Knut Garsol

GEOTEKNIKK 1980

Foredrag fra Geoteknikkdagen i Oslo 7. november 1980
Redaktør: Siv.ing. Amund Mowinckel-Amundsen

NORSK JORD – OG FJELLTEKNISK FORBUND
TILKNYTTET NIF

TAPIR
1981

ISBN 82-519-0432-3

FORORD

Fjellsprengningskonferansen, Bergmekanikkdagen og Geoteknikkdagen ble avviklet i Oslo 6. og 7. november 1980.

Denne boken inngår som en del av deltageravgiften og inneholder artikler basert på foredragene fra arrangementene. Sivilingeniør Christian Madshus' interessante foredrag "Vibrasjoner fra jernbane og tunnelbane gjennom Oslo sentrum" foreligger dessverre ikke i manuskripts form og er dermed ikke tatt med i boken.

En redaksjonskomité med en redaktør for hver fagdel har gjennomgått manuskriptene og foretatt nødvendige redaksjonelle endringer.

Meninger og synspunkter som fremsettes i den enkelte artikkel, står helt og fullt for forfatterens egen regning.

Redaktørene vil takke forfatterene for godt arbeide med manuskript og figurer, samt for presis innlevering av arbeidene.

På arrangørenes og egne vegne håper vi at boken vil gi nyttige opplysninger og bedre de faglige kunnskapene innenfor de fagfelt som er behandlet.

Oslo/Trondheim 5. januar 1981.

Anders M. Heltzen O. Torgeir Blindheim Amund Mowinckel-Amundsen

DEL I: FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

Direktør Ulf Smith-Meyer.
Formann i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk:
ÅPNINGSTALE . . . . . .

1. Sivilingeniør Kristen Dahl:
AUTOMATISK STYRING AV TUNNELBORRIGGER . . . . . 4 sider

2. Sivilingeniør Thor Skjeggedal:
FULLPROFILBORING AV SKRÅSJAKT, SILDVIKANLEGGET . . . . . 4 sider

3. Sivilingeniør Thor Skjeggedal:
ENTREPRISEN SANDVIKA–LYSAKER
ERFARINGER MED MIDI FULLFACER . . . . . 3 sider

4. Sivilingeniør Knut Garshol:
FULLPROFILBORING I USTABILT FJELL . . . . . 15 sider

5. Bergingeniør Johan Amundsen:
TOTALSYSTEMER FOR GROVHULLSPRENGNING VED
STØRRE MASSEARBEIDER . . . . . 5 sider

6. Sivilingeniør Kjell Brevik:
STEINBRUDDSDRIFTEN VED DAM ODDATJØRN . . . . . 10 sider

7. Bergingeniør Sverre Matheson:
MODIFISERT ROM–OG PILLARBRYTING I
MONS PETTER GRUBE . . . . . 13 sider

8. Professor Sven Granholm:
ERFARENHETER AV ELEKTRISK LASTMASKIN UNDER JORD . . . . 11 sider

9. Sivilingeniør Øystein H. Stormo:
UTSLAG FOR 35 M^2 - TUNNEL PÅ 85 M DYP, RINGEDALSVATN . . . 10 sider

10. Ingeniør Kåre Strand:
TUNNELDRIFT I VANNSYKT FJELL . . . . . 6 sider

11. Sivilingeniør Gunnar Asting:
ERFARINGER MED TETTING AV AVLØPSTUNNELER
I OSLO–OMRÅDET . . . . . 12 sider

12. Sivilingeniør Knut Garshol:
ORIENTERING OM INJEKSJONSKOMITEEN FOR TUNNELER OG BERGROM . . . . . 4 sider

13. Dr. ing. Arne Myrvang:
AMERIKANSKE ERFARINGER MED SLISS-RØRBOLTER . . . . . 4 sider

14. Berging. Eirik B. Einum:
SPRØYTING AV FIBERBETONG MED FJERNSTYRT ROBOTRIGG. . . . 7 sider

15. Ingeniør Lasse Moen og ingeniør Torleiv Rugaas:
SPRØYTEBETONG–SIKRING I STIGORT, HAUGLIFJELL . . . . . 7 sider

16. Bergingeniør A.M. Heltzen:
PROSJEKTERFARINGER – INSTITUTT FOR FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK . . . . . 10 sider

17. Dosent Odd Johannesen og siviling. Nils Høsøien:
PROSJEKT–RAPPORTER OM TUNNELDRIFT VED INSTITUTT FOR ANLEGGSDRIFT NTH . . . . . 15 sider

18. Overingeniør Finn R. Eriksen:
KORT ORIENTERING OM ENDEL BVLI–PROSJEKTER . . . . . 2 sider

19. Sivilingeniør Per Wollert Johansen:
RISIKOANALYSE AV SPRENGSTOFFLAGER. . . . . 11 sider

DEL II: BERGMEKANIKK OG GEOTEKNIKK

FELLESSESJON

20. N. Janbu, C. Madshus, T.E. Frydenlund, T.J. Kvalstad and P. Selnes
GEODYNAMICS IN PRACTICE . . . . . 26 sider

21. Overingeniør K.E. Aase:
GRUNNSJOKKBELASTNINGER PÅ FJELLANLEGG . . . . . 16 sider

22. Universitetsstipendiat Tore Lasse Bye:
SJOKKBØLGER I FJELL – EKSEMPEL FRA FORSØK UTFØRT I FRANZEFOSS BRUKS STEINBRUDD PÅ STEINSKOGEN. . . . . 17 sider

BERGMEKANIKKDAGEN

23. Professor Ivar B. Ramberg:
BRUK AV LANDSAT-DATA VED SPREKKEKARTLEGGING I FJELL . . . . . 15 sider

24. Professor R. Selmer-Olsen:
ENKELTE HOVEDTREKK I NORGES REGIONALE ANLEGGSGEOLOGI . . . . . 3 sider

25. Dr. sc. nat. H. Wanner:
STABILITY PROBLEMS BY FULLFACE TUNNEL BORING . . . . . 7 sider

26. Ingeniørgeolog Tom K. Gustavsen:
INGENIØRGEOLOGISKE ERFARINGER FRA TUNNELDRIFTEN VED VARDØ UNDERSJØISKE TUNNEL. . . . . . 10 sider

27. Bergingeniør Oddbjørn Aasen:
INNFLYTELSE AV BERGARTSEGENSKAPER OG OPPSPREKNING VED RULLEMEISELBORING MED TREARMS TUNNELBORMASKIN . . 9 sider

28. Dr. ing. Bjørn Buen:
FORSPENTE FJELLANKERE TIL STABILITETSSIKRING . . . . . 6 sider

29. Sjefsingeniør Alf Thidemann:
VANLIGE ÅRSAKER TIL RAS I VANNTUNNELER. ANALYSE AV SPRØYTEBETONGSIKRING VED SVELLELEIRSONER 11 sider

30. Siviling. Tor F. Barbo og dr.ing. Svein Willy Danielsen:
BAKTERIER ÅRSAK TIL REDUSERT EFFEKT AV VANNGARDIN MELLOM OLJELAGER I FJELL . . . . . 9 sider

GEOTEKNIKKDAGEN

31. Professor K. Rainer Massarsch:
DYNAMIC SHEAR MODULUS FOR STATIC GEOTECHNICAL PROBLEMS . . . . . 8 sider

32. Dr. ing. Geir J. Westerlund, Rådgiv. ing. O. Kummenje:
HVORLEDES FASTLEGGES DE DYNAMISKE EGENSKAPER FOR JORD . . . . . 23 sider

34. Siviling. Trond Dahle:
FORUTSIGELSE, BEGRENSNING OG OVERVÅKING AV RYSTELSER VED ET BYGGEPROSJEKT . . . . . 13 sider

35. Per B. Selnes:
EARTHQUAKE RISK FOR STRUCTURES IN THE NORTH SEA . . . . . 15 sider

36. Suzanne Lacasse:
CYCLIC DISPLACEMENTS OF GRAVITY PLATFORM SUBJECTED TO "FAILURE" LOADS . . . . . 18 sider

FJELLSPRENGNINGSKONFERANSEN 1980

ÅPNINGSTALE

Formannen i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk
Direktør Ulf Smith-Meyer.

Ærede forsamling

Pa vegne av Norsk Jord og Fjellteknisk Forbund og Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk har jeg den glede å ønske alle velkommen til årets Fjellsprengningskonferanse, den 18. i rekken.

Også i år er konferansen samordnet med morgendagens Bergmekanikk- og Geoteknikkdag.

Deltagerantallet i dag er nok en gang ny rekord med 725 påmeldte. Vi er nå på husets kapasitetsgrense, og det vil kreves disiplin og raske forflytninger om timetabellen skal holdes.

Foredragene i dag spenner over et vidt område. Vi vil få høre om videreutvikling av borrigger og om spesialanvendelse av fullprofilmaskiner. Videre om fjellsprengning i dagbrudd og under jord. Vi vil også få høre om en rekke problemer med vann og sikring og orienteringer om prosjekter fra Institutt for Fjellsprengningsteknikk, Institutt for Anleggsdrift og B.V.L.I..

Uten forkleinelse for noen vil jeg spesielt nevne dagens siste foredragsholder, sivilingeniør Per Wollert Johansen som skal foredra om Risikoanalyse. Det er mulig at sikkerhet og verneaspekter har fått for liten plass på våre konferanser. Jeg har tidligere hørt DYNO's stab foreta Risikoanalyse, og anbefale dette foredrag sterkt som en tankevekker og åpning av et nytt verktøy i bestrebelsene på å oppnå trygge arbeidsforhold.

Jeg håper at foredragene vil gi hver og en noe han har interesse av og bruk for og erklærer Fjellsprengningskonferansen 1980 for åpnet.

Konferansen vil som vanlig bli ledet av Bergingeniør Anders Heltzen.

AUTOMATISK STYRING AV TUNNELBORRIGGER

Automatic control of tunnel jumbo machines

Sivilingeniør Kristen Dahl, Ingeniør Thor Furuholmen A/S.

SAMMENDRAG

Automatisk styring av borrigger er introdusert av Ing. Thor Furuholmen A/S, og den første fullskala prototypen, en 3 boms hydraulisk rigg beregnet for tunnelprofiler fra 35 - 90 m^2, ble satt i arbeide i september 1978. Det er senere satt inn nok 2 liknende rigger. Tilsammen er det hittil boret ca. 500 000 m.

Automatikken som er montert på riggene muliggjør en fullstendig programmert oppboring av en salve.

Bormønstret refererer seg hele tiden til de samma koordinater som tunnelaksen.

Riggen betjenes av 1 mann viss hovedoppgave det er å kontrollere funksjonene.

Manuell manøvrering kan skje under spesielle situasjoner.

En har oppnådd en større grad av presisjon, en optimalisert boresyklus, reduserte vedlikeholdskostnader og forbedrede arbeidsforhold.

Systemet kan tilpasses alle typer av borriger.

SUMMARY

Microprocessor control of tunnel drilling has been introduced by the Norwegian general contractor Ingeniør Thor Furuholmen A/S, Oslo, a leading firm in European hardrock tunneling.

The first fullscale prototype, a 3 boom electrohydraulic rig for sections 35 - 90 square meters, was put to work in September 1978.

Since then 2 additional rigs of same size and instrumentation have been made and a total of 500.000 meters of hole drilled.

The rigs are equipped with on-board microprocessors and additional instrumentation enabling them to automatically carry through complete preprogrammed drilling rounds.

The hole pattern is referred to the same geographical coordinates as the tunnel axis.

The rigs are operated by one man whose main function is supervision.

Manual override with partial use of the computer is optional when the situation calls for it.

Manual operation as for a conventional rig is also at hand.

The advantages achived are better precision, optimalization of the drilling process, reduced mainteance costs and improved working conditions.

The system can be applied to all types of drilling jumbos.

Automatisk styring av tunnelborrigger ble tatt opp som idé av foredragsholderen omkring 1970, og rapport fra et forsøksprosjekt ble lagt fram på fjellsprengningskonferansen i 1973. Ved gjennomlesning av det 7 år gamle foredraget har jeg funnet at det ligger såpass nær opp til det som nå er gjennomført at det fortsatt kan gjøre tjeneste som innføring i problemstillingen.

Mer inngående og aktuell beskrivelse kan fås ved henvendelse til Ingeniør Thor Furuholmen A/S ved overingeniør Dalseg.

Det første som viste seg etter 1973 var at markedet da tydeligvis ikke var helt modent for å ta imot et så avansert produkt.

Samme erkjennelse kom, etter det vi nå vet, en eller flere av de største riggfabrikanter til etter at de selv hadde vurdert et slikt prosjekt.

For vårt vedkommende kom offshoreboomen og la beslag på alle ressurser de nærmeste 3 - 4 årene.

I begynnelsen av 1977 ble så prosjektarbeidet tatt opp igjen, og drevet fullt til første prototypen var klar til innsats høsten 1978.

Prosjektet var nå overtatt av Ingeniør Thor Furuholmen A/S med Andersen Mekaniske Verksted, Flekkefjord, som partner for selve borriggen, og med Sentralinstitutt for industriell forskning som fortsatt utviklingssted for elektronikken.

Prototyp nr. 1 er en 3 boms elektrohydraulisk rigg for tverrsnitt mellom 35 og 90 m^2. Første arbeidssted var sentralrenseanlegget for kloakk på Slemmestad, der den i løpet av 1 år boret 380.000 m i kalkstein og leirskifer, tilsvarende et sprengningsvolum på 270.000 faste m^3.

Riggen er nå i arbeid på Vardøtunnelens fastlandsside, der den foreløpig har boret litt under 80.000 m i den sterkt skifrige sandsteinen.

Her har fjellforholdene medført store problemer såvel med hensyn til boring og lading som sikring.

Det har derfor ikke vært mulig å få utnyttet riggens kapasitet slik som på Slemmestad.

Denne prototypen er instrumentert for automatisk boring uten at dette har vært tatt fullt i bruk.

Vi tok sikte på i første omgang å prøve ut instrumentene og å få orden på hullretningene.

Prototyp nr. 2, som i geometrien er maken til nr. 1, ble satt i arbeid våren 1979 i en veitunnel ved Grimstad og deretter i en veitunnel ved Arendal.

Disse arbeidene er nå avsluttet og riggen kontrollert og overhalt etter ca. 100.000 bormeter i hardt fjell.

Denne prototypen er utviklet et steg videre, slik at den kan bore salver helautomatisk under tilsyn av én operatør.

Prototyp nr. 3 er klar til innsats i disse dager.

Den har også i det vesentlige samme geometri som de to foregående og i prinsippet samme styringssystem.

Den forutsettes nå utleid som produksjonsmaskin til en grube.

Videre er automatisk styring av mindre 2 boms rigger forberedt ved at det på Aurlandsanlegget i konvensjonell drift går 2 skinnegående rigger som er bygd med sikte på eventuell senere instrumentering.

Erfaringene hittil refererer seg altså til en 2 års periode og i alt vel 500.000 bormeter. Det må nok , etter det vi har funnet ut, regnes som et minimum for å komme frem til en

driftsikker datastyrt tunnelborrigg for automatisk boring av hele salver.
Utgangspunktet må da også være en prototyp ferdig utprøvet fra fabrikk.

For å komme spørsmål i forkjøpet bør det nevnes hvilke begrensninger der er i automatikken.
Denne borriggen må, som enhver annen, kjøres inn på stuff og stilles opp av en operatør.
Strøm og vann skal også kobles til på vanlig måte.

Under boring må den betjenes av 1 operatør som først og fremst har en overvåkingsfunksjon, men som også kan og må gripe inn manuelt når noe uforutsett skjer.
Kroneskifte foregår også foreløpig på konvensjonelt vis.

Automatisk skifte fra et kronemagasin har vært vurdert helt fra starten av. Det kan løses på forskjellig vis, men har foreløpig ikke blitt prioritert opp.
Vi har jo også hatt visse forhåpninger til at vortekronene skulle løse problemet.
Lading samtidig med boring ser nå ut til å fortsette inntil videre, og kan foretas ut fra disse riggene såvel som fra konvensjonelle.
Boreprogrammet for datariggen er fastlagt for hver salve, og den foretar ingen uventede bevegelser.
Dessuten kan bor-operatøren gripe inn med manuell styring der hensynet til lademannskapet tilsier det.

Med disse unntak og bortsett fra når spersielle problemer med fjellet eller med riggen oppstår, kan nå alle operasjoner foretas automatisk ut fra et dataprogram.
Dette gjelder også ansett og påbrøsting.

De datastyrte borriggene ser utenfra helt konvensjonelle ut, men er spesialkonstruerte.
Datamaskin og alle instrumenter ligger innebygd og beskyttet.
Da styringssystemene representerer en stor og kostbar utvikling som vi foreløpig er alene om, ihvertfall på det nivå, kan jeg ikke gå inn på detaljer ut over det som står i brosjyrene.

Mer interessant er formodentlig datariggens tilleggspris og de fordeler en får igjen.
Da vi hittil ikke har bygget annet enn prototyper for eget bruk, er markedprisen for framtidige seriemaskiner ukjent.
Som en grov antydning kan nevnes 25% tillegg i forhold til en konvensjonell rigg av samme størrelse.
Tillegget vil imidlertid påvirkes sterkt både av antallet datastyrte rigger totalt og av antallet i hver serie av like rigger.

Så var det fordelene - eller inntjeningen - om en vil.
De går slik vi ser det, på følgende forhold:

- Betjening
- Arbeidsmiljø
- Nøyaktighet
- Bormønster
- Bormaskinarbeid
- Vedlikehold og bormateriellforbruk

Betjeningen vil klares av én operatør.
Det kan innvendes at en dyktig operatør også klarer en 3 boms konvensjonell rigg alene.For å utnytte den fullt ut, skal han imidlertid også være dyktig, og må virkelig henge i.

På den datastyrte riggen er arbeidet mer en tilsynsfunksjon.
Riktignok må det i alle fall være én mann til i nærheten, men han er da fri for andre oppgaver.
Da automatboringen hittil har foregått som ledd i instruksjon, er troen på dette riktignok basert mer på resonnement enn på erfaring.

Arbeidsmiljøet for boreren er vesentlig bedre ved at han befinner seg inne i oppvarmet og lydisolert kabin. Det er fastslått.

Nøyaktigheten av hullplasseringen blir vesentlig bedre enn på øyemål.
Dette ga allerede den første prototypen solid bevis for. Betydningen av dette burde være innlysende, spesielt for kransen.

Datastyrt boring etter kjent plan som også kan forandres planmessig, gir mulighet for optimalisering av bormønsteret i samsvar med fjellforholdene. Dette er foreløpig ikke gjennomført, men ligger innenfor den allerede utviklede teknikk.

Bormaskinarbeidet registreres nå av datamskinen, som også kan overta en kontinuerlig styring av parametrene, matetrykk, rotasjon og slag, og optimalisere dem i overstemmelse med fjellforholdene.
Her kan også effekten av kroneslitasje tas inn.
Dette er nå under videre utvikling.

Slitasjen på borriggens mekaniske deler reduseres på grunn av rolige og koordinerte bombevegelser.
Dette har vist seg på begge prototyper. Videre har det vist seg at instrumentene ikke, slik en kunne frykte, representerer noe svakt og fordyrende punkt fra drifts- og vedlikeholdssynspunkt. Det sier seg selv at både borere og særlig reparatører behøver spesialinstruksjon, men ikke ut over det nivå som alle som i dag håndterer store anleggsmaskiner, burde ha.

Med hensyn til bormateriellet ser vi grunn til å anta at forbruket bør kunne reduseres, særlig stangbrekkasje og slitasje på chucker på grunn av automatisk oppretting.

Et nærliggende spørsmål er om - og når - en kan få riggene til å bore helt uten tilsyn, og dermed utnytte spisepauser og nattskift.
Til det er å si at vi ser det som et helt realistisk og nærliggende mål å få gjort unna en del boring uten tilsyn.
Riggen vil da utelate eller stoppe ved problemhull som krever manuelt inngrep.
Ferdigboring må altså utstå til mannskapet er på plass igjen.

Furuholmens styringssystem kan med tilpassing brukes til enhver riggtype, og lisens-salg til flere fabrikanter er nå under vurdering.

FULLPROFILBORING AV SKRÅSJAKT, SILDVIKANLEGGET

Raiseboring with TBM.

Sivilingeniør Thor Skjeggedal, A/S Høyer-Ellefsen.

SAMMENDRAG

A/S Høyer-Ellefsen skal bore den 800 meter lange trykksjakten ved Sildvik Kraftanlegg. Fjellet består av biotitt kvartsitskifer med middels borbarhet. Det ventes betydelige mengder sikringsarbeid da sjakten går i et område med sprakefjell. For dette er det montert en spesielt utviklet bolterigg.
Netto inndrift på de 12 første meter har variert fra 1,6 - 2,1 m pr. time.

SUMMARY

A/S Høyer-Ellefsen has just started the boring of the 800 metre long pressure-shaft at Sildvik Kraftverk. The rock consist of biotite quartsite of medium borability. From experience in the area it is expected a large moment of support-work. For this purpose is mounted a specially developed rock boltingmachine. Net penetration rate in the 12 first metres varies from 1,6 - 2,1 metre per houre.

Innledning

Med sjaktdriving tenker vel de fleste i Norge på såkalt Alimakdrift. Dette har frem til nå vært den mest dominerende, spesielt ved lengre sjakter.

Metoden har virket brukbart etter de mål som har vært satt, og det er et betydelig antall meter som er drevet på denne måten.

I spesielt Sentral-Europa har situasjonen vært noe anderledes. Allerede på siste halvdel av 60-tallet ble det boret sjakter med fullprofilmaskiner. Denne metoden har blitt mer og mer vanlig, samtidig som den har spredt seg rundt om i verden, og nå da også til Norge.

Sjakten ved Sildvikanlegget

A/S Høyer-Ellefsen har for tiden under bygging, Sildvik Kraftanlegg. Dette er et komplett anlegg med dam, over 20 km tunnel, kraftstasjon i fjell og tilhørende trykksjakt.

Anlegget ble påbegynt januar 1979 og ventes satt i drift rundt årskiftet 81-82.

Trykksjaktens lengde er 800 m med stigning 100 %. Den skal ikke utfores og var opprinnelig forutsatt sprengt.

Geologi

Ved anlegget forekommer to hovedbergarter. Den ene består av forskjellige granitter, mens den andre består av metamorfe sedimenter, såsom biotitt-kvartskifer. Det er i den sistnevnte type at hele trykksjakten er plassert. Biotitt-kvartsitten er dannet ved metamorfose av kvartsrik sandstein.

Prøver som er tatt i det aktuelle område og testet ved Geologisk Institutt ved NTH, viser følgende data.

Borsynkindeks DRI	59 (middels)
Borslitasjeindeks BWI	31 (middels)
Kvartsinnhold	43 %
Enaksiell trykkfasthet	150 MPa

I både adkomsttunnel og kraftstasjon har det forekommet sprakefjell i ganske stor grad. Dette ventes å fortsette også et stykke opp i trykksjakten.

Hvorfor fullprofilboring?

Som tidligere nevnt var sjakten forutsatt sprengt. Etter de erfaringer en hadde med ganske intenst sprak i kraftstasjonsområdet, ville det være noe betenkelig å sprenge sjakten på konvensjonell måte.

I sprakefjell ansees et sirkulært profil å være det mest ideelle. Dette er den første sjakt i Norge som blir fullprofilboret. For å skaffe seg den best mulige ekspertise har derfor A/S Høyer-Ellefsen også for denne jobben samarbeidet med det sveitsiske firma Murer AG, Erstfeld.

Totalt har dette firma vært med på å bore 16 km med skråsjakter. Som et par eksempler kan nevnes sjakt i Italia på 1.050 m boret på 5,5 mnd. i gneis, og en i Østerriket på 2000 m boret på 10 mnd. i krystalinsk skifer.

Dette gir rundt 200 m i gjennomsnitt pr. måned, noe som en ikke har mulighet for å klare ved konvensjonell sprengning.

Det har også blitt boret med godt resultat i fjell med trykkfasthet opp til 2.600 bar.

Andre momenter til fordel for boring er mindre risiko for ulykker samt lettere å skaffe mannskap. I de senere år har det ved flere anledninger vært nødvendig å hente sjaktmannskap fra utlandet.

Sjakten er også forholdsvis lang, og fjellet er brukbart for boring. Ut fra disse betraktninger ble det bestemt, i samråd med byggherren, A/S Nordkraft, at sjakten skulle bores.

Selve hovedmaskinen var allerede i Norge. Det er den samme maskinen som boret for NVE ved Eidfjordanleggene og ble omtalt på fjordårets Fjellsprengningskonferanse.

Med noe ombygging og tilleggsutstyr var den klar for prøveboring den 20. Oktober 1980 etter en montasjetid på ca. 3 uker.

Tilrigging

For å komme igang med fullprofilmaskinen trenges et startrør på 20 m. Dvs. de første 20 m må sprenges og støpes ut med samme diameter som selve sjakten. Dette for at maskinen kan få feste til å begynne boringen.

Med et kraftig spill trekkes maskinen opp slik at den får feste både med grippere og tilbakefallssikring.

Resten av maskinen plasseres på sålen i montasjekammeret, og boring kan begynne.

Etter at de første 50 m er boret, kan sjaktspill, skinnegang og øvrig utrustning monteres, og det er klart for full drift

Riggarbeidene er noe mer omfattende enn om sjakten skulle sprenges konvensjonelt.

Selve bormaskinen

Type	WIRTH TB 1 2,53 H
Total lengde	46 m
Vekt tyngste del	42 tonn
Vekt totalt	80 tonn
Anvendt materkraft	300 tonn
Antall cuttere	15 + senter
Slaglengde	700 mm
Installert effekt	380 kW

For å holde maskinen opp i sjakten under fremflytt er det montert inn en såkalt tilbakefallssikring.

Denne består bl. a. av en mengde meget kraftige tallerkenfjærer som slår ut så fort hydraultrykket for gripperne minsker. Dette er altså en sikkerhet for at maskinen ikke glir ned ved slangebrudd, strømbrudd etc. Også for å hindre dette er det sperreblokker på alle hydraulikkretser. For å utløse tilbakefallssikringen må en ha over et bestemt trykk på de 8 gripperne. DVS. gripperne har alltid feste når sikringen utløses.

Videre nedover er der spesielt for denne jobben montert en liten hydraulisk boremaskin av type Tamrock. Med denne skal det bores for bolter som skal settes inn systematisk oppover i sjakten. Det er også bygget en spesiell plattform som mannskapet kan stå på under denne operasjonen.

Etter denne sikringsplattformen kommer førerkabinen, elektrisk-hydraulisk enhet, trafo og kabeltrommel.

For å ta imot større stein som faller ut, er det bak kabeltrommelen hengt på en steinfanger. Denne gjør at det ikke kommer stein fallende ukontrollert nedover sjakten.

Øvrig innstallasjon i sjakten

Ved sjaktboring trenges ingen transportband da massen glir under maskinen av seg selv. Bak steinfangeren går massen inn under en blikkanal som legges direkte på sålen. Denne ender ved sjaktfoten hvor massen taes videre med hjullaster og lastebil.

For transport av mannskap og materiell er det laget en spesiell sjaktvogn som går på skinnegang. Den trekkes av et spill som er montert ved sjaktfoten.

Ellers legges det 400 mm ventilasjonsduk, telefon-, signal- og høytspentkabel samt vann og trykkluft som ved vanlig tunnelboring.

Valg av cuttere

De utregnede fjellindekser skulle tilsi at det var mulig å bruke doble disc-cuttere, og at en med disse skulle oppnå ganske høy inndrift.

Ut fra bl. a. innholdet av kvarts, kunne det forventes forholdsvis høy slitasje og dermed mye cutter-skifte. Dette er noe betenkelig når det er sprakefjell, så det ble valgt å bruke hårdmetall disc-cuttere. Disse gir noe mindre inndrift og høyere cutter-kostnader, men det er ikke nødvendig å bytte dem på langt nær så ofte.

Samme cuttertype ble benyttet i en sone ved Eidfjordanleggene, hvor fjellet hadde en trykkfasthet på 3.200 bar. Inndriften blir da redusert, med det viser at det er mulig å forsere også slike soner.

Oppnådde erfaringer

I skrivende stund er det kun boret 12 m, og det er selvsagt alt for lite til å trekke endelige konklusjoner.

Det har likevel vist seg at selve boringen har gått bra.

Netto inndrift har variert fra 1,6 til 2,1 m pr. time, mens tiden for takskifte ligger på 5 min.

Intensiteten av sprakefjell har vist seg å være noe større enn forventet, slik at det var nødvendig med enkelte ekstra sikringstiltak.

For å sikre festet for tilbakefallssikringen er det nødvendig med noe bolting foran denne, og for å beskytte mannskap og maskin mot nedfall er det bygget på et par ekstra steinskjermer.

Det taes sikte på å sette inn 10 stk. 1 meter lange bolter pr. meter sjakt. Som en ytterligere sikring mot sprakefjellet blir det også hengt opp nylon og/eller flettverksnett. Alt dette uten at inndriften skal bli nevneverdig redusert.

Bemanning

Under normal drift er det regnet med 7 mann pr. skift. Av disse er en spillkjører og to for stabilitetsikring. Med den høye inndriften skulle antall timeverk pr. meter likevel bli mindre enn ved tilsvarende sprengt sjakt.

Utstyret er noe mer komplisert, og en del av mannskapet trenger derfor spesialopplæring.

Økonomi

Det er ikke utført nok til å si noe om den endelige økonomi. Mer generelt kan sies at ved sjakter over 4-500 meters lengde, skulle den høye inndrift tilsi at fullprofilboring av sjakten er godt konkurransedyktig, og ved lengder over 1000 m er det nok snart det eneste alternativ både med hensyn til økonomi og drivemetode.

Fjellets borbarhet har stor innflytelse, men det har vist seg at selv i gneis og granitt er der boret med forholdsvis godt resultat.

Konlusjon

Det er oppfatningen hos A/S Høyer-Ellefsen at det i Norge kommer til å gå mer og mer i retning av fullprofilborete sjakter, også i hardere bergarter. Begrunnelsen for dette er stort sett nevnt foran, men også andre faktorer som de miljømessige er av betydning.

En slipper sprenggasser, oljedamp og en stor del av støvet.

Det kan også bli aktuelt å forandre selve designen av et anlegg, slik at boring kan benyttes og dermed få en bedre totaløkonomi.

Utviklingen av fullprofilteknikken går også videre og forbedres stadig. Likevel er det bare tiden som vil vise hvordan det i virkeligheten kommer til å bli.

ENTREPRISEN SANDVIKA – LYSAKER ERFARINGER MED MIDI FULLFACER

Sivilingeniør Thor Skjeggedal, A/S Høyer - Ellefsen.

SAMMENDRAG

A/S Høyer-Ellefsen har for tiden en Atlas Copco MIDI Fullfacer i drift ved entreprisen Sandvika – Lysaker i Bærum.
Det er boret 450 m av totalt 1000 m. Gjennomsnittlig inndrift har vært i underkant av 20 m pr. uke med 47 m i beste enkeltuke. 40% av tiden går med til injiseringsarbeider.
Fjellets hårdhet har stor innflytelse på inndrift og skjærverktøykostnader.

SUMMARY

A/S Høyer-Ellefsen has an Atlas Copco MIDI Fullfacer in operation in connection with the Sandvika – Lysaker contract.
From a total of 1000 m, 450 m is already finished. Average weekly penetration is a little less than 20 m, with 47 m as the best single week result.
40% of total time is allocated to pregrouting.
The rock hardness has a great influence on penetration rate and cutter consumtion.

Prosjektet

A/S Høyer-Ellefsen har for tiden under arbeid entreprisen Sandvika – Lysaker i Bærum. Dette prosjekt er tidligere beskrevet på konferansen i 1978 og 1979 og blir derfor ikke nærmere omtalt her.

Som nevnt i 1979, inngår det her et tverrslag på ca. 1 km. Dette drives fra hovedtunnelen og ut mot Markalleen ved Stabekk, hvor det ender under en 10 m høy loddsjakt.

Vel 4.100 m inne i hovedtunnelen ble det sprengt kryss, montasjekammer og startrør.

Tverrslaget går under tett bebygde områder med overdekning under 50 m. Sprengning var av denne grunn lite ønskelig.

Det ble derfor sett på muligheten av å sette inn en tunnelbormaskin. Den måtte først og fremst være så liten at den kunne transporteres gjennom hovedtunnelen med diameter 3,35 m. For det andre måtte den kunne tilpasses for forinjeksjonsarbeider, dvs. hull på 20-30 m måtte kunne bores foran maskinen.

Ut fra disse 2 krav var der egentlig ikke så mange aktuelle maskintyper, og da der var en Atlas Copco MIDI Fullfacer ledig i Frankrike, ble denne valgt.

Etter mindre endringer var det på denne maskinen mulig å montere en hydraulisk

bormaskin for boring av injeksjonshull direkte på stuff.

Selve maskinen

Maskinen gir et ferdig tunnelprofil som er 2,1 m bredt og 3,2 m høyt. Sidene er vertikale, mens topp og bunn er avrundet.

Total vekt av maskinen er ca. 70 tonn, og lengden er 49 m inklusive bakrigg.

Boringen foregår etter det såkalte underkuttingsprinsippet som skjematisk er vist på fig. 3.3. En roterende skive med 14 kniver kutter opptil 200 mm tunnel for hver gang den beveger seg fra sålen og opp mot hengen. På bevegelsen ned presser skiven den utkuttede masse under maskinen og inn på et transportsystem som går helt til bakre ende hvor den lastes direkte i vagger. Kuttelengden avpasses etter fjellets hardhet og ligger i Sandvika rundt 140 mm.

Underkuttingsteknikken fikk sin opprinnelse hos den østerikske ingeniør Joseph Wohlmeyer. Sammen med firmaet Habegger i Sveits ble denne teknikk patentert, og den første maskin ble satt i drift rundt 1967/68. I 1969 tok så Atlas Copco over rettighetene til Wohlmeyer/Habegger.

Selve teorien bak underkuttingen er at en benytter seg av fjellets skjærfasthet i stedet for trykkfasthet. Denne er normalt rundt 1/20 av trykkfastheten, og det hevdes derfor at det er tilstrekkelig med 1/3 av installert effekt sammenlignet med en tilsvarende sirkulær maskin.

Fragmenteringen er grovere enn ved bruk av en maskin med disccuttere, dvs. det spesifikke energiforbruk er lavere.

Maskinen har 4 grippere, og når 800 mm er boret, flyttes disse frem til ny oppstilling.

Under kuttebevegelsen står transportbåndene stille. Det er da mulighet for å foreta vaggbytte uten at dette er til vesentlig hinder for inndriften.

Knivene på kutterskiven er innsatt med hårdmetallskjær. For kjøling er der for hver kniv 2 dyser for vannspyling. Kutterbevegelsen drives av kraftige hydrauliske sylindere, mens rotasjonen av skiven drives av en elektrisk motor.

Maskinen er svært automatisert slik at de fleste bevegelser skjer etter et på forhånd innstilt program. Gripperskifte og selve styringen etter laserstrålen skjer likevel manuelt.

Sonderboring

Til sonderboring brukes en Cop 1038 HL som tar kraften fra det hydrauliske systemet til TBM'en.

Før sonderboring starter, kjøres hele maskinen 6 m tilbake. Bormaskinen, som da henger i 2 teleskopiske rør, skrues frem og festes på kutterskiven. Ved hjelp av denne og et par ekstrasylindere har en så de nødvendige bevegelser for å bore sonderhull i hele tunnelprofilet.

Det brukes 2 flyttbare styringspaneler, ett for bevegelse av bommen og ett for selve boringen.

Omrigging til sonderboring tar 1,5 time.

Dette system har A/S Høyer-Ellefsen og Atlas Copco, Sveits, utviklet spesielt for denne jobben, og ser en bort fra en del hydrauliske problemer i starten, må en si at dette opplegget har virket tilfredstillende.

Montasjen

Tyngste del av MIDI Fullfaceren veier 42 tonn. Denne ble tauet ned tverrslaget med bulldoser.

For å kjøre den på skinnegangen ble der satt under spesielle hjulganger. Ved hjelp av to lokomotiv ble den så kjørt de 4.100 m inn til tverrslaget og montert direkte i det da ferdig utstøpte startrøret.

De øvrige tre tunge deler ble også transportert på denne måten. Transporten og montasjen ble tilpasset driften i hovedtunnelen som hadde 1. prioritet. Det gikk derfor forholdsvis lang tid på dette arbeidet. Fra maskinen kom til anlegget og til den var klar for boring, gikk der ca. 3 uker.

Selve sprengningsarbeidet i forbindelse med krysset førte til 2,5 ukers stans i driften av hovedtunnelen.

Inndriften

På et kutt brukes normalt omkring 5 min. Deretter går det 2 min. på bevegelsen nedover. Med dette tidsforbruk har netto inndrift vært rundt 1 m pr. time.

Fjellet består da av leirskifer med trykkfasthet rundt 800 bar. Det har vist seg at inndriften er svært avhengig av fjellets hårdhet. I enkelte soner opptrer eruptive bergarter, da særlig i form av diabas og syenitt, og her har inndriften gått drastisk ned.

Som gjennomsnitt over de første 450 m av tverrslaget ligger netto inndrift på 0,8 m pr. time.

Med en utnyttelse på 57% blir brutto inndrift rundt 0,45 m/time. I tillegg går 40% av disponibel tid med til injeksjonsarbeider, slik at inndriften totalt til nå ligger i underkant av 20 m. Beste ukes inndrift er 47 m.

Kostnader

Største materialkostnad er skjærverktøy. Gjennomsnittlig forbrukes 1,1 kniv pr. m tunnel, noe som gir en kostnad rundt kr. 1000,–. Reservedeler forøvrig ligger noe over hva som kunne forventes, og p.g.a. den forholdsvis lave inndriften blir lønnskostnadene pr. meter relativt høye.

Det benyttes 4 mann på hvert skift.

Konklusjon

Under spesielle forhold og ved spesielle krav som f.eks. ved tverrslag Stabekk kan en slik maskin være en brukbar løsning.

Det har imidlertid vist seg at fjell med trykkfasthet på 800 bar er i overkant av hva som kan anbefales, og selv under slike forhold kan den ikke konkurrere med en sirkulær maskin som f.eks. Wirth.

Den har likevel fordelen med lett adkomst til stuff. Den er grei å transportere da den krever liten plass, og den gir et gunstig tunnelprofil.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK / GEOTEKNIKK 1980

FULLPROFILBORING I USTABILT FJELL

Fullface tunnelling through unstable ground

Siviling. Knut Garshol, Ingeniør Thor Furuholmen A/S

SAMMENDRAG

Ti tunnelboremaskiner disponeres i Norge i dag. Alle er av den åpne typen med et delvis dekkende takskjold, beregnet for hardt fjell. I alvorlige svakhetssoner oppstår det med denne maskintypen store forsinkelser, økte kostnader og sikkerhetsproblemer. Tiltak for å redusere problemene beskrives.
Teleskoperbare skjoldmaskiner for hardt fjell kan være et godt alternativ i tunneler med en stor andel dårlig fjell, og det anbefales at også norsk tunnelbransje vurderer denne teknologien. En reell vurdering av maskinvalg, basert på prognoser om stabilitetsforholdene er nødvendig for å få riktig maskin til prosjektet.

SUMMARY

Available in Norway to day are ten fullface tunnelboring machines,TBM's. All of them are hard-rock machines covered by a roof-shield of limited area. TBM's of this type will in heavily fractured and faulted rock zones be seriously slowed down with resulting high extra cost and working safety problems. Methods to reduce the described problems are presented. In hard-rock tunnels where bad ground repeatedly occurs, the telescoping full shiled TBM may be a good alternative. To ensure that a suitable TBM is chosen for a tunnelling project, the evalutation of machines must be based on rock-stability and risk analysis.

INNLEDNING

Vi har i Norge stort sett hardt og stabilt, godt fjell for tunneldrift. Knusningssoner, leirsoner, slepper og større partier med vanskelig fjell forstyrrer likevel bildet i varierende omfang - avhengig av lokalitet.

De ti TBM'er som pr. i dag dekker det norske markedet, gjenspeiler tydelig denne overvekt av stabilt og hardt fjell. Alle maskinene må klassifiseres som åpne, hardtfjellmaskiner met et delvis dekkende takskjold.

Det er ikke sikkert at denne maskintypen i det lange løp er den riktige, selv for norske fjellforhold. For noen tunnelprosjekter er det opplagt galt å bruke en slik maskin. For tunneler med en stor andel ustabilt fjell er det bedre å drive konvensjonelt, eller eventuelt å bore med en av de mange typer TBM som er innbygd i et heldekkende skjold.

Ustabilt fjell betyr i denne sammenheng fjell som under boring raser på borhodet eller på maskinen foran det forreste punkt hvor det kan benyttes sikringsmidler etter normal rutine.

Noen eksempler fra egen og andres erfaring vil belyse konsekvensene av ustabile forhold og bruk av åpen hardtfjells TBM.

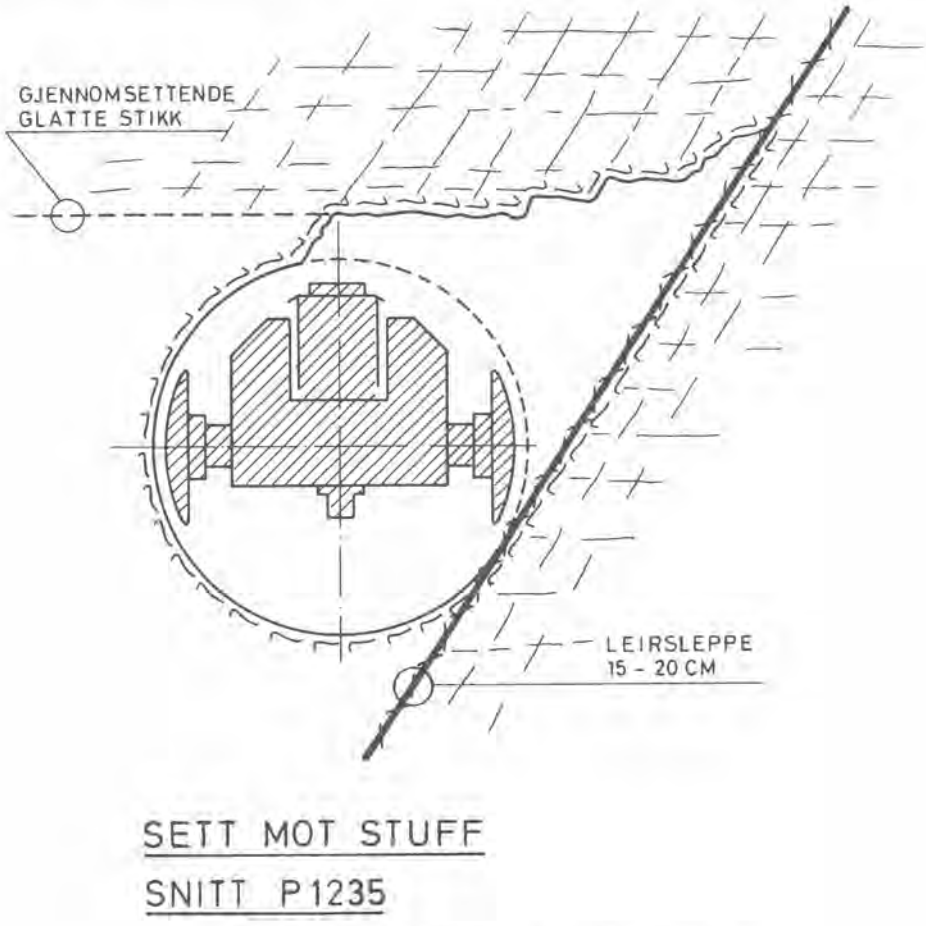


Fig. 4.1 Ras fra høyre langs maskinkroppen.

TAPPETUNNEL HOLSFJORDEN – LIER

Tunnelen går fra syd-enden av Holsfjorden på Lierdalens østside og skal bli 3600 m lang. Byggherre er A/L Lierelven Jordvanning. Til P 1288 er det boret med Robbins TBM 116 - 181, diameter 3,5 m.

Fra P 450 er det boret gjennom Ringerikssandstein, som til P 1420 består av en meget finkornig, rødlig bergart, best karaktisert som slamstein. Dette er en svak bergart, som gir

meget god borsynk, men dessverre er stabiliteten samtidig dårlig. Dette skyldes en varierende oppsprekking med glatte belegg av leire, eller kloritt på praktisk talt alle sprekkflater. Partivis er det mye vann som gjør sprekkflatene ekstra glatte. Det finnes også en del glidespeil som har gitt polering av sprekkflatene.

Den 3. oktober-79 ble maskinen boret inn i et meget dårlig område med en del vann i fjellet. Under gripeskoen på høyre side skar det inn en leirsleppe omtrent parallelt med tunnelaksen med fall ca. 50° mot venstre. Fig. 4.1. Sleppesonen hadde ca. 15 - 20 cm leire og kunne følges videre forover helt til stuff. Når griperen presset mot tunnelsiden, førte dette til at leire og stein ble klemt ut under gripeskoen, som ut av en tube. I løpet av et par dager utviklet dette seg til et større ras hvor 38 faste m^3 raste ut av høyre side og vederlag langs hele maskinkroppen.

Håndlasting av rasmasser er tungt og tidkrevende uansett, og spesielt under de rådende plassforhold, med alternativer fantes ikke. En meget god hjelp var et løst transportbelte, som ble tatt inn. Etter hvert som opprenskningen skred fram, ble det skrudd opp sikringsplater av stål (liner plates) , som er spesielt laget til 3,5 m diameter. Hver plate er 610 x 257 mm og 11 slike går med til en full sirkulær innkledning Fig. 4.2.

Fig. 4.2 Sikringsplater i rassone.

For å komme videre måtte maskinen ha feste for griperne, og eneste brukbare alternativ viste seg å være betong. Sikringsplatene ble brukt som kombinert arbeidssikring og forskaling, og det store hulrommet bak ble pumpet fullt av betong.

Den første støpen fra P 1227 - 1234, dvs. fra litt bak førerplassen på maskinen og fram til griperne, var ferdig støpt den 11. oktober. Det gikk med 18 m^3 betong eller 2,6 m^3/m. Neste støp, fra P 1234 - 1237, etter mer håndlasting og montering av plater, var ferdig 18. oktober. Betong innpumpet var 15 m^3 eller 5,0 m^3/m. Den siste støpen før maskinen fikk røre på seg, var på 5 m^3 fra P 1237 - 1240, og var ferdig 22. oktober.

Fra 23. oktober til 31. oktober ble det boret 20,2 m tunnel med gripebelastning på ca. 300 t, montert sikringsplater, og dessuten ble det støpt 10 m^3 betong fra P1240 - 1245.

Denne første strekningen ustabilt fjell kostet 4 uker, og i løpet av denne tiden ble det utført følgende:

- Håndlastet 45 fm^3 rasmasse
- Montert 200 m^2 sikringsplater over 29 tunnelmeter
- Utstøpt 50 m^3 betong over 18 tunnelmeter med stempling og endesteng
- Boret vel 20 m tunnel

De neste 23 m ble boret gjennom meget dårlig fjell, men uten at større ras oppsto.

Da stuffen var kommet til P 1284, fikk vi ras direkte på borhodet, og det ble lastet ut ca. 10 m^3 rasmasse ved å rotere borhodet uten fremdrift. Fig. 4.3. Figuren viser to parallelle 3" borhull som er satt an like bak takskjoldet og som går på 65° stigning mot rasområdet. Det øverste hullet går 12,2 m i fjell. Det underste gikk 2,2 m i tomt rom innerst. Hullene ble boret 10. november, og 12. november ble det pumpet inn 25 m^3 betong gjennom undre borhull. Betongen la seg oppå rasmassenes daværende nivå.

Etter at betongen hadde fått herde, begynte man håndlasting på maskinens høyre side ved gripesylinderen. Som fig. 4.4 viser, gikk rassonen skrått over tunnelen, og håndlasting her medførte en tapping av masser fra under betongfyllingen.

Etter at maskinen var gravd fri bak støvskjoldet, ble den trukket tilbake noen meter til P1280. Restmassene foran hodet la seg til rette som vist i fig. 4.3 og 4.5.

Etter vurdering av flere alternativer ble det boret et nytt 3" hull inn i rasgropen, under den første betongfyllingen. Her ble det pumpet inn 60 m^3 betong etter at maskinens borhode var pakket inn i glava, plast og diverse annet for hånden.

Den blandede "stuffen" av rasmasser og herdet betong ble forsiktig gjennomboret etter hvert som gripefeste i høyre side ble ferdig støpt. Vi håpet så at innenfor betongen, dvs. etter P 1284, skulle fjellet bli bedre igjen nå da hoved-leirsonen var passert. Dette slo ikke til. Hengen fortsatte å rase på borhodet etter hvert som vi boret. Fig. 4.6. Fjellet var fortsatt meget sterkt oppsprukket med glatte belegg på alle sprekker og med drypp og vannsig over alt.

Prognosen for den videre tunneldrift ble på dette stadiet ansett for å være så dårlig at det den 16. desember ble besluttet å gå over til konvensjonell drift.

I løpet av de 10 ukene fra 3. oktober til 16. desember ble det utført følgende:

Håndlastet faste m^3	–	80
Støpt betong m^3	–	275
Drevet meter tunnel	–	47

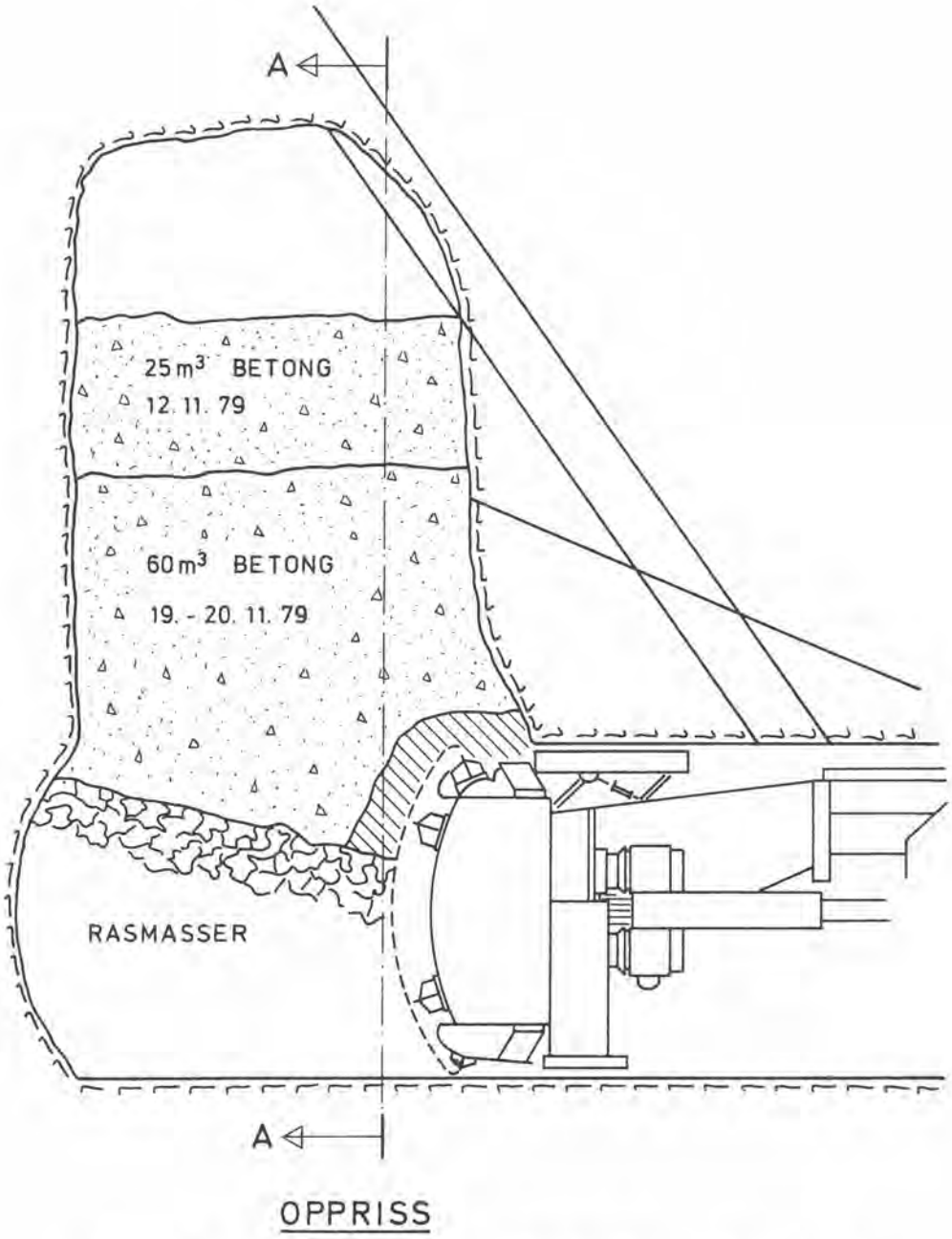


Fig. 4.3 Rassone med 3" borhull for sondering og innpumping av betong.

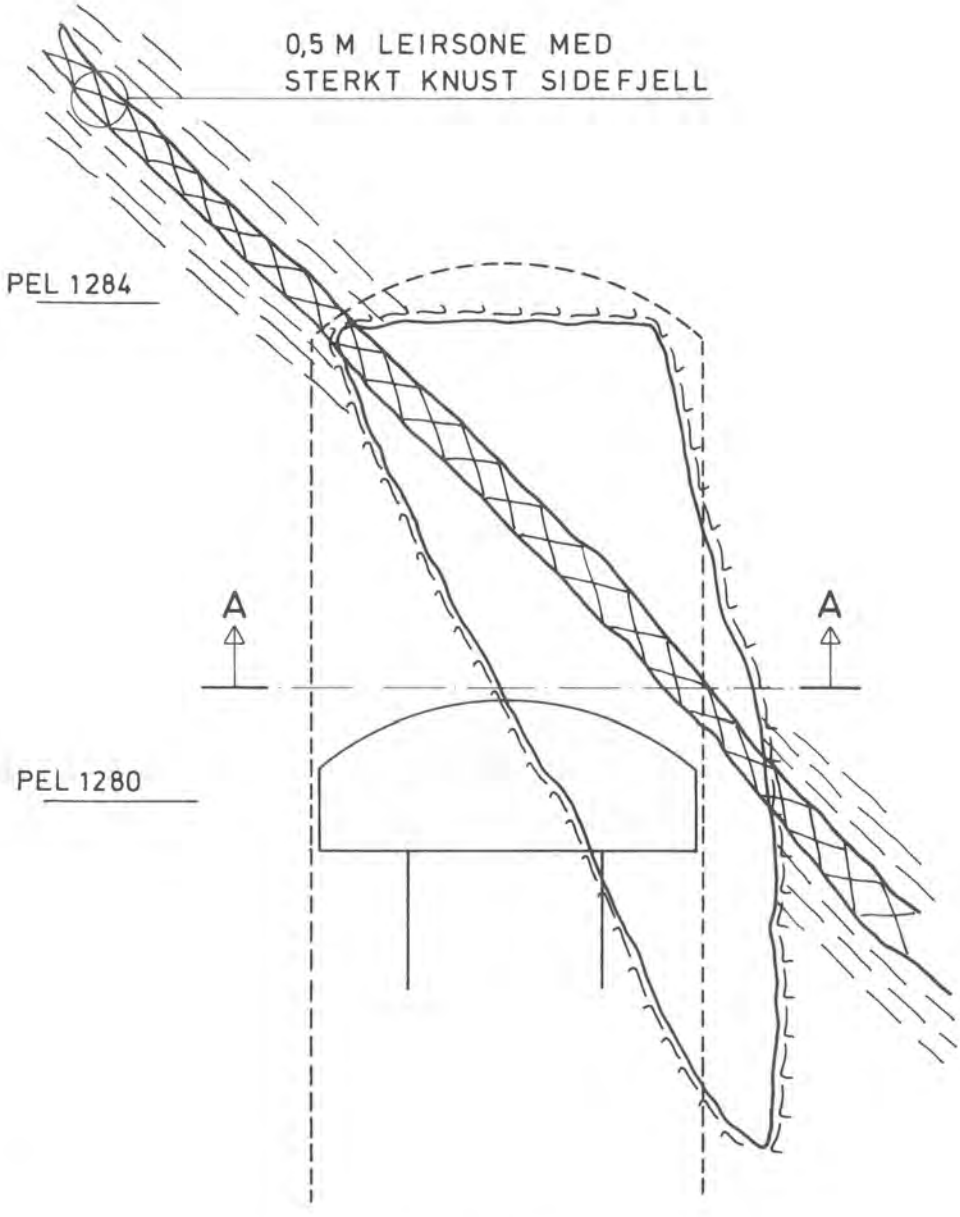


Fig. 4.4 Retning av leirsone.

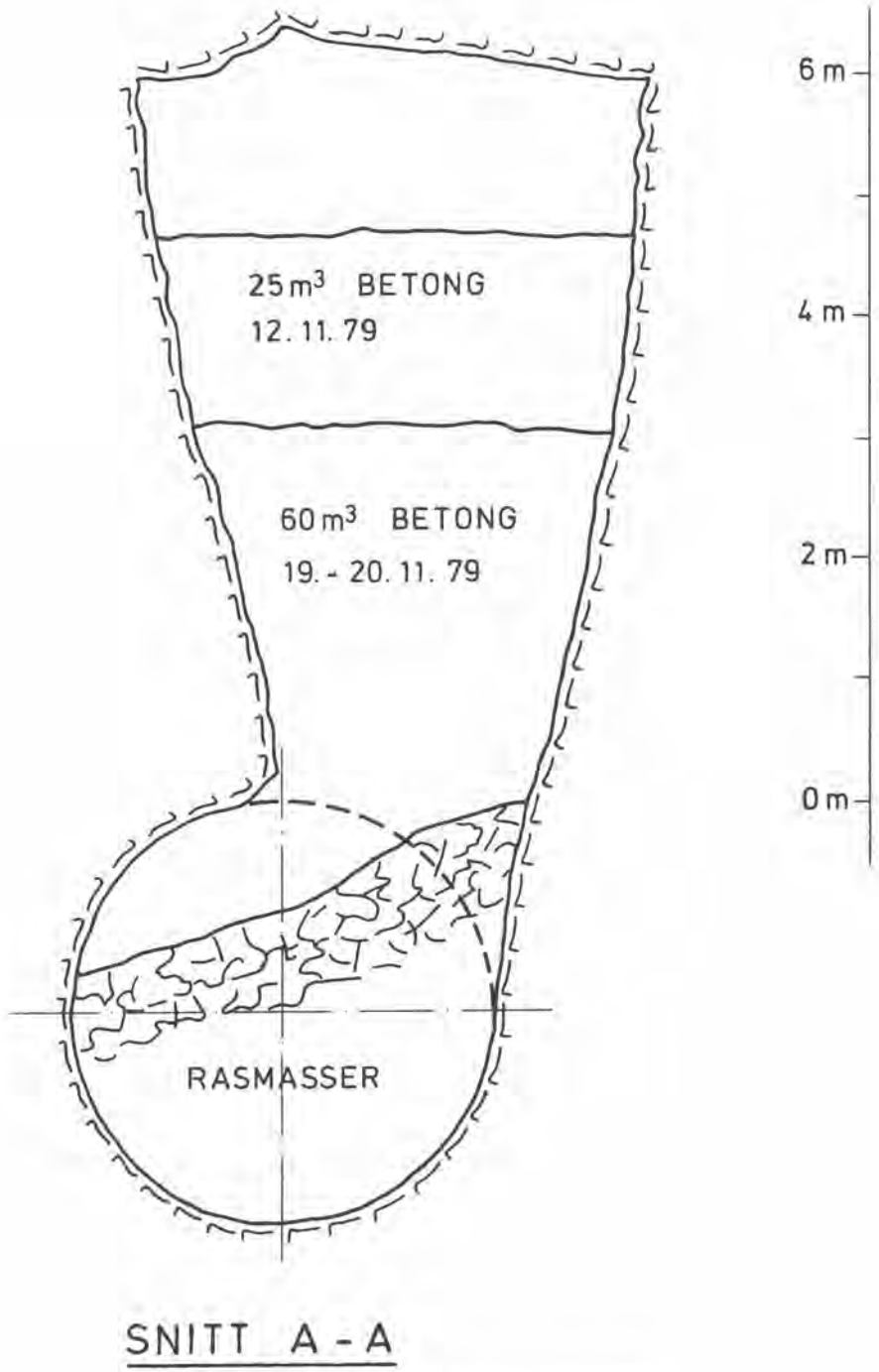


Fig. 4.5 Tverrsnitt gjennom rasområdet.

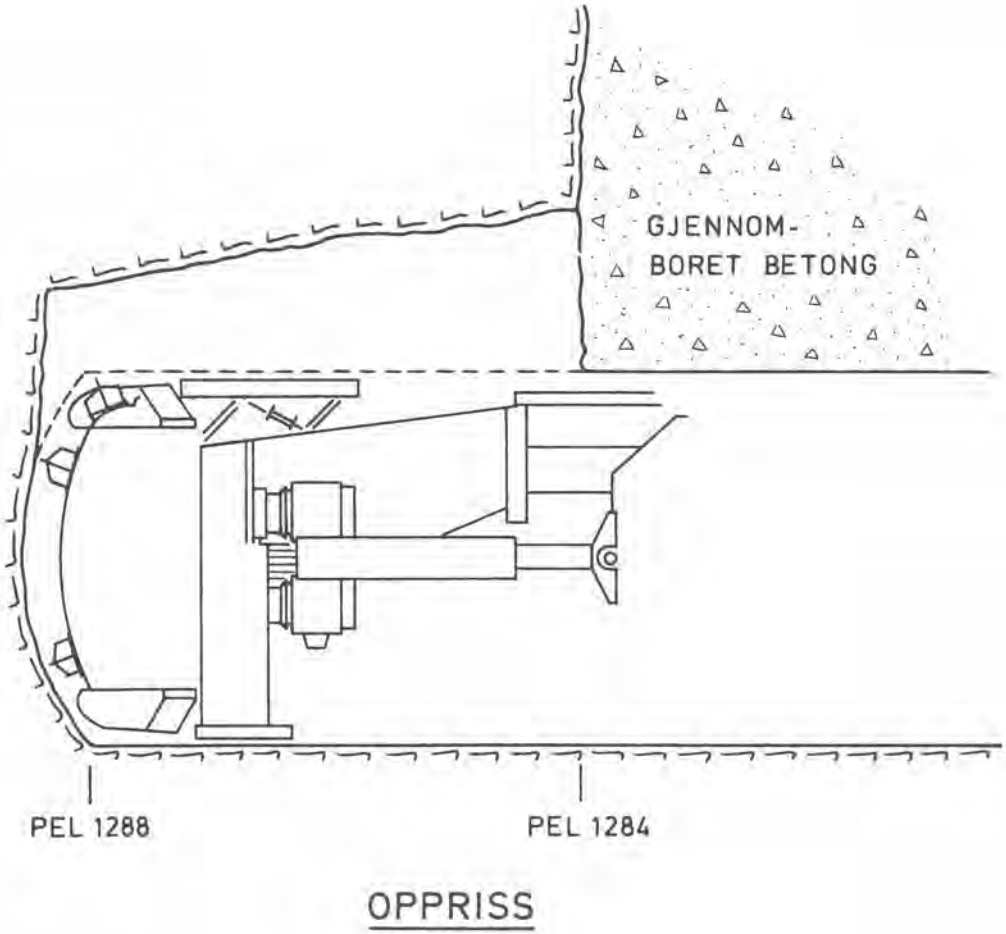


Fig. 4.6 Fortsatt ras på borhodet innenfor betongfylling.

Omrigging til konvensjonell drift med et 6 m langt stål-støpeskjold var ferdig den 12. februar 1980. Til den 22. april var det drevet 138 m og utstøpt 406 m^3 ved stuff over 90 m tunnel. Forholdene var for det meste de samme som ved TBM-driften i raspartiet.

En sammenligning av ytelser og kostnader for disse to driftsformer under ekstreme fjellforhold viser følgende resultat:

TBM	:	Produksjon	4,5 m pr. uke
		Kostnad	kr 36.000.– pr.m
Konvensj.	:	Produksjon	19 m pr. uke
		Kostnad	kr 10.000,– pr.m

Konferer fig. 4.7.

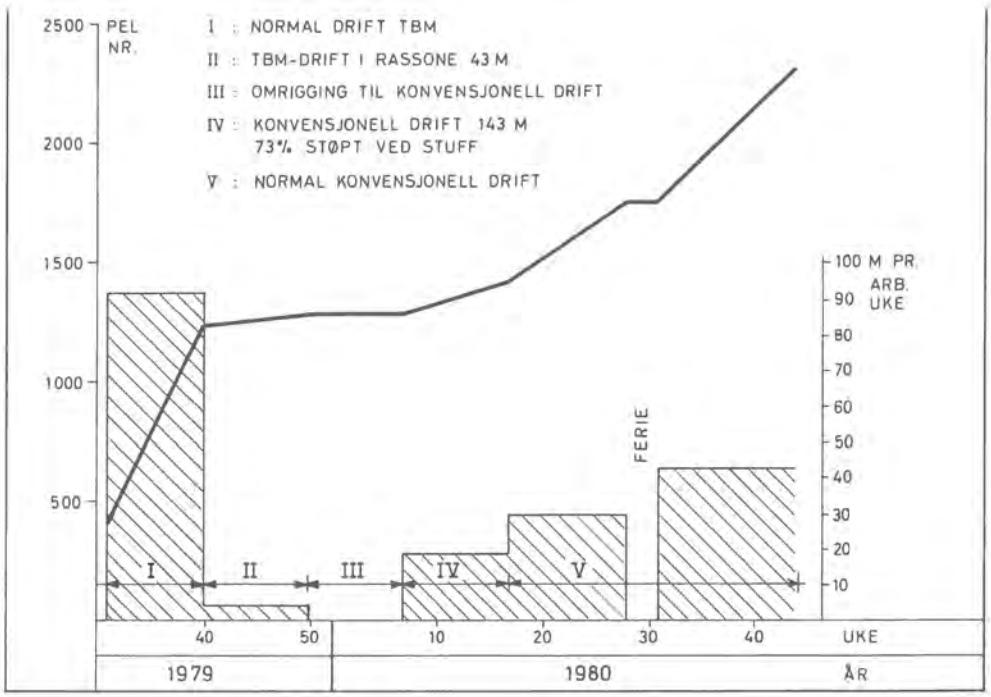


Fig. 4.7 Oppnådde inndrifter.

AVLØPSTUNNEL MAJORSTUA – TORSHOV

Astrup & Aubert A/S driver denne strekningen med en Bouygues TBM 300 C. Under Fjellsprengningskonferansen 1979 holdt siviling. Torstein Lange Larssen et foredrag hvor passering av en 25 m mektig forkastningssone ble beskrevet, (4).

Sitat: "Vi boret ca. 10 m inn i sonen, som besto av meget oppsprukket fjell og leire, før hyppige småras tvang maskinen tilbake i godt fjell. Stuffen raste snart helt sammen, og vi brukte siden 6 uker på å forsere forkastningssonen. Dette ble gjort ved hjelp av stempling, sammenskrudde og sammensveisede stålplater, støping og sementinjeksjon. Rasmassene ble lastet ut med fullprofilmaskinens lasteapparat. Da man behersket teknikken, ble det produsert 1 lm ferdig støpt tunnel pr. skift."

Produksjonen i rasområdet er som i det foregående tilfellet i størrelsesorden 0,5 m pr. skift i gjennomsnitt. Selv om denne lette maskintypen er bedre egnet under slike forhold enn den normale hardtfjells-TBM, så blir problemene altså store likevel.

KIELDER VANNFORSYNINGSTUNNEL, ENGLAND

På en 100 m lang strekning i North Wear tunnelen, mellom P 6330 og P 6430 gikk en Demag-maskin 3,5 m diameter, gjennom et område med meget dårlig slamstein. Eksemplet er beskrevet i detalj i Tunnels & Tunneling, juni 1979 (5).

Artikkelen beskriver tre forskjellige metoder som ble benyttet for å komme gjennom ustabilt fjell.

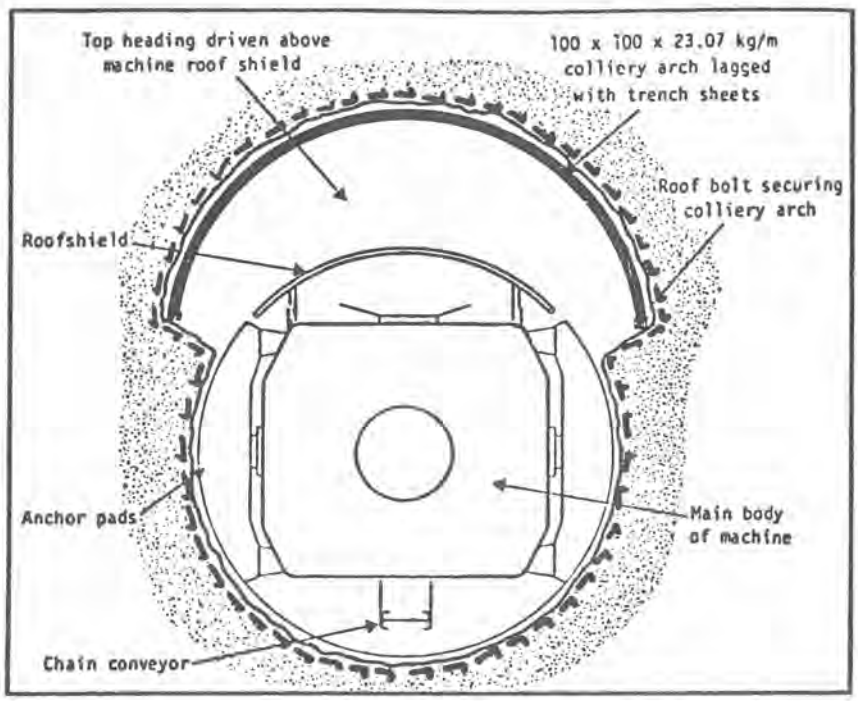


Fig. 4.8 Tunnel oppå takskjoldet (5).

1. Tunnel oppå takskjoldet.

Denne metoden besto i manuell utgraving av tunnel gjennom masser som eventuelt lå på takskjoldet eller borhodet, med fortløpende utforing med stålbuer og lagging. Fig. 4.8. Ved kortere strekninger ustabilt fjell gjorde man forsøk med videre TBM-drift så snart maskinen var frigjort. En slik tunnel oppå takskjoldet kunne lages i løpet av 1 til 2 uker.

2. Driving av D-formet tunnel ved stuff.

Denne fremgangsmåten består i å drive meter for meter med fortløpende utforing kloss

foran borhodet med stålbuer og lagging. Det meste av massen bores ut og lastes av maskinen, som kjøres frem parallelt med drivingen. Trimming av sider og heng foregår manuelt. Fig. 4.9.

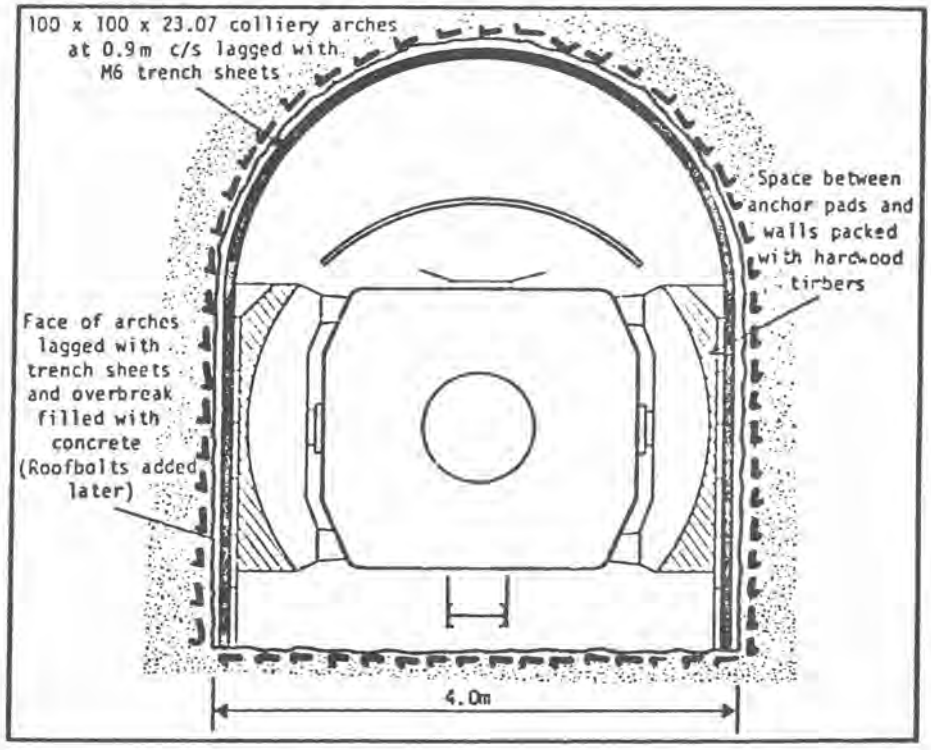


Fig. 4.9 Driving av D-formet tunnel ved stuff (5).

3. Konvensjonell drift foran TBM.

Konvensjonell fremdrift foran TBM var et mulig alternativ, særlig fordi Demag-maskinen har en kjedetransportør under maskinkroppen. Denne kunne skyves foran borhodet og var en meget stor hjelp ved utlasting. Fig. 4.10.

Det meste av utgravingen foregikk manuelt, utforing med stålbuer og lasting via luftdrevet skrapespill. Sprøytebetong ble også anvendt foran borhodet i kombinasjon med buer.

En kombinasjon av disse tre metodene ble brukt gjennom den 100 m lange ustabile sonen. Dette tok 7 mnd.

Hvis en antar at driften har gått med 3-skift pr. døgn, betyr dette ca. 1,1 m pr. skift. Selv om artikkelforfatterens konklusjon er positiv ved at tilfellet viser at ustabilt fjell kan passeres med disse metodene, kommer en ikke unna å vurdere også tid, kostnad og sikkerhet.

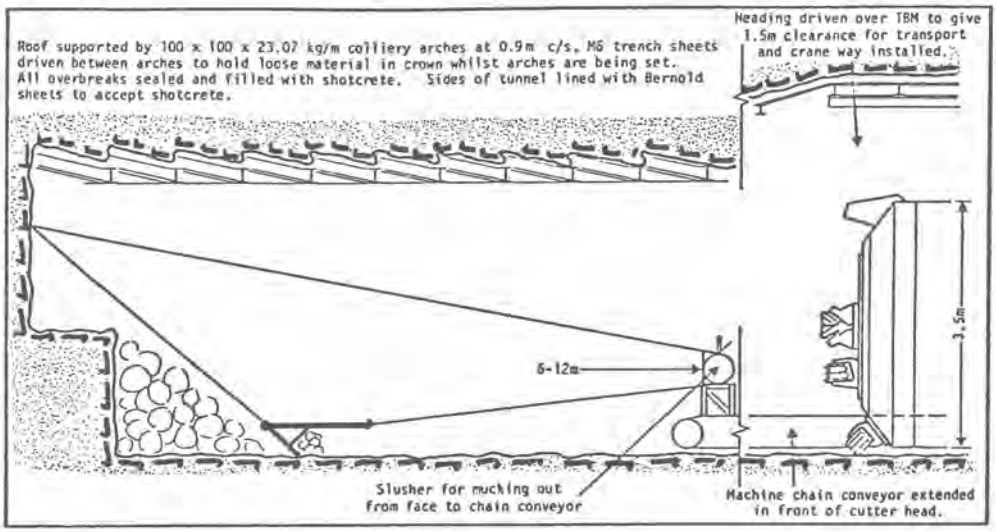


Fig. 4.10 Konvensjonell drift foran TBM (5).

ANDRE EKSEMPLER

Det finnes et meget stort antall eksempler på lignende tilfeller som beskrevet foran, - og det vil naturlig føre for langt å detaljbeskrive flere av disse.

Fra norsk praksis skal det kort nevnes at A/S Høyer-Ellefsen i samarbeid med Murer A.G., Sveits, har boret ferdig tunnel Skruelsvann - Floskefonndal ved Eidfjord-anleggene. Her hadde man ett tilfelle av ras med påfølgende håndlasting, en noe spesiell boltesikring og ca. 1 ukes tidstap. Det er også mistanke om at denne situasjonen påførte Wirth-maskinen unormale belastninger, som senere medførte akselbrudd og ytterligere tidstap, (6).

Samme arbeidsfellesskap borer også som kjent fra Sandvika mot Franzebråten. Boringen passerte her et parti ca. 20 m langt, med meget vanskelig fjellforhold. Sonder- og injeksjonsboreutstyret ble her benyttet til å bore lange boltehull i spiss vinkel til konturen i hengen foran stuff - såkalt spiling (3). Etter hvert som maskinen boret seg inn i området, ble det slått radielle bolter i tillegg. Det er også grunn til å regne med at den omfattende forinjeksjonen som ble utført i området, sterkt medvirket til at sonen ble passert uten større ras. Etter stedlig anleggsleders vurdering (6), er det ingen tvil om at vanlig boring inn i dette området ville gitt ras.

Blindheim (1) nevner et eksempel fra Chicago hvor en 9,2 m Jarva-maskin brukte 5 uker på å komme gjennom en 7 m mektig knusningssone. Denne ga også ras på og foran borhodet. På dette store tverrsnittet er ytelsen nede i ca. 10 cm pr. skift. i rassonen.

Det finnes også et helt ferskt eksempel på at en TBM er blitt forlatt i tunnelen. Hoch Tief har i år boret med en 5,8 m Wirth-maskin i Guatemala. En kombinasjon av meget dårlig fjell og store vannmengder stoppet maskinen permanent, og det er nå drevet rundt TBM'en konvensjonelt.

VURDERING AV DAGENS TEKNOLOGI

De problemer som er typiske for en hardtfjells TBM i soner med ustabilt fjell, kan summeres som følger:

1. Maskinen mister gripefeste på grunn av utrast fjell, eller så svakt underlag at gripeskoene synker. Uten griperfeste kan ikke maskinen mates mot stuff.

2. Styringsproblemer ved at maskinen synker på bløtt underlag.

3. Ras på maskinen og/eller borhodet.

4. Blokkig fjell med dårlig innspenning, hvor blokk stadig rives løs fra stuffen. Disse blokkene kan slå løs kuttere og blokkere borhodet, lasteskuffene eller transportsystemet i maskinområdet.

De økonomiske, tidsmessige og ikke minst sikkerhetsmessige konsekvenser av slike forhold kan bli meget alvorlige. Noen av problemene kan vesentlig reduseres, noe avhengig av forholdene, ved relativt enkle tiltak.

Blokking av fjell som gir vanskeligheter med ødelagte kuttere osv., løses effektiv ved en ekstra frontplate på hodet, hvor kutterne bare stikker nok ut til å arbeide effektivt. Dette er beskrevet av Blindheim (1), fra Buckskin, Arizona og Grandori (2).

Det er stor hjelp i å ha tenkt nøye gjennom og skaffet til veie alt materiell som trengs for sikring fra støvskjoldet og bakover.Dette kan være sikringsplater, stålbuer, bolter, nett og kombinasjoner av disse.

Også ras på og foran borhodet kan det være gode muligheter for å takle hvis TBM'en er utstyrt med maskinelt utstyr for boring av hull foran stuff. Det må da kunne bores i et stort antall posisjoner rundt periferien for å gi tilstrekkelig dekning. Hullene kan benyttes til bolting (spiling), sementinjeksjon eller silikatinjeksjon for å stabilisere fjellet. Ren sondéring for å gi forvarsel i kritiske områder kan også utføres.

Det er idag på verdensmarkedet bare TBM'ene ved VEAS-prosjektet som til fulle kan benytte denne sikringsmetoden.

En vesentlig bedring av anvendeligheten i fjellforhold varierende fra rene leirsoner til vanlig norsk gneis, utover det som er nevnt foran, kan vanskelig oppnås med denne maskintypen. Det finnes i dag på markedet TBM'er med et heldekkende, teleskoperbart skjold som samtidig er sterke nok til å bore hardt fjell. Disse maskinene har følgende hovedkarakteristika, fritt gjenngitt etter Grandori (2):

1. Et heldekkende skjold med mekaniske hjelpemidler for å installere armerte betongelementer innvendig i bakre ende av skjoldet, der dette er nødvendig, slik at fjellet ikke noen steder eksponeres uten støtte.

2. En effektiv gripemekanisme som gir tilstrekkelig feste for å ta opp matekraften ved boring i fast fjell.

3. Ekstra skyvekraftoverføring som kan benyttes når fjellforholdene er slik at hovedgriperen ikke lenger er effektiv, ved å skyve fra mot betongelementene som installeres i bakre ende av skjoldet.

4. En matermekanisme som tillater boring uten avbrytelser på grunn av betongelementinstallasjon.

5. En effektiv lukking av kutterhodet for å holde på plass blokk inntil kutterne kan redusere størrelsen til det som laste- og transportsystemer kan ta i mot. Kutterne skal stikke ca. 3 cm gjennom frontplaten.

Maskiner bygget etter disse prinsipper har vist seg meget effektive i sterkt varierende fjellforhold. En virkelig fordel fremfor de tidligere skjoldmaskiner for svake bergarter, er muligheten til å bore uten utforing i stabile forhold. Ved den tidligere nevnte tunnel, Buckskin - Arizona, 7,2 m boret diameter, er det oppnådd 41 m pr. dag og 400 m pr. mnd over en fem måneders periode. Dette er imponerende når det utføres kontinuerlig utforing med betongelementer.

KONKLUSJON

Det kan slås fast at ved passering av alvorlige knusningssoner med en standard, åpen hardtfjells TBM, vil det oppstå store vanskeligheter. Man taper mye tid, og meterkostnadene øker gjerne med en 10'er potens. Arbeidforholdene for bemanning blir ofte sikkerhetsmessig uakseptable.

Som foran beskrevet, kan mulighetene for å komme gjennom vanskelige områder med denne maskintypen vesentlig forbedres ved bruk av forbolting, injeksjon og planlagt bruk av sikringsmidler fra støvskjoldet og bakover. Det finnes her likevel klare begrensninger både på det praktiske og økonomiske plan.

Skjoldmaskiner for hardt fjell med mulighet for bruk av betongelementer montert innvendig i skjoldets bakre ende kan med vesentlig økt inndrift og sikkerhet passere selv ekstremt vanskelige partier i en tunnel.

Det har vist seg i tunnelbransjen at det er utrolig hva som kan gjennomføres når en er nødt, men det er likevel klart at det riktige valg av TBM er sterkt influert av fjellforholdene. Her har det teleskoperbare skjold en stor fordel ved sin anvendelighet under varierende forhold. Dette er et felt som også det norske marked bør følge nøye i fremtiden.

REFERANSER

1. BLINDHEIM, O.T. (1978)
Erfaringer fra drift av tunneler med diametre 6 - 7 m i USA, Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk, Geoteknikk, Tapir 1979.

2. GRANDORI, C. (1976)
Fully mechanized tunnelling machine and method to cope with the widest range of ground conditions - Experiences with a hard rock prototype machine, Proceedings RETC conf., Las Vegas 1976, ASCE and AIME 1976.

3. **KORBIN, G. E. (1978)**
Prereinforcement and reinforcement in underground openings. Performance and design considerations, Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk, Geoteknikk, Tapir 1979.

4. **LANGE LARSSEN, T. (1979)**
Fullprofilboring: Nye erfaringer fra Oslo sentrum, Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk, Geoteknikk, Tapir 1980.

5. **NICHOLSON, K. (1979)**
Coping with difficult ground on the fullface mechanised tunnel drives at Kielder, Tunnels and Tunnelling, June 1979.

6. **SKJEGGEDAL, T. og GARBERG, K. (1980)**
Pers comm.

TOTALSYSTEMER FOR GROVHULLSPRENGNING VED STØRRE MASSEARBEIDER

Systems for charging of explosives in large-diameter-holes.

Bergingeniør Johan Amundsen, Dyno Industrier A/S

SAMMENDRAG

I Norge er det i bruk to systemer for samtidig blanding og lading av sprengstoff i grove borehull. Dette er ANFO- og SLURRIT-systemene, som markedsføres av Dyno Industrier A.S.

Ikke i noen av systemene håndteres sprengstoffer under ladearbeidet, men bare ueksplosive råvarer og halvfabrikata.

Det årlige sprengstofforbruket i Norge er 40.000 tonn, og av dette er systemenes andel 12.00 tonn.

For initiering av ANFO og SLURRIT brukes i stadig større grad NONEL i kombinasjon med detonerende lunte og forsinkerelementer.

SUMMARY

Two systems for simultaneous mixing and loading of blasting agents in big diameter drillholes are in use in Norway. These are the ANFO- and the SLURRIT systems, which are marketed by Dyno Industrier A.S.

Explosives are not handled during the loading operation, only rawmaterials and semi finished products, which are classified as nonexplosives.

The annual consumption of explosives in Norway is 40.000 tons, and out of this 12.000 tons are delivered through the systems.

For the initiation of ANFO and SLURRIT, NONEL in combinations with detonating cord and delays is becoming more and more common.

Et totalsystem for grovhullsprengning omfatter produksjon og lading av sprengstoff på en slik måte at sprengstoffet ikke finnes i ferdig form før det er på plass i borehullet. Til systemet hører også et passende initieringsmiddel.

Her i landet er to totalsystemer i bruk. Det ene er et ANFO-system, og det andre er SLURRIT-systemet. Slurrit-systemet er basert på IRECO's patenterte Slurry.

Med unntak av initieringsmidlene transporteres eller håndteres ikke ferdig sprengstoff i noen av de nevnte systemene, Men bare råvarer eller halvfabrikata, som for seg ikke er eksplosive. Transport og lagring av disse er enkel, uten restriksjonene som gjelder for eksplosiver.

Håndteringssikkerheten for systemene som helhet er god. Det er den også for de ferdige produktene.
Sammenlignbare fallhammerverdier viser:

Dynamit 0,4 MKG, Glynit 0,7 MKG, Slurrit 3 MKG, ANFO 4 MKG.

En fordel er at systemene leverer sprengstoffer i bulk, enten i tørr eller flytende tilstand, slik at hele hullvolumet blir utnyttet.

Systemene er fleksible både når det gjelder kvaliteter og i tid.

Innenfor gitte grenser er det mulig å variere energiinnhold og egenvekt mens lading pågår. Ladingen kan avbrytes og tas opp igjen når det passer.

Større salver lades gjerne i samme takt som de bores. Men slik at ladingen skjer i god avstand fra boremaskinene.

Her i landet tilbys de nevnte to systemene av Sprengstoffdivisjonen i Dyno Industrier A.S. Tilsammen har Dyno nå 5 permanente og halvpermanente stasjoner i drift. Disse leverer til dagbruddene til A/S Sydvaranger, Norsk Jernverk og Titania, og til steinbruddene for fyllingsdammene for Ulla-Førre og Vatnedalsanleggene. Stasjonen ved Titania leverer også til Fjordstein A/S.

Alle kundene får sprengstoffet levert i borehullene.

Det totale sprengstoff-forbruket i Norge er ca. 40.000 tonn pr. år. Det sier litt om tyngden av systemene og produktiviteten når de 5 stasjonene leverer 12.000 tonn pr. år, med en samlet bemanning på 19 mann. Av dette er 2.000 tonn ANFO og 10.000 tonn Slurrit. I systemet inngår:

Råvarelager, fabrikk for halvfabrikata - her kalt stasjoner - og mobile blande- og ladeenheter - her kalt ANFO-truck eller Slurry-truck.

En stasjon kan være permanent oppbygd eller halvpermanent. Det siste vil si at den etter utført tjeneste et sted kan demonteres og settes opp et annet sted.

En stasjon kan bygges for å forsyne flere brudd/anlegg/kunder med til dels stor avstand fra hverandre.

ANFO-systemet

ANFO har gått som et gjenferd fra den ene konferansen til den andre. Jeg skal derfor ikke mane frem spøkelset igjen, men bare friske litt på hukommelsen hos den enkelte.

ANFO kan brukes i hull med diameter fra 2" og oppover. ANFO er det billigste sprengstoffet vi har for bruk i grove borehull.

Ved grovhullssprengninger er ANFO å betrakte som et pipeladningssprengstoff, og man bruker en bunnladning av et kraftigere sprengstoff, som f.eks. Slurry.

Størrelsen på bunnladningen vil avhenge av flere lokale faktorer. Her kan nevnes bergartenenes sprengningstekniske egenskaper og vann i borehullene. I helt tørre borehull kan det som bunnladning også brukes ANFO tilsatt f.eks. 5% aluminium.

Påvirkningen og effekten av vann på sprengningsegenskapene for ANFO er en omdiskutert sak.

Ved 10 - 12% vann inntreffer forsagere. Tar vi med tidsfaktoren, har forsøk vist at man kan få forsagere ved 3% vann etter en ukes lagring.

Nå er det teknisk mulig å beskytte ANFO mot vann ved å fore borehullet med plast.

Plastforingen lages av rørformet plasfolie med tykkelse ca. 120 my. Den kan være enkel eller dobbel over hele eller halve lengden, alt etter hvor høyt vannet erfaringsmessig står i hullet.

Nederst er foringen sveiset tett. Her har den ofte en lomme som fylt med borkaks virker som lodd. Diameteren på foringen er avpasset til hulldiameteren, slik at den fyller ut hullet når ANFO lades i.

Før lading ekspanderes foringen med trykkluft.

Før foringen settes ned, må hullet være tomt for vann. Vann i hullet, og da spesielt vann under trykk, gjør det vanskelig å få foringen på plass.

Mindre borehull kan blåses tomme, mens hull med diameter opp mot 12 - 15" må pumpes tomme.

I USA, der det brukes mer ANFO enn noe annet sprengstoff, er det utviklet spesielle pumper for lensing av borehull. Av sikkerhetsmessige grunner brukes hydraulisk drevne pumper som senkes ned i borehull og pumper opp vannet helt ned til toppen av bunnladningen.

En vanlig fremgangsmåte for ladning av grovhullslver der ANFO er hovedsprengstoffet, er følgende:

I alle hull pumpes ned en bunnladning av Slurry. I tørre hull settes ned en enkel plastforing, og hullet lades med ANFO. Våte hull pumpes tomme for vann. Dersom hullet fortsatt er tomt efter 5 min., settes det ned en dobbel plastforing, og hullet lades med ANFO. I motsatt fall lades også pipen med Slurry.

Plastforinger og pumping koster penger.

Merkostnadene uttrykt i kr. pr. kg ANFO vil variere med hulldiameteren.

Ved en pallhøyde på 14 - 15 m gir foringen alene en merkostnad på kr. 1,– pr. kg ANFO i et 3" hull og ca. 20 øre pr. kg ANFO i et 12" hull. I tillegg kommer utgiftene til pumping og håndtering av plastforingen.

ANFO-systemet er enkelt oppbygd. Hjertet i systemet er en kombinert blande- og lade-truck.

Dyno har her valgt en trucktype som leveres av Amerind Mackissic.

På et dieseldrevet lastebilchassis er montert silo for ammoniumnitrat og tank for olje. I bunnen av siloen er det en skrumater som mater ammoniumnitraten frem til et blandekammer.

Fra blandekammeret blåses ammoniumnitraten ut gjennom ladeslangen. Oljen sprutes samtidig inn i ammoniumnitraten fra dyser, som er plassert like foran ladeslangen. Blandingen skjer på grunn av turbulens i slangen.

I tillegg til trucken er det en fordel å ha en silo for fylling av ammoniumnitraten over i trucksiloen.

Til nød kan trucken fylles direkte fra sekker eller "big-bags". Det er da nødvendig med gaffeltruck eller en annen løfteinnretning. ANFO-truckene tar normalt 10 tonn pr. lass og har en ladekapasitet på ca. 200 kg/min.

Slurrit-systemet

Slurry er et sprengstoff som hovedsakelig består av : Et eller flere salter med oksygenoverskudd som er løst opp i vann, fortykningsmiddel, stoffer som regulerer pumpeegenskapene og egenvekten, mineralolje og i noen tilfeller aluminium.

En tid etter at dette er blandet sammen, stivner den flytende blandingen til en gelé-aktig masse. Tiden dette tar, kan reguleres. Det samme kan egenvekten.

I praksis brukes egenvekter på 0,9 til 1/kg/liter, målt i friluft. På grunn av tyngden vil

Slurry i et borehull trykkes noe sammen, og gjennomsnittsegenvekten i et 15 - 16 m langt borehull blir 1,10 - 1,16 kg/liter.

En slurrystasjon må ha tilførsel av vann, elektrisitet og et skikkelig avløp.

Hovedkomponenten i stasjonen er oppløsningstanken. Dersom det kreves ekstra stor kapasitet, kan det være flere tanker.

I tanken lages oppløsningen som er det viktigste mellomproduktet. Saltet eller saltene løses opp i vann. Det tilsettes fortynningsmiddel og stoffer som regulerer viskositeten. Denne oppløsningen utgjør ca. 60 - 90% av vekten av det ferdige sprengstoffet.

Råvarene kontrolleres nøye. Det samme gjøres med oppløsningen. Kritiske faktorer er egenvekt, viskositet og surhet. Før oppløsningen klareres for bruk, må disse ligge innenfor gitte grenser.

En slurrytruck består av et chassis hvor det er montert nødvendige tanker, siloer, matere og et blandingskammer.

Størrelsen på trucken velges ut fra lokale forhold. De siste truckene fra Dyno har en transport- og produksjonskapasitet på 15 - 20 tonn Slurrit pr. lass. Normal pumpekapasitet er 150 kg/minutt.

Mellomproduktene og andre råmaterialer er lagret i tanker eller siloer på trucken. De mates frem til blandekammeret av pumper eller skruer. Det endelige produktet pumpes gjennom ladeslangen ned i borehullet.

I våte hull føres slangen helt til bunnen. Slurriten fortrenger vannet, og vi får en sammenhengende sprengstoffsøyle opp gjennom hullet. Tørre hull kan fylles fra toppen.

Vannbestandigheten er god. Vi har eksempler på at salven som er ladet med Slurrit, har stått ladet i 6 mndr. under våte forhold uten påviselig reduksjon av sprengningseffekten.

Sammensetningen av sluttproduktet og pumpehastigheten kan forandres ved å variere frem-matingen av de forskjellige ingrediensene.

Trucken kan på forhånd programmeres til å levere flere kvaliteter i samme borehull uten at pumpingen stoppes.

Sammensetningen kan variere innen vide grenser for å imøtekomme spesielle lokale behov.

Slurrit kan forløpig ikke brukes i hull med mindre diameter enn 5". I nær fremtid vil vi ha utviklet en Slurrit-type som også kan brukes i diameterområdet 3 - 5". Samtidig vil vi ha klar en pumpe/ladeteknikk som gjør det mulig å pumpe slurry i disse mindre hullene.

Når dette er helt klart, kan vi gå ut til langt flere kunder med Slurrit-systemet enn idag. En passende Slurrit for området 3 - 5" vil lett konkurrere med ANFO i plastforinger.

Vi tenker oss at flere kunder innenfor et område med 100 km diameter får sprengstoff ANFO eller Slurrit i borehullene fra en sentralt plassert stasjon. En videre utvikling er at stasjonen samtidig leverer tennmidlene, og at stasjonsmannskapet tar hånd om hele ladearbeidet for kundene.

ANFO/Slurrit

ANFO- og Slurrit-systemene har det felles at det i begge systemene inngår ammoniumnitrat og olje som råvarer. Det er derfor nærliggende å anta at en Slurry-stasjon også kan levere ANFO om brukeren ønsker det. Og teknisk er dette mulig. Det er imidlertid bare et sted dette gjøres idag, og det er ved A/S Sydvarangers dagbrudd i Bjørnevatn. Der lades fra truck 2.000 tonn ANFO og 5.000 tonn Slurrit pr. år.

Fremgangsmåten ved lading av ANFO er her en annen enn den som ble nevnt fra USA. Det brukes ikke plastforinger. Alle våte hull lades først med Slurrit. Hull som til slutt gjenstår som tørre, lades med Slurrit i bunnen og ANFO i pipen. I salvene kan derfor ANFO-andelen variere fra 0 - 80%.

Initieringsmidlene

Hverken ANFO eller Slurrit er fenghetteføIsomme og går derfor normalt ikke av for en vanlig fenghette. De krever en kraftigere initiering. Normalt brukes primere av TNT/pentolitt. Størrelsen på primere kan variere. Hos oss er den 360 eller 320 gram.

Det tradisjonelle opplegget ved grovhullsprengning er detonerende lunte med primere i hullene, detonerende lunter mellom hullene og detonerende lunter med forsinkerelementer mellom hullradene.

Det er kjent at detonerende lunte har negativ virkning på initieringstrege sprengstoffer som ANFO og Slurrit. I initieringsøyeblikket "dødslår" lunten noe av sprengstoffet, og effekten av sprengstoffet reduseres. Denne negative virkningen er forholdsvis stor i hull med mindre diameter, men mindre merkbar i grovere hull.

Nå kan luntene i borehullene byttes ut med NONEL-tennere med lange slanger. NONEL-slangen som overfører støtbølgen frem til tenneren, eksploderer ikke selv og skader derfor ikke sprengstoffet.

Primere som brukes sammen med NONEL-tennerne, er laget for formålet og har brønn for tenneren.

Bortsett fra å bytte ut de detonerende luntene i hullene beholdes resten av det tradisjonelle opptenningssystemet.

NONEL-slangen festes til luntene med enkle knuter, eller de klypes fast med tang og aluminiumsklips. En klips kan ta to slanger.

Vi anbefaler to tennere og to primere i hvert hull. Årsaken er at vi her har et tenningssystem som ikke kan kontrolleres med noen form for målinger.

Slangene kan stå i hullene i dager og uker før salven skytes. Vi vet av erfaring at en eller flere slanger i en salve kan skades på grunn av stein som faller eller sparkes ned i hullet. Derfor mener vi det er riktig å ta med den ekstra sikkerheten to tennere gir mot forsagere.

Hvor de to primere skal plasseres i borehullet, diskuteres stadig. Vår anbefaling er at ingen plasseres under lastenivået. Dersom det oppstår forsagere, unngår man senere å bore på en armert primer.

NONEL-tennerne brukes slik at alle har samme nummer. Forsinkningen skjer jo på tradisjonelt vis med forsinkerelementer på overflaten.

I praksis brukes et høyt tennernummer, f.eks. nr. 15. En slik tenner har da i seg selv en forsinkertid på 375 ms. Det betyr at opptenningen på overflaten er over og alle tennerne initiert før de første hullene detonerer.

På denne måten unngås forsagere på grunn av at lunter kappes av forskyvninger i bergmassivet.

Initiering av grovhullssalver med NONEL og detonerende lunte, slik det her er beskrevet, har vært i kontinuerlig bruk i inntil 2 år hos forskjellige brukere her i landet.

Samtlige brukere mener å ha færre forsagere og bedre fragmentering enn tidligere.

Kostnadsmessig er NONEL og detonerende lunte likeverdige.

STEINBRUDDSDRIFTEN VED DAM ODDATJØRN

Sivilingeniør Kjell Brevik, NVE-Statskraftverkene.

SAMMENDRAG

Artikkelen gir et kort resyme av steinbruddsdriften for dam Oddatjørn ved Ulla-Førre-anleggene. Utstyr til boring, lasting og transport beskrives, og oppnådde kostnader og levetider angis. Erfaringene med utstyret kommenteres. Innledningsvis gis en orientering om hvordan planlegging og utforming av bruddet må vies større omtanke ved bruk av tungt borutstyr.
Foredraget ble supplert av en film fra arbeidene ved Oddatjørn.

SUMMARY

The article gives a short resume of the activity in the quarry at Oddatjørn dam in the Ulla-Førre Hydro-electric Power Project. Equipments for drilling, loading and hauling are described and achived costs and lifetimes are given.
The experiens with the equipments are commented.
In the introduction the author explains briefly about planning and shaping of the quarry as a consequence of the use of heavy drilling equipment.
The lecture was supported by a film from the Oddatjørn working site.

0. ORIENTERING

0.1 Generelt

Oddatjørndammen er den første av 4 større dammer som inngår i etableringen av det fremtidige Blåsjømagasinet, som er reguleringsmagasin for Saudal kraftverk ved Ulla-Førre.

Blåsjømagasinet med en overflate på 80 km^2 vil romme ca 3000 mill. m^3 vann og ligger på et nivå 1000 m o. havet (HRV på kote 1055). Magasinet vil i tillegg til tilsiget fra nedbørsfeltene også kunne lagre vann fra 600 m-nivået. Dette gjøres ved at to av de fire turbinene i Saurdal skal kunne reverseres for slik å virke som pumper.

Samlet fyllmasse for dammene ved Ulla-Førre er 17 mill. m^3.

Oversikt over Ulla-Førreanleggene er vist på fig. 6.1.

0.2 Oddatjørndammen

Oddatjørndammen er en tradisjonell steinfyllingsdam med sentral morenekjerne som tetning. Tverrsnitt av dammen med soneinndeling og masser er angitt på fig. 6.2.

Totalt damvolum for Oddatjørn blir 5,7 mill. m^3, og største damhøyde 142 m.

Fyllingsarbeidene ved Oddatjørn startet i 1979 og 1. byggetrinn avsluttes i 1982, på kote 1030. Dammen fullføres i 86 og 87.

Arbeidet utføres av NVE-Statskraftverkene i egen regi.

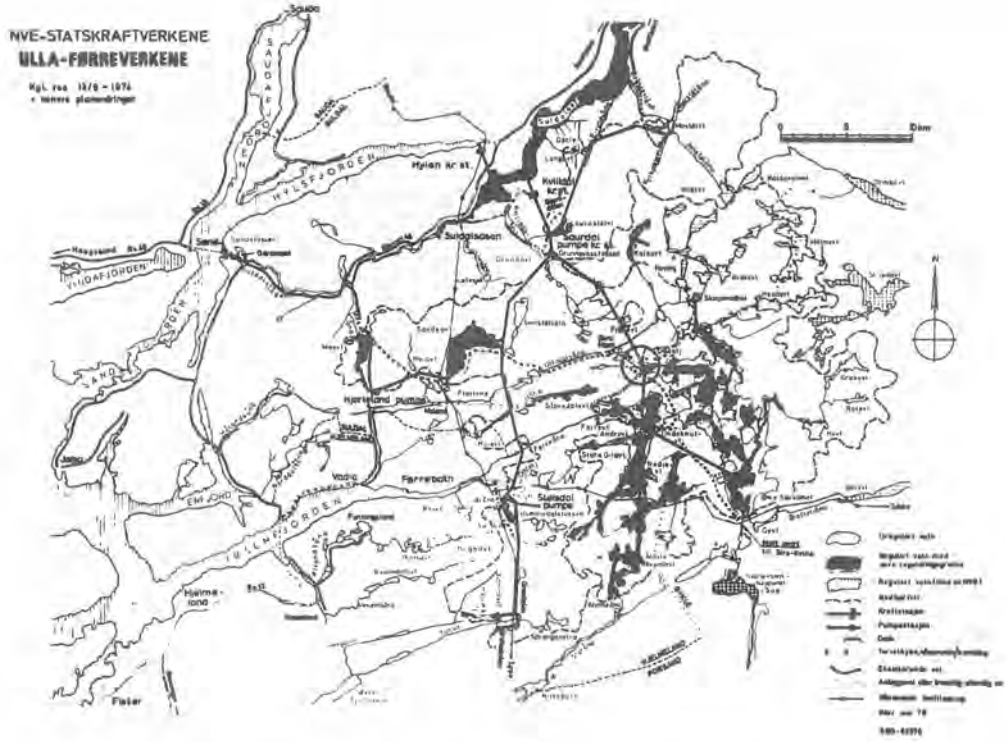


Fig. 6.1 Oversikt over Ulla-Førre-anleggene.

1. STEINBRUDD

1.1. Planlegging

Det ble forholdsvis tidlig klart at det omfattende damprogram ved Ulla-Førre betinget en satsing på tungt borutstyr, og erfaring fra Sysendammen ved Eidfjord-anleggene tilsa at rotasjonsboring var den gunstigste løsning. Dette fordret imidlertid en nøye planlegging og utforming av bruddet samt at de nødvendige åpningsarbeider var utført på forhånd.

Tungt borutstyr krever flatt terreng for å nå en effektiv utnyttelse. Ved Oddatjørn var dette ikke forenelig med ønsket om å legge bruddet i sin helhet under HRV. I tillegg ville en plassering under HRV hindre en suksessiv magasinering i Oddatjørn under anleggsperioden. En ble derfor stående igjen med bruddplassering på dammens venstre side, som i tillegg til momentene foran også ga den transportøkonomiske beste løsning. Bruddet ville forholdsvis lett kunne anordnes for boring med tungt utstyr.

Slik bruddet er vist på fig. 6.3., er påskrämingen foretatt over HRV og utformet som kraterbrudd. Etter førstegangs oppfylling av magasinet er det meningen at bunnflaten skal skjules av et fremtidig vannspeil.

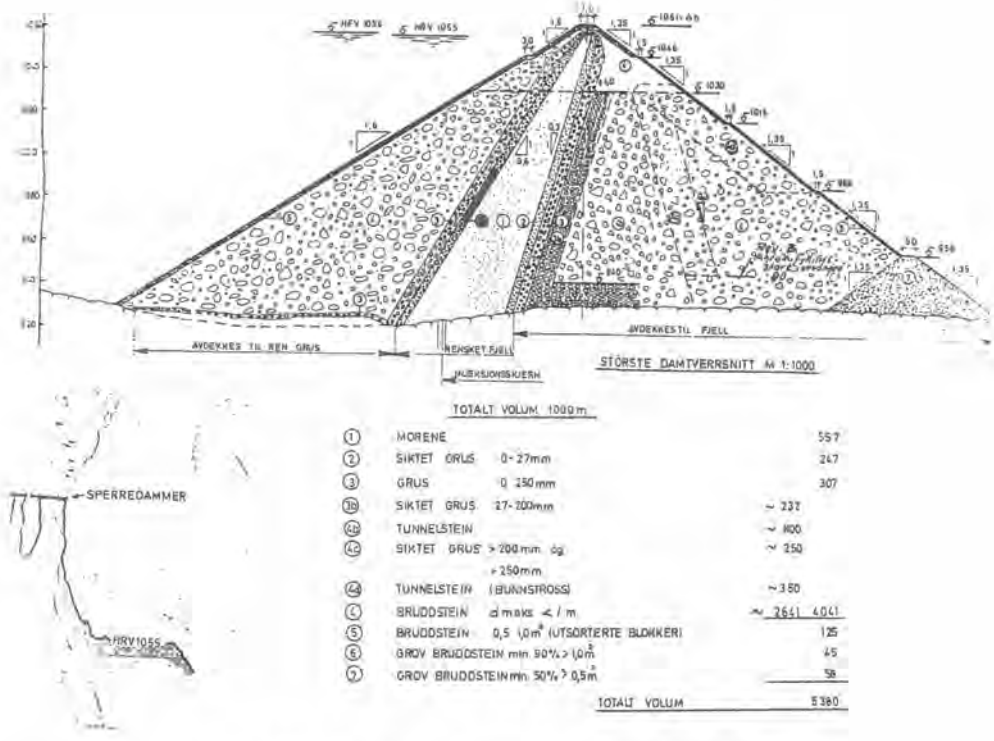


Fig. 6.2 Oddatjørn, tverrsnitt og massefordeling.

1.2. Åpningsarbeider i bruddet

Hovedtyngden av åpningsarbeidene ble utført i 1978 i entreprise. Arbeidene besto i avdekking av løsmasser og utsprengning av alle bratte partier med lett utstyr hvor rotasjonsboring ikke kunne foregå, samt bygging av nødvendige veger for adkomst til pall og utkjøring av stein.

Avdekkingen viste at terrenget var langt mere småkuppert enn hva kartmaterialet og befaringer på forhånd ga inntrykk av. Det var derfor nødvendig å tilbakeføre sprengstein til forsenkninger for å oppnå et plant underlag. Mye av dette arbeidet kunne enkelt utføres med dozer.

På grunn av det opprinnelige terrengets svake stigning mot vest ble ferdig åpnet brudd bestående av 2 nivåer for første pall. Tilsvarende pallhøyde ble ca. 20 m og 11,5 m.

Et godt råd ved lignende arbeider i fremtiden vil være å avdekke bruddet så tidlig som mulig slik at fjellets overflate er kjent under planleggingen av åpningsarbeidene. Dette vil sikre det gunstige økonomiske resultat. For Oddatjørn utgjør kostnadene ved åpning og tilriggingsarbeid i bruddet ca. 1,20 kr/fm^3.

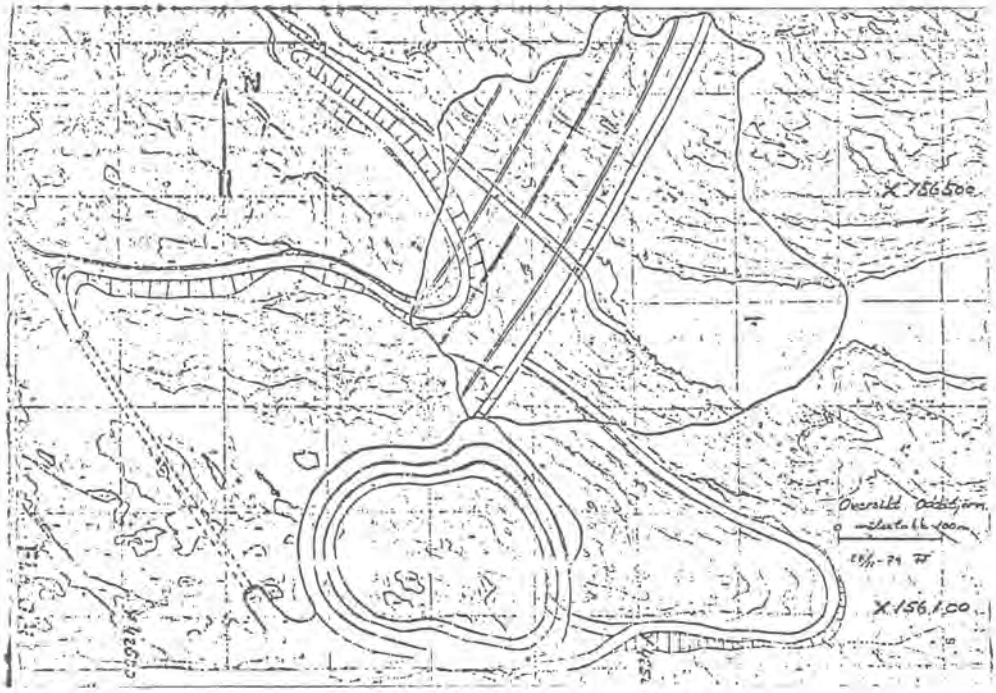


Fig. 6.3 Utforming av steinbrudd Oddatjørn med tilhørende transportsystem.

2. BORING, LADING, SKYTING

2.1 Boring

Som nevnt innledningsvis ble det satset på rotasjonsboring, og etter noe diskusjon gikk en inn for valg av Bucyrus-Erie 45R som bormaskin, fig. 6.4.

Valget av Bucyrus må sees i sammenheng med det gode økonomiske resultat og den pålitelighet maskinen har vist ved gruvevirksomhet her i landet, og at NVE ikke ønsket noe eksperimentering med maskintype i tillegg til ny boreteknologi. Videre var det muligheter for å søke hjelp og trøst hos gruveindustrien i tilfelle av større havari. Elektrisk drift og crawler-understell var også medvirkende faktor ved valget.

Maskinen ble utrustet for boring av 9 7/8" hulldiameter, men med tilleggsutstyr for boring av 7 7/8" hull. Ved Oddatjørn kunne én borerigg alene sørge for hele steinproduksjonen på 2 mill. fm^3 ved en effektiv utnyttelse, dvs. 9 7/8". En borrigg betinger imidlertid at boringen må ligge godt foran utkjøringen slik at full produksjonsstans unngås ved større reparasjoner. Arbeidet må derfor planlegges og utføres med dette for øye noe som rent praktisk betyr at pallen inneholder minst to angrepspunkter.

Boringen ved Oddatjørn foregår på to skift med 8 3/4 timer varighet. Total bemanning er 1 1/2 mann pr. skift, dvs. reperatør på dagtid utfører nødvendig vedlikeholds- og service-arbeid. Høyeste skiftproduksjon er 169 bm, mens gjennomsnittlig skiftkapasitet er 82,3 bm for 1980 og 73,4 bm totalt, inkludert all stopptid unntatt heft ved salveskyting. Til dato er det boret 16800 bm. Resultatet må vurderes i sammenheng med en utstrakt prøving av krone-typer, og at det meste av boringen hittil er foretatt fra terrengpall. Det er registrert varia-sjoner i borsynk på mellom 18 og 66 cm/min. Borerne hevder at denne forskjellen er enda større. Videre er det registrert en økning i brutto borkapasitet på 14% ved overgang fra terrengpall til boring på sprengt såle. Årsaken til dette er mindre oppboring, reduserte flytt-tider og bedre spyleeffekt.

For boringen ved Oddatjørn er det registrert en effektiv arbeidstid på 6,6 timer pr. skift inklusive heft ved salveskyting. Dette viser mer enn ord riggens høye tilgjengelighet, men og-så at den betjenes av flinke operatører.

Den dominerende bergarten i bruddet er en lys , finkornig til middelkornig gneis eller gneisgranitt. Det finnes dessuten uregelmessige innslag av amfibolitt og pegmatitt. Grovt er fordelingen mellom bergartene anslått til 80%-10%-10%. Gneisens foliasjon stryker ca. N 150^{g}Ø og faller ca. 20^{g} mot NØ. Andre markerte sprekkeretninger er N 150^{g} og N 30^{g}Ø med steilt fall. Bergartens borsynkindeks er middels med DRI-verdier mellom 47 og 53.

Fig. 6.4 Bucyrus-Erie 45R

Bergartene bedømmes som godt sprengbare. I tillegg er fjellet sterkt forvitret noe som medfører godt stykkefall og minimal spretting. Forsøksvis er det benyttet bormønster på 10x10 m hvor en oppnådde meget god fragmentering, men med mye spretting i sålen. En er derfor blitt stående med et bormønster på ca. 7,5x7,5 m og underboring på 2,7 m som det optimale. Selve boreprinsippet for knusende roterende boring omtales ikke nærmere her da dette skulle være godt kjent. For interesserte henvises til Fjellsprengningskonferansen i 1977, innlegg nr. 4.

2.2 Borstål

2.2.1 Borkroner

En startet boringen ifjor med 3 kronetyper fra forskjellige leverandører. På bakgrunn av oppnådde levetider og borsynk ble REED M-62J valgt som referansekrone. Denne kronetype ga klart beste borsynk og høyeste levetid i antall bormeter.

Etter årets boreprogram tyder de foreløpige resultater på at SECURITY M8M vil toppe denne rankingen. De totale resultater for de enkelte kronetyper er gjengitt i tabell nedenfor.

	Antall	Levetid bm	Netto borsynk cm/min	Oppboring timer	Kostnad kr/bm
SECOROC	5	840	35,5	12,7	15,03
REED	7	804	39,3	12,6	16,89
SECURITY	6	798	42,4	5,9	14,84
COROMANT	2	751	36,0	6,9	16,73
TOTALT	20	806	38,2	10,0	15,78

Høyeste registrerte levetid er 1086 og laveste 563 bm.

Optimal borsynk oppnås ved tilnærmet samme matetrykk og rotasjonshastighet ved alle kronetyper, henholdsvis 30 t og 69 rpm. Gunstigste økonomiske resultat fås ved å redusere matetrykket 5-10% fra optimum.

2.2 Stenger

Borstengene som benyttes er av typen Integral. Disse tykkveggede borstengene ble vurdert som de beste når en tok faren for fastboring med påfølgende brekkasjer i betraktning.

Levetid stenger 10900 bm. Kostnad: 2,14 kr/bm.

2.3. Øvrige borutstyr

Som øvrig borutstyr regnes her stabilisator, shock-sub og bushing guide. Registrerte levetider for stabilisator og bushing guide er henholdsvis 8850 og 3400 bm.

Kostnader ca. 5,70 kr/bm (inkl. kostn. ved shock-sub).

2.3. Lading og skyting

2.3.1. Lading

Dyno Industrier A/S er etablert med egen slurrystasjon ved Undeknuten og foretar all lading fra truck i borhull på 5" og større, fig. 6.5. Stasjonen ved Undeknut er plassert med henblikk på også å betjene de øvrige steinbrudd i Blåsjøområdet. Transportlengde til steinbruddet ved Oddatjørn er 3 km.

Sprengbarheten ved Oddatjørn må karakteriseres som god, noe et gjennomsnittlig sprengstofforbruk på 0,84 kg pr. fm^3 tydelig beviser. Vanligvis benyttes 10% eller 50 kg bunnladning slurry 116 og 5,5-6 m uladet. Forsøk med bruk av slurry 110 i hele borstengen har gitt

brukbare resultater. Forskjellen på slurry 110 og 116 er tilsetting av 6% Al-pulver i slurry 116, men dette er nødvendigvis ikke avgjørende for et godt sprengningsresultat.

Fig. 6.5. Lading av nytt hull starter.

Primeren initieres ved hjelp av 2 Pentolitprimere plassert 2,5 m over fremtidig såle. Tenning foretas med detonerende lunte. Nonel er benyttet ved én salve, uten at sprengningsresultatet kan vurderes som hverken bedre eller dårligere sammenlignet med bruk av detonerende lunte.

Salvestørrelsen har vist varert mellom 10.000 og 84.000 fm^3, mens gjennomsnittet for denne sesongen ligger på 35.000 fm^3.

Den sterke forvitring av fjellet er nok en sterk medvirkende årsak til de gode sprengningsresultatene som er oppnådd. Bortsett fra noe spretting i sålen forekommer spretting av blokk bare i liten grad. Sprettarbeidet blir utført av ladebas og hjelper på dagtid.

3. LASTING OG TRANSPORT

3.1. Lasting

Ved lastingen er det i sesongen 80 benyttet Le Tourneau 800 og én Michigan 475B. Maskinvekt henholdsvis 92 og 75 tonn. Tilgjengelig reserveutstyr har vært en annen Michigan 475B som ble tatt ut av gruslasting ved behov.

Le Tourneau 800

For tiden finnes kun denne ene maskin på norske marked, men Titania har nå en i bestilling. Maskinen har diesel-elektrisk drift med likestrømsmotor i hvert hjul. Dieselmotor driver en vekselstrømsgenerator som produserer strøm, og denne likerettes og overføres til hjulmotorene.

Fig. 6.6. Le Tourneau 800 laster Wabco 85C

Lasteren ved Oddatjørn har oppvist en meget høy tilgjengelighet og stor lastekapasitet. Årets resultater tyder på en økning i lastekapasitet fra ifjor, og under middels lasteforhold laster L-800 480 fm^3/H mot tilsvarende 580 fm^3/H ved gode lasteforhold. Tallene er normaliserte og angir bruttokapasiteter. Det eneste usikkerhetsmomentet i denne sammenheng er hvorvidt lasteforholdene er gode eller dårlige, men dette må alltid bli en subjektiv vurdering.

Tilgjengeligheten for maskinen har vært høy, 93-94%, og dekklevetiden synes å ligge omkring 5300 motortellertimer. Når NVE besluttet å anskaffe en L-800, ble faktorene nevnt foran sammen med kapasitet og troen på lengre levetid for dieselelektrisk enn mekanisk laster avgjørende. Så langt tyder alt på at våre forutsetninger fortsatt holder stikk. Eneste negative overraskelse er høyere skuffeslitasje og lavere levetider på tannspissene enn opprinnelig antatt.

Michigan 475B

Denne lasteren er overført fra Eidfjord-anleggene og har 5300 vib.t. bak seg før produksjonsstart ved Oddatjørn. Maskinen er mekanisk drevet. Stor slitasje spesielt i de hydrauliske overføringer gir lav tilgjengelighet, ca. 73%.

Lastekapasitet ved middels lasteforhold er 290 fm^3/H. Kapasiteten er sterkt varierende med sprengningsresultatet. Ved tung røys er kapasiteten under 200 fm^3/H. En sammenligning med Le Tourneau 800 viser at 90 t hjullaster er langt mindre følsom overfor lasteforholdene.

3.2. Transport

Transporten til dam har siste sesong foregått med 7 stk. WABCO 50, 2 stk. WABCO 85 og 1 stk. CATERPILLAR 777. Den siste er innleid fra Pay & Brinch A/S for utprøving i sesongen 80. Transportlengden er 1,5 km med nedoverkjøring hele veien.

Interessen har knyttet seg først og fremst til innføringen av 85 t trucker på anlegg. Vårt mål med de nye truckene er å redusere transportkostnadene, og færrest mulig enheter. De foreløpige resultatene indikerer en kostnadsreduksjon på 26% ved 85 tonns trucker.

Ved Oddatjørn er det registrert en økning i produksjon på mellom 63 og 67% fra 50 t til 85 truck. Tilsvarende økning i lastekapasitet er 70%, noe som tyder på lik syklustid for de to størrelsene. Dette er også påvist gjennom klokkestudier. Noe lengre lastetid for de store enhetene oppveies av lavere kjøretid.

En sammenligning mellom CATERPILLAR 777 og WABCO 85C gir liten forskjell i transportkapasitet. CAT 777 er raskere og oppnår lavere kjøretid. noe som mer enn oppveies ved at WABCO 85 laster mere.

Det skal tillegges at 85 t trucker stiller strengere krav til vegstandarden, både kvalitetsmessig og med hensyn til bredde. Ved Oddatjørn bygges veien 14 m, og dette må betraktes som en minimumsbredde for 85 tonnere.

4. ØKONOMI

Avgjørende for vår satsing på tyngre utstyr ved damarbeidene ved Ulla-Førre har vært ønsket om å stanse kostnadsutviklingen og kanskje redusere denne. Et spesielt høyt lønnsnivå har påskyndet denne prosess. Ikke bare lønnsnivået, men også kostnader ved brakkedrift som idag utgjør kr 14.000 pr. mannår har betydning ved en slik vurdering.

Dessuten er vår aktivitet ved Ulla-Førre knyttet til et område i landet hvor arbeidsmarkedet er stramt som følge av oljeindustrien. Vi ser derfor problemer med å skaffe tilstrekkelig arbeidskraft etterhvert som andelen sesongansatte øker i årene fremover. Færre enheter letter dessuten organiseringen av arbeidet betraktelig.

Kostnadsresultatet oppnådd ved Oddatjørn for sesongene-79 og -80 inklusive alle kapitalkostnader kan angis som omtrentlig til:

Boring, lading, skyting inkl. spretting	ca.	kr	6,–	pr. fm^3
Her utgjør sprengstoffkostnadene 64%				
Lasting, L-800	»	»	4,20	»
Transport	»	»	10,–	»

Ytterligere kostnadsreduskjon er mulig gjennom en produksjonsøkning.

Bemanningen i bruddet på boring, lading, spretting og lasting er 4,5 mann pr. skift. I tillegg har Dyno Industrier én mann for utkjøring av slurry.

MODIFISERT ROM– OG PILLARBRYTING I MONS PETTER GRUBE

Modified rom-and pillar mining in Mons Petter Mine.

Bergingeniør Sverre Matheson, A/S Sulitjelma Gruber.

SAMMENDRAG

Mons Petter Grube II, en av A/S Sulitjelma Grubers tre gruber i drift, startet produksjonen i 1975.

Forekomsten avbygges etter en modifisert rom- og pillarbrytningsmetode, kalt ort- og pillardrift. Denne brytningsmetoden er en naturlig følge av de erfaringer man hadde med tidligere brytningsmetoder, samt ønsket om å benytte tyngre utstyr og oppnå en høyere mekaniseringsgrad i gruver med liten malmmektighet og ugunstig fallvinkel.

Brytningsmetoden passer godt med de geologiske og bergmekaniske forhold som finnes ved A/S Sulitjelma Gruber.

SUMMARY

The Mons Petter no. 2 mine, one of Sulitjelma Gruber's three operating mines, started production in 1975.

The deposit is being mined by a modified room and pillar-method, called drift and pillar-mining. This mining method is a natural result of the experiences gained by previous methods, combined with the wish to use more heavy equipment as to reach a higher degree of mechanisation in mines with small orethickness and unfavourable dip.

The mining method suits the geological and rock-mechanical conditions in the area well.

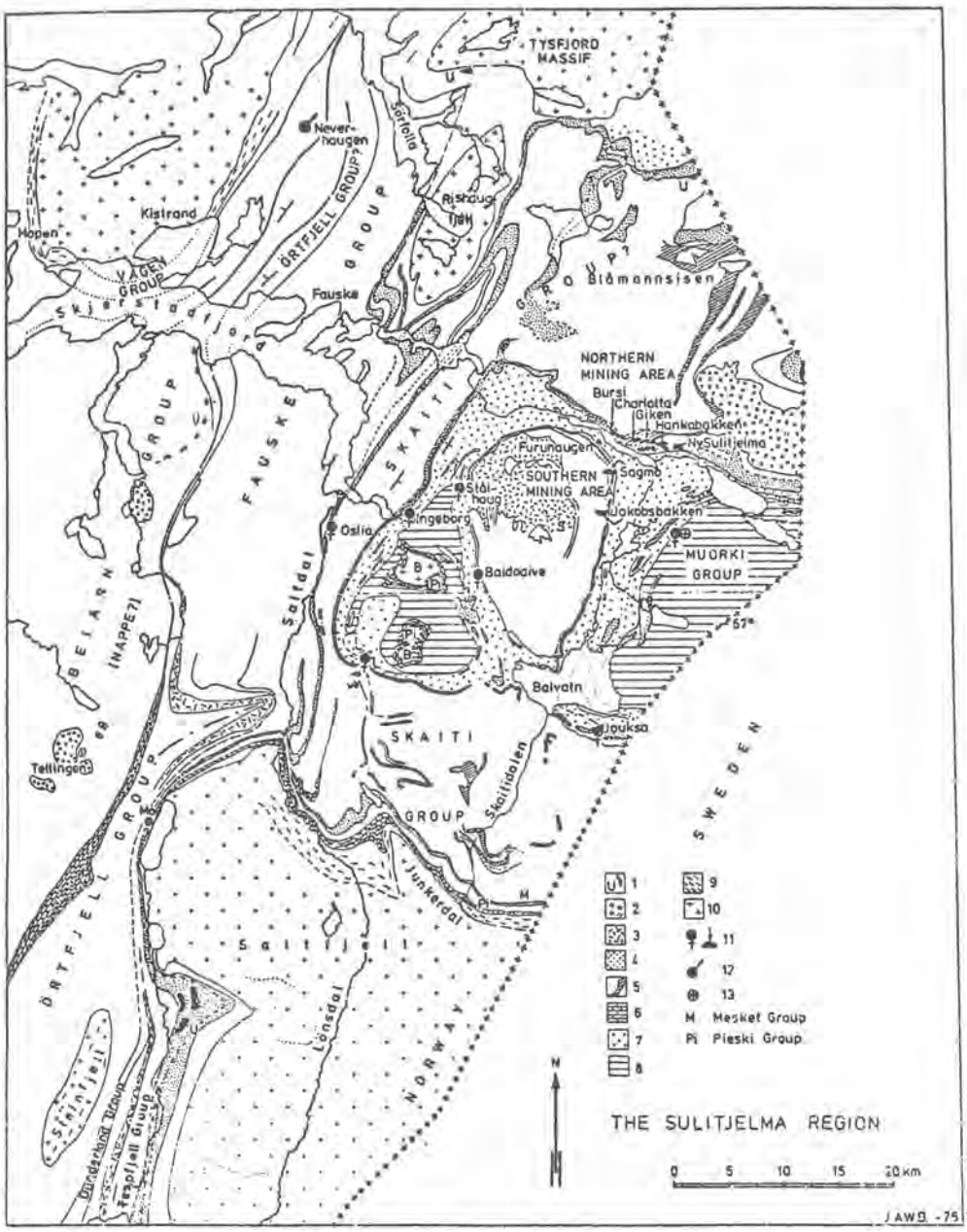
Geologi

Sulitjelmafeltet er betegnelsen på et ca. 4.000 km^2 stort geologisk område fra Saltfjellet i syd til Sørfold i nord, fra Saltdal i vest til noe over svenskegrensen i øst.

Over de prekambriske og eokambriske bergartene ligger store mektigheter med kambrosiluriske sedimenter, metamorfisert under den kaledonske fjellkjededannelsen, Fig. 7.1.

I et bestemt nivå i den kambrosiluriske lagpakken opptrer stratabundne kopperførende sulfidmineraliseringer i tilknytning til metavulkanske bergarter.

Bergartene er hovedsakelig agglomerater, breksjer, klorittskifer og båndede amfibolitter.



1. Ultrabasitt. 2. Gabbro. 3. Granitt. 4. Sulitjelma amfibolitt.
5. Felsiske metavulkanitter. 6. Kalkspatmarmor. 7. Furulund skifer.
8. Muorki serien. 9. Eokambrium. 10. Prekambriske bergarter.
11. Kobberforekomster. 12. Jernmalmforekomster. 13. Fossil lokalitet

Fig. 7.1 Geologisk oversikt over Sulitjelmafjellet.

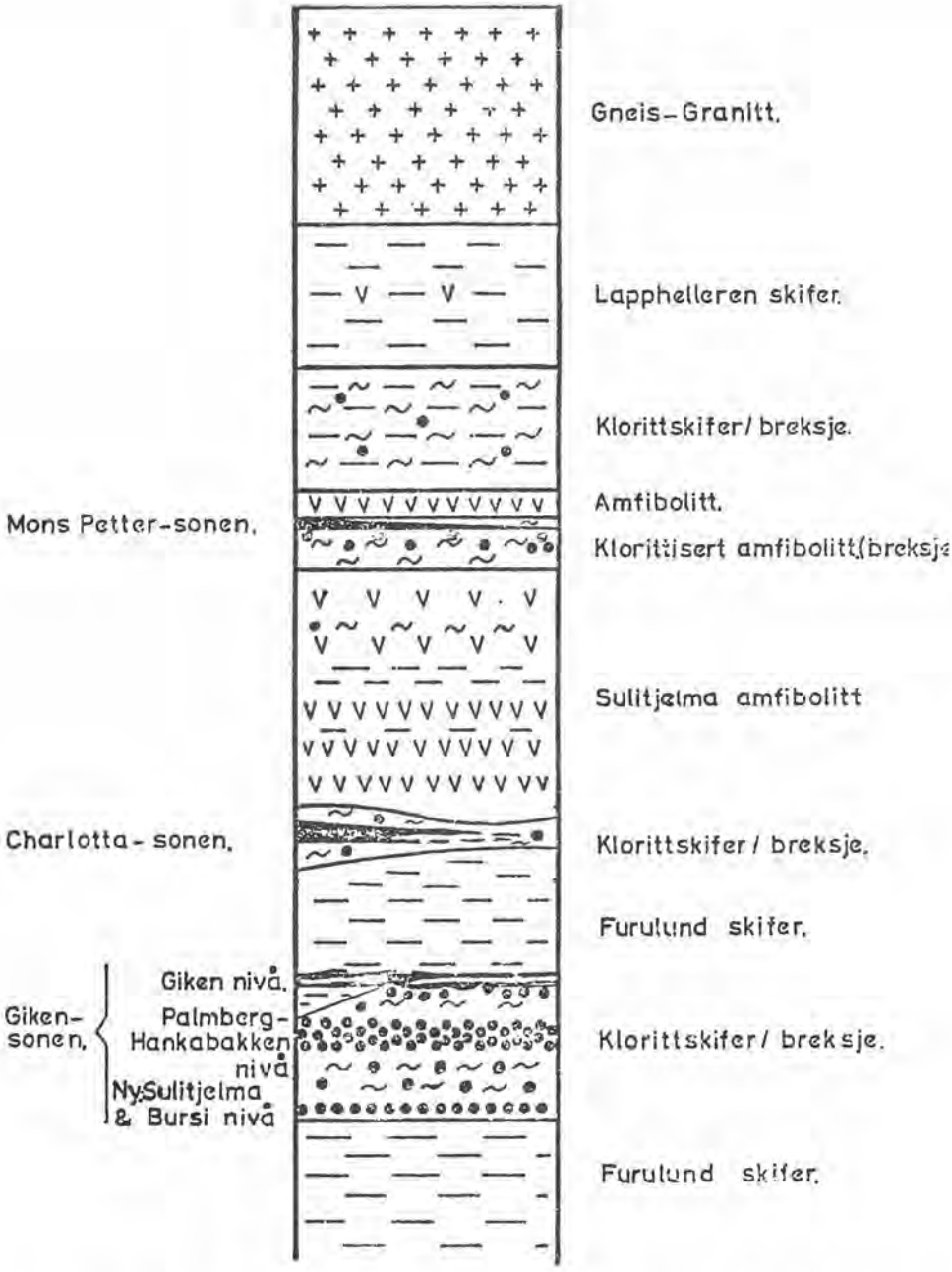


Fig. 7.2 Nordgruvefeltet Sulitjelma. Skjematisk stratigrafisk oversikt over malmsonene.

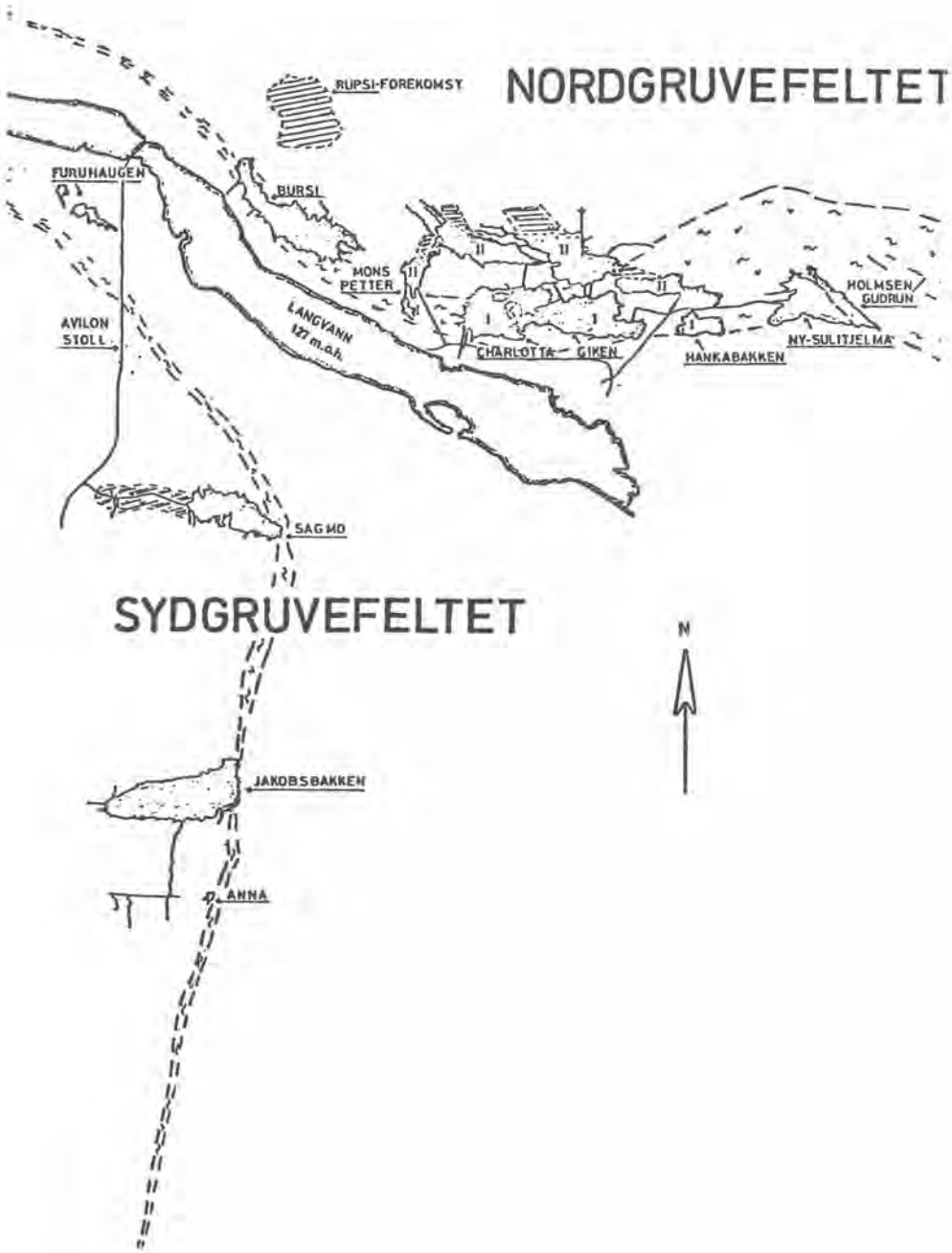


Fig. 7.3 Horisontalkart over Nord – Sydgruvefeltets forekomster.

Enkelte steder opptrer mineraliseringen i så pass store mengder at den kan være gjenstand for økonomisk drift. De økonomiske partiene er som oftest formet som ellipser.

De stratabundne mineraliseringene kan grovt deles i 3 hovedsoner: Giken, Charlotta og Mons Petter. Fig. 7.2.

Mons Petter-sonen ligger øverst i stratografien. Lagdelingen stuper her mot nord-vest.

Historikk

Mons Petter I ble drevet i tiden 1887 til 1912 og har utgående i dagen, Fig. 7.3.

Fortsettelsen, Mons Petter II, ble satt i drift i 1975. Malmen ligger som en plate med 10° - 20° fall og gjennomsnittsmektighet 3,2 meter.

Malmreserven var i 1975 0,85 mill. tonn á 2% Cu. I dag er reserven 1.4 mill. tonn á 2,2% Cu.

Pr. 1.6.-80 er det tatt ut ca. 1 mill. tonn malm fra Mons Petter II.

Vinteren -79 ble det med diamantboring påvist en fortsettelse av malmen mot nord-vest, ca. 1,2 mill. tonn malm á 2,3% Cu med gjennomsnittsmektighet på 8,7 meter.

I dag drives produksjon på gjenstående pillarer langs åpnings sik-sak-orten i Mons Petter II. I tillegg drives det oppfaring og tilredning i fortsettelsen av forekomsten mot nord-vest.

Bergmekaniske forhold

Malmen i Mons Petter er massiv og en av de mest svovelrike malmtypene i Sulitjelma-feltet. Hengbergarten er amfibolitt av varierende styrke, og liggbergarten er klorittskifer.

Hovedspenningsretningen i gruva er parallelle med lagdelingen og er temmelig konstant i størrelse innover i lagpakken.

På grunn av dette kan hengbergarten betraktes som en tilnærmet homogen plate.

Største hovedspenning virker parallelt med fallet og er en trykkspenning med middel-verdi ca. 70 kp/cm^2.

Minste hovedspenning er en lav trykkspenning, ca. 10 kp/cm^2, og virker parallelt med strøket.

Teoretisk horisontalspenning er 7 kp/cm^2.

Overdekningen i Mons Petter er pr. i dag ca. 200 m, men øker mot nord. Teoretisk vertikalspenning er 54 kp/cm^2.

De høye horisontalspenningene indikerer geologisk betingede spenningsforhold.

Horisontalspenningene er høye nok til å gi oppknusing av heng i svakere hengområder. I andre partier gir de en gunstig forspenning av hengen, som da gir anledning til åpning av rom med store spennvidder.

Grubedriften

Grubedriften i Sulitjelma startet på malmsonenes utgående i dagen. Brytningsmetoden var dagstrossing og palldrift. Da man ble tvunget under jord, ble avbygningsmetoden åpne rom med tilfeldig gjensetting av bergfester.

Etter som overdekningen økte og spenningen med den, ble man tvunget til mer syste-matisk gjensetting av bergfester.

Avbygningsmetoden gikk over til stigortdrift med gjennomslag. Denne metoden ga en radikal senkning av utvinning og effekt, Fig. 7.4.

Siden den gang har jakten på alternative brytningsmetoder for økning av utvinning og effekt vært kontinuerlig.

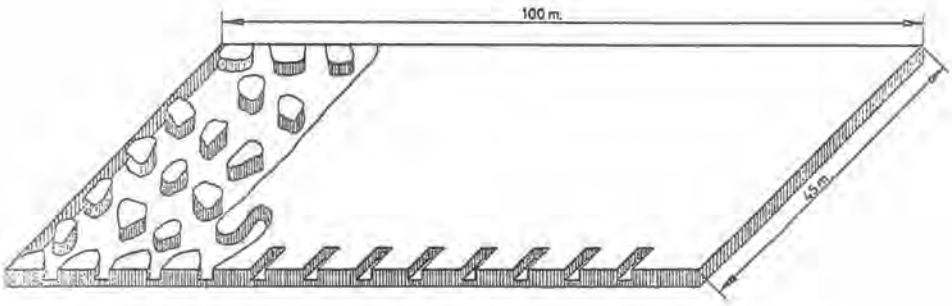


Fig. 7.4 Brytningsplan. Stigort og gjennomslag. A/S Sulitjelma Gruber.

Av metoder som har vært forsøkt, kan nevnes kustige bergfester og stempelrasbryting. Den første bedret utvinnigen men senket effekten. Stempelrasbrytningen ble også for dyr. Stempler og plank ble til stadighet skutt i stykker, og materialkostnadene ble for høye, Fig. 7.5.

Resultatet av bergtrykksmålinger og bitre driftserfaringer de senere år ga ikke mindre grunn til hodepine. Høye trykkspenninger kombinert med svak heng og elendig liggbergart, førte i flere tilfeller til at liggen ble presset opp i ortene slik at de gikk tett etter kort tid, når avbygningen nærmet seg.

Skinnegående transport var til tider et mareritt.

Den økende mekanisering og nye produksjonsmaskiner medførte i tolvte time også en løsning for gruvene i Sulitjelma.

Man konstaterte at feltortdrift med mekanisert utstyr ga adskillig høyere effekt enn konvensjonell stigortdrift med gjennomslag.

Resultatet ble en avbygningsmetode basert på driving av parallelle feltorter med retirerende rasering av mellomliggende pillarer. Avhengig av hengforholdene lignet pillarraseringen enten regelrett rasbrytning eller modifisert rom og pillardrift, Fig. 7.6.

Etter forsøksdrift i Giken - Charlotta, ble Mons Petter II besluttet utbygget med denne metoden.

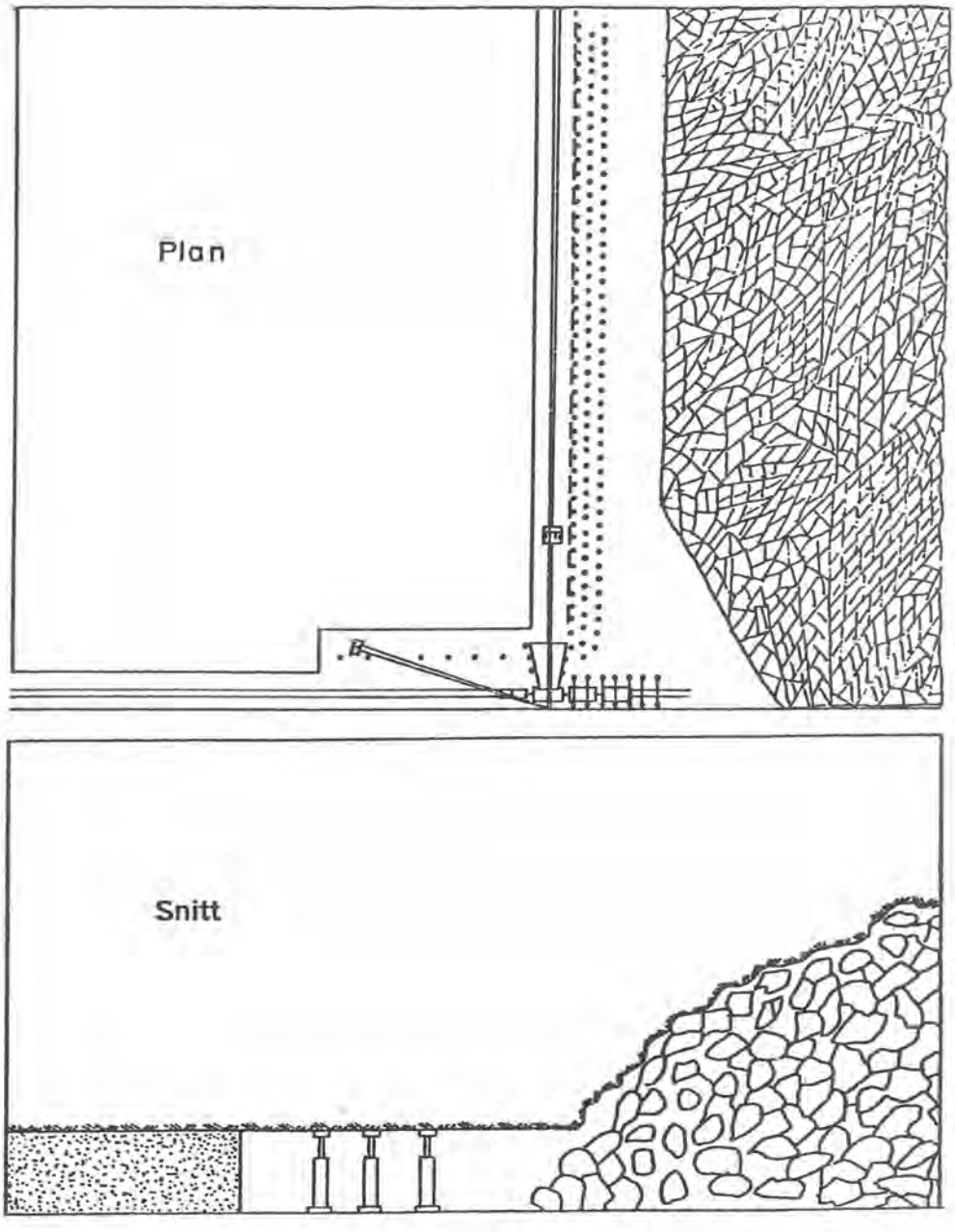


Fig. 7.5 Stempelrasbrytning

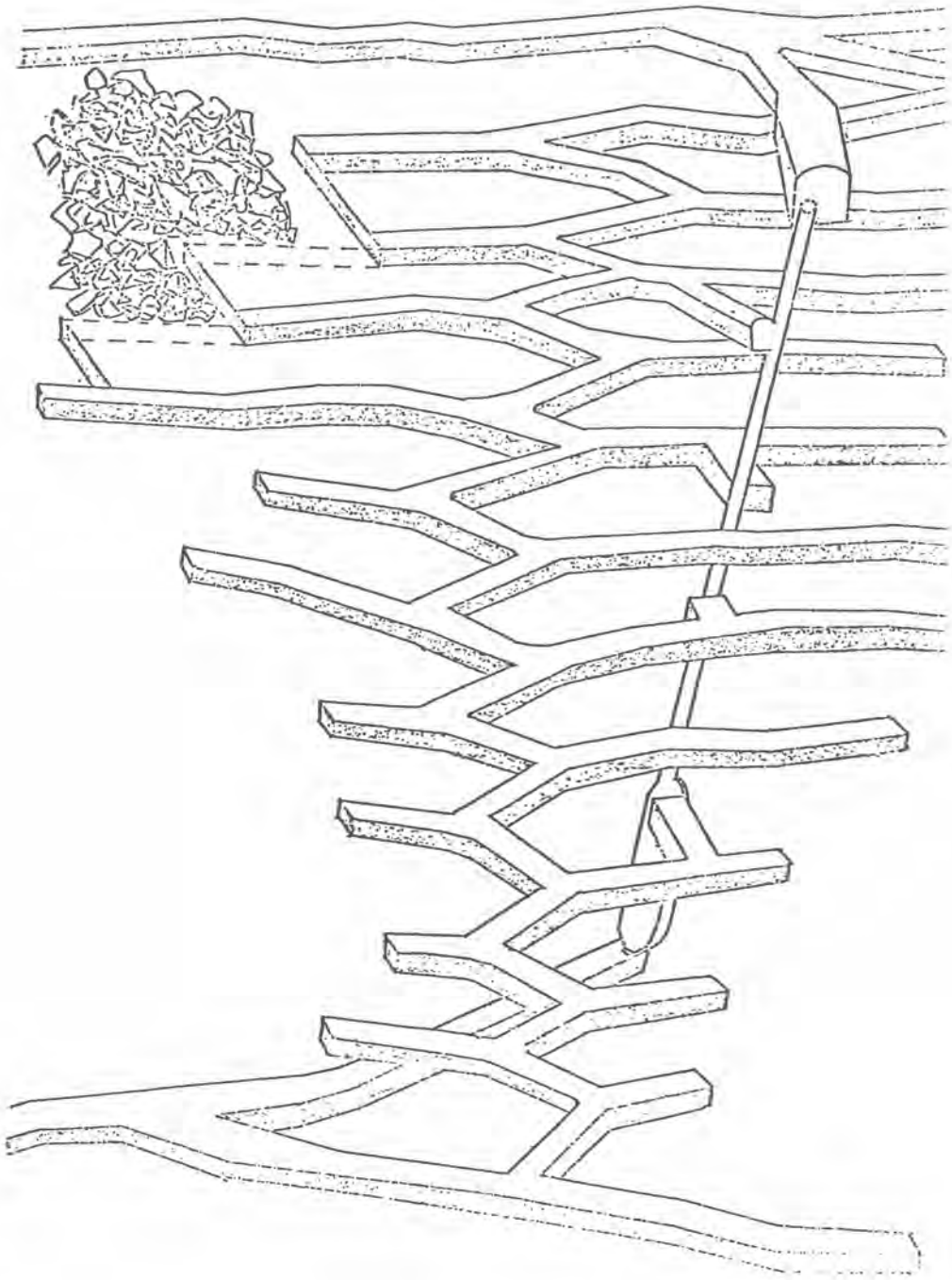


Fig. 7.6 Modifisert rom- og pilardrift.

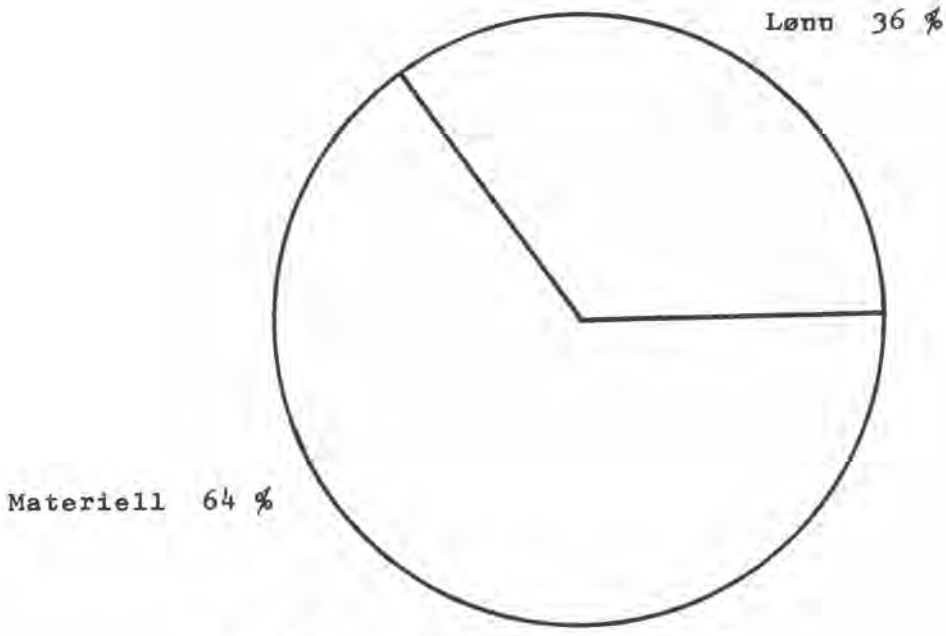


Fig. 7.7 Prosentvis fordeling av driftskostnadene.

Forekomsten er åpnet med en bilstoll inn under malmen. Fra bilstollen er det adkomst opp til brytningsområdet.

To malmkasser går fra brytningsområdet ned til bistollen, en kasse i øvre og en i nedre område.

Sentralt i feltet er det drevet en sik-sak ort i malm oppover til øvre malmgrense.

Fra denne sik-sak orten går det parallelle feltorter til begge sider. Feltortene er drevet til malmens yttergrenser.

Fra øvre feltort starter røving av ovenforliggende malmpillar. Når røvingen har retirert ca. 50 til 60 meter mot sik-sak orten, starter produksjonen på nedenforliggende pillar.

Pillarrøvingen er i hovedsak en retirerende pillarrasering hvor pillarene strosses ned på feltortens såle og lastes opp med last- og bærmaskiner. Malmen transporteres til nærmeste kasse.

Vanlig avstand mellom feltortene (pillarbredden), er 8 til 10 m . Avstanden varierer imidlertid med malmens fall. Øker fallet, tillates større ortavstand.

Under pillarraseringen kan ulike heng og spenningsforhold gi ulike behov for gjensetting av bergfester.

– Dersom hengen er svak og raset utvikler seg for nært innpå den retirerende stuffen, må det settes igjen pillar.

– Dersom rasutviklingen uteblir, kan trykket på stuffen bli så stort at den knuses. Dette skaper problemer for boring og lading, og det må settes igjen pillarer. I disse tilfeller kan raset utvikles ved lange strossetak i hengen.

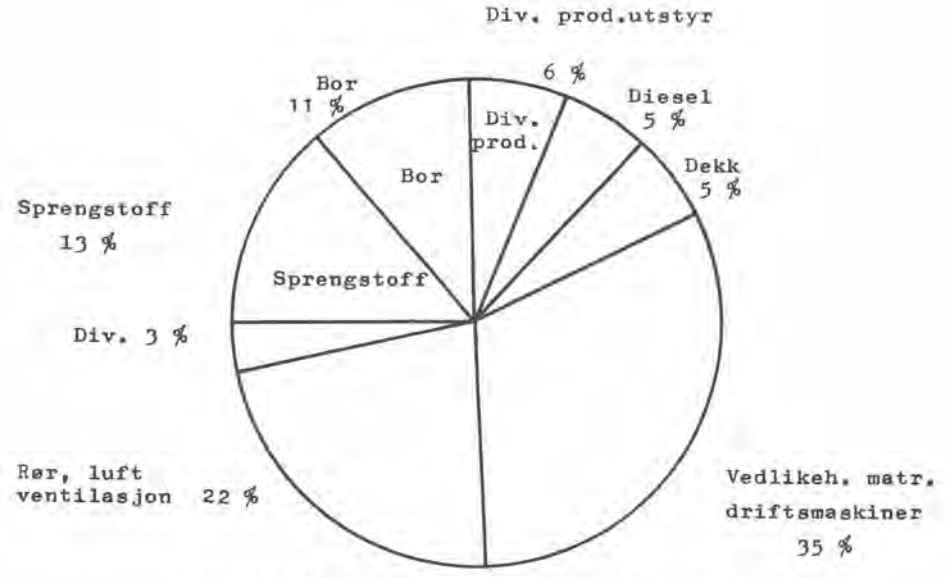


Fig. 7.8 Prosentvis fordeling av materiellkostnader.

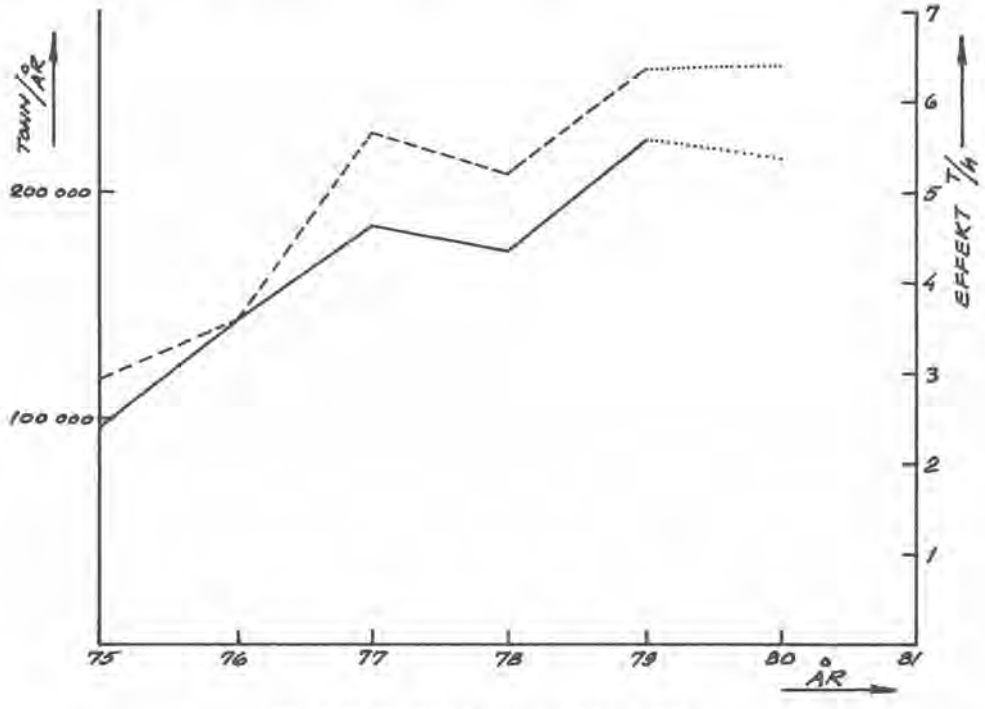


Fig. 7.9 Produksjons- og effektutvikling.

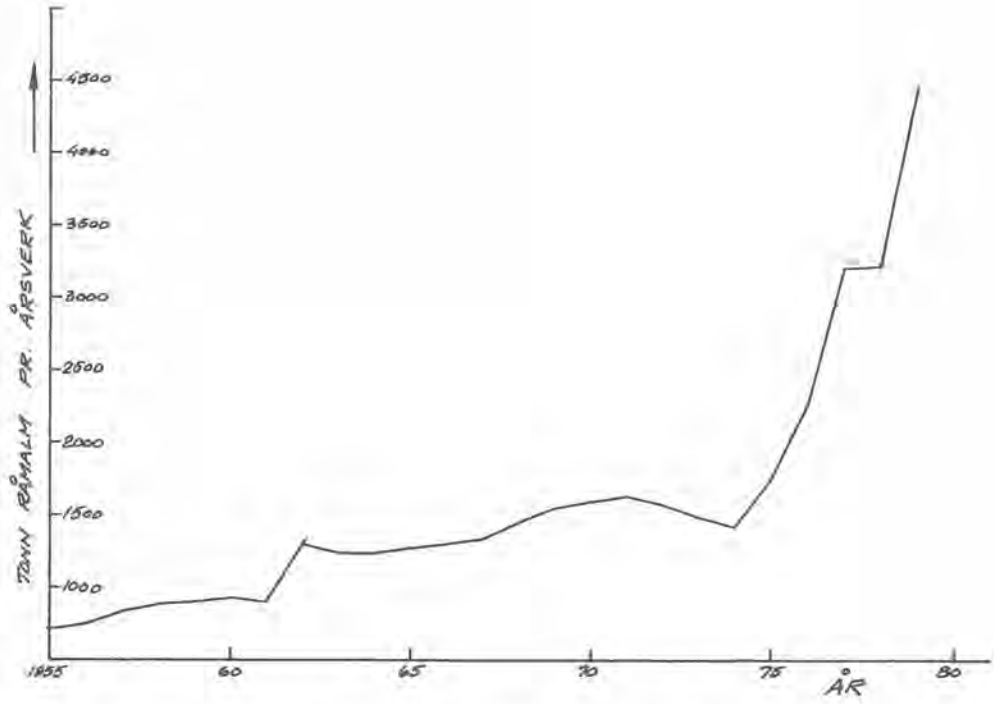


Fig. 7.10 Effektutviklingen fra 1955 – 1980 ved A/S Sulitjelma Gruber.

– Dersom hengen går i ras 5-8 meter fra stuffen, er forholdene gunstigst, og man kan drive ren rasbryting uten gjensetting av pillarer.

Fattige malmpartier kan settes igjen og tillater således selektiv drift.

I oppfaringsfasen hvor det drives parallelle feltorter langs strøket, er likhetene med rom og pillarbryting store.

I raseringsfasen blir gjensetting av pillarer avhengig av heng og bergtrykksforhold, og derfor noe tilfeldig. Ferdig utdrevet kan mønstret derfor ligne mer på åpne rom med gjensetting av bergfester. Mye av rommene er imidlertid gått i ras.

Produksjonsutstyr.

I åpningsfasen av Mons Petter II ble benyttet Gardner Denver Minibore 2 boms rigger med GD 93 LAR bormaskiner og Wagner ST 2 B last- og bærmaskiner.

Pr. i dag består produksjonsutstyret av:

Borerigger:

1 stk. Atlas Boomer H 120	2 stk. Cop 1038
1 » Alimak H 852	2 » AD 102
2 » Gardner Denver Minibore	4 » GD93 LAR
1 » Alimak L 431	1 » Tampella 400

Last- og bærmaskiner:

2 stk. Wagner ST 5 E
2 » Wagner ST 8 A

Dumper:

1 stk. Schopf T 193
Div:

1 stk. Cat 920
1 stk. traktor

Hovedvifter:

2 stk. Woods á 65.000 m^3/h

Sekundærventilasjon:

GAL 7 40.000 m^3/h
Søderberg 20.000 »

Kompressor:

2 stk. Atlas Z4

Ortboring foregår med 11/2" lett tunnelutrusning og 45 mm stiftkrone. Salvelengde 3,5 - 4,5 m.

Under pillarrøvingen bores det langhull med 1 1/8 skjøtestenger. Vanlig hullengde er 15 meter.

Skyting av ort- og produksjonssalve foregår ved skiftets slutt.

Ca. 70% av anvendt sprengstoff er ANFO fra egen blandestasjon. Ca. 30% er Glynit.

Bunnhull lades med Glynit. I områder med dårlig heng, brukes det rørammunisjon i henghullene.

Tennersystemet er tjærelunte og feng nr. 8.

Brytningsmetodens fordeler/ulemper:

Fordeler:

- Høy produktivitet
- Velegnet for høy mekaniseringsgrad

- god utnyttelse av få og store produksjonsmaskiner
- høy produksjon under oppfaring
- selektiv drift
- lavt malmtap 15%
- all oppfaring/tilredning i malm

Ulemper:
- stor gråbergtilblanding, 22%
- komplisert ventilasjon
- følsom for store forskjeller i hovedspenningsstørrelse

Figurene 7.7 og 7.8. viser driftskostnadenes prosentvise fordeling 1. halvår 1980 i Mons Petter II.

Figur 7.9. gir et bilde av produksjonen og effektutviklingen fra starten i -75 frem til i dag.

Figur 7.10. gir et bilde av effekten ved A/S Sulitjelma Gruber i tiden fra 1955 frem til i dag.

ERFARENHETER AV ELEKTRISK LASTMASKIN UNDER JORD.

Experiencies with Electric LHD-machine Underground.

Professor Sven Granholm, Högskolan i Luleå.

SAMMENDRAG

Under första halvåret 1980 har en elektrisk driven lastmaskin provats under jord i Boliden Mineral AB; s gruva i Laisvall. Provet har utförts i samarbete mellan Boliden Mineral AB, LKAB och Högskolan i Luleå. Projektet har fått finansiellt stöd från Arbetarskyddsfonden.

Den maskin som provats är en GHH LF-7. 1E med en lastförmåga om 7 ton. Maskinen har en motoreffekt av 132 kW och matas med 1000 V. 50 Hz växelspäning genom en 180 m lång kabel.

Erfarenheterna av maskinen har varit goda. Kapaciteten har under de aktuella förhållande varit samma som för motsvarande dieseldrivna lastmaskiner. Maskinen har under provperioden visat en tillfredsställande driftsäkerhet.

Utnyttjningen av maskinen har varit låg.

Maskinen är nu placerad i Boliden Mineral AB; s gruva i Udden, där den kommer att vara i drift preliminäert till halvårsskiftet 1981.

SUMMARY

During the period january-june 1980 an electric LHD-machine has been on test underground in the Laisvall mine, run by Boliden Mineral AB. The test has been carried out in cooperation between Boliden Mineral AB, LKAB and University of Lulea. The project has received a major financial support from the Swedish Work Environment Fund.

The machine tested is a GHH LF-7. 1E with a tramming capacity of 7 metric tons. It is equipped with a motor of 132 kW, powered by 1000 V. 50 c/s AC and has a cable with length of 180 m.

The experience is so far very positive. The capacity of the machine has under the actual circumstances been the same as for corresponding diesel-powered vehicles. The availability and reliability during the test period has been satisfactory. But the utilization has been very low.

The machine has now been moved to the Boliden mine Udden, where it will be in operation preliminary until the end of June 1981.

En mycket stor del av den sammanlagda produktionen i världens underjordsgruvor hanteras idag med hjälp av dieseldrevna hjullastare. Praktiskt taget alla gruvor som över huvud taget har förutsättningar att kunna använda hjullastare, använder dem.

De dieseldrivna hjullastarna utgör i de flesta fall den allvarligasta föroreningskällan av luften under jord. Enligt en undersökning omfattande svensk gruvindustri för några år sedan svarade hjullastare för 50% av dieselavgaserna under jord. De luftmängder som behövs för att ventilera ut avgaserna, är mycket stora. Räknat i ton/år är mängden nödvändig ventilationsluft ungefär 2,5 á 3 ggr mängden brutet berg. Trots detta anses det i många fall att luftkvaliteten ej är tillfredsställande. Ventilationen är också mycket energikrävande.

Sedan några år tillbaka arbetar vi med att finna alternativ till dieseldriften i våra gruvor. Vår förhoppning är att vi skall finna en lösning som både ger oss renare luft och ger oss möjlighet att sänka ventilationskostnaderna. Som ett led i detta arbete provas för närvarande en elektrisk driven lastmaskin i en av våra gruvor. Maskinen får sin energi via kabel ansluten till elnätet.

Provningen ingår i ett projekt där Boliden, LKAB och Högskolan i Luleå samarbetar. Projektet har finansierats av Arbetarskyddsfonden.

För att vara av intresse för våra större gruvor bör en elektrisk lastmaskin ha en lastkapacitet av minst 7 ton, men gärna 10-12 ton. För närvarande finns det åtminstone 3 tillverkare, vilka har utvecklat och presenterat maskiner för 7 tons last, och flera väntas komma inom kort. Flera tillverkare arbetar också med utveckling av större maskiner, för 12 tons last.

De tre tillverkarna är Jarvis Clark Co Ltd, Canada, Wagner Mining Equipment Co, USA och Gutehoffnungshütte Sterkrade AG, Västtyskland.

Fig. 8.1 Jarvis Clark JS-500E

Jarvis Clark Co Ltd

Bland de första att utveckla elektriska hjullastare var Jarvis Clark Co Ltd. Företaget ligger i North Bay, Ontario, Canada och det började med lastmaskiner som licenstillverkade åt Wagner Mining Equipment Co i Usa. Sedermera har man utvecklat egna konstruktioner.

Deras första elektriska hjullastare utvecklades 1972 och hade en skopvolym om 1 yard^3. Den leverades till en guldgruva i Timmins, Ontario. Motivet till att prova elektrisk drift var problem med ventilationen.

I samarbete med INCO påbörjades 1975 arbetet på en elektrisk maskin för en skopvolym om 5 yard^3, vilken var den vanligaste storleken hos INCO; s dieseldrivna hjullastare. Motivet var att skaffa erfarenhet med tanke på kommande djupare nivåer i gruvorna. Där är även den höga lufttemperaturen en besvärande faktor. Under hösten 1977 leverades maskinen till INCO; s Creighton Mine, där den installerades i ett brytningsrum.

De uppgifter vi fått, tyder på att maskinen fungerat tillfredsställande. Totala drifttiden för maskinen är nu nogonstans mellan 9.000 och 10.000 timmar. Flera maskiner av samma typ är nu i drift i olika gruvor.

För närvarande arbetar man med utveckling av en elektrisk maskin med 8 yard^3 skopvolym, vilken kommer att få lastförmåga om 12 ton.

Maskinen med 5 yard^3 skopvolym (fig. 8.1) har fått beteckningen JS-500E och har följande data:

Totalvikt	21,4	ton
Längd	8,89	m
Bredd	2,44	m
Höjd (utan skyddstak)	0,75	m
Skopvolym	3,80	m^3
Brytkraft	16,3	ton
Lastförmåga	6,80	ton
Maxhastighet	9,30	km/h
Motoreffekt	96	kW
Spänning	600	V, 60 Hz
Kabellängd	200	m

De flesta data för maskinen är praktisk taget desamma som för motsvarande dieseldrivna. Tidligare enheter av JS-500E var utrustade med en motor om 130 kW. Baserat på de erfarenheter man fått, har man nu sänkt motoreffekten till ca 100kW. Detta har varit möjligt tack vare de goda belastningsegenskaper en elmotor har i jämförelse med en dieseldriven.

Maskinen matas i standardutförande med 550 V växelström.

Huvudmotorn är en varvtalsreglerad likströmsmotor med ett varvtalsområde 600 - 2300 r/m.

Transmissionen är mekanisk med momentomvandlare och växellåda med 2 hastigheter i vardera riktningen. Föraren är placerad på konventionellt sätt vinkelrätt mot maskinens längdaxel. Styrningen sker med spak.

Kabelhanteringen har väntats bli ett av de väsentliga problemen vid utveckling av de elektriska maskinerna. Jarvis Clark har klarat det med en tämligen konventionell kabelvinda med hydrostatisk drivning. Kabeln lindas upp i flera lager. (Fig. 8.2)

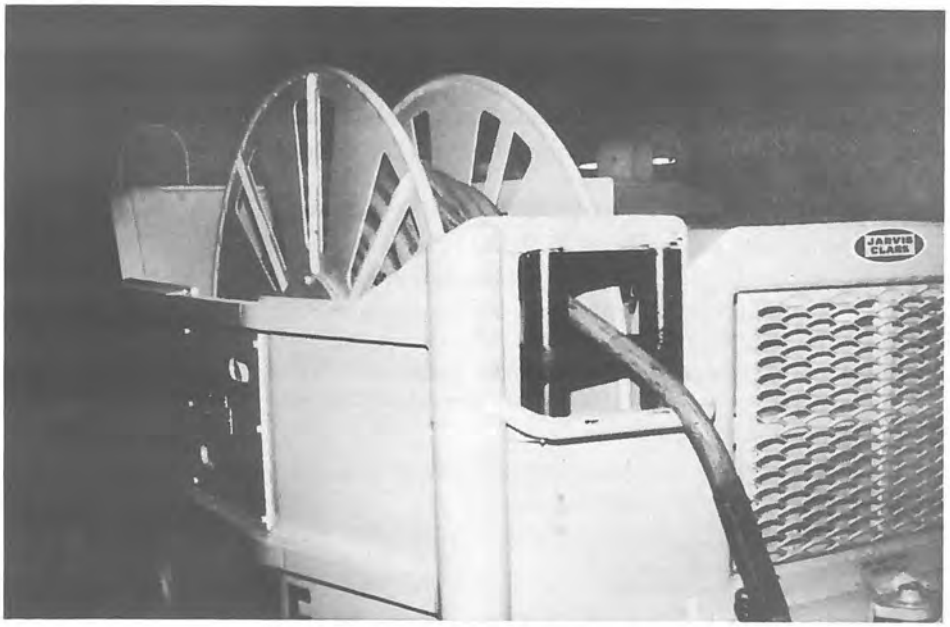


Fig. 8.2 Kabeltrumma på JS-500E

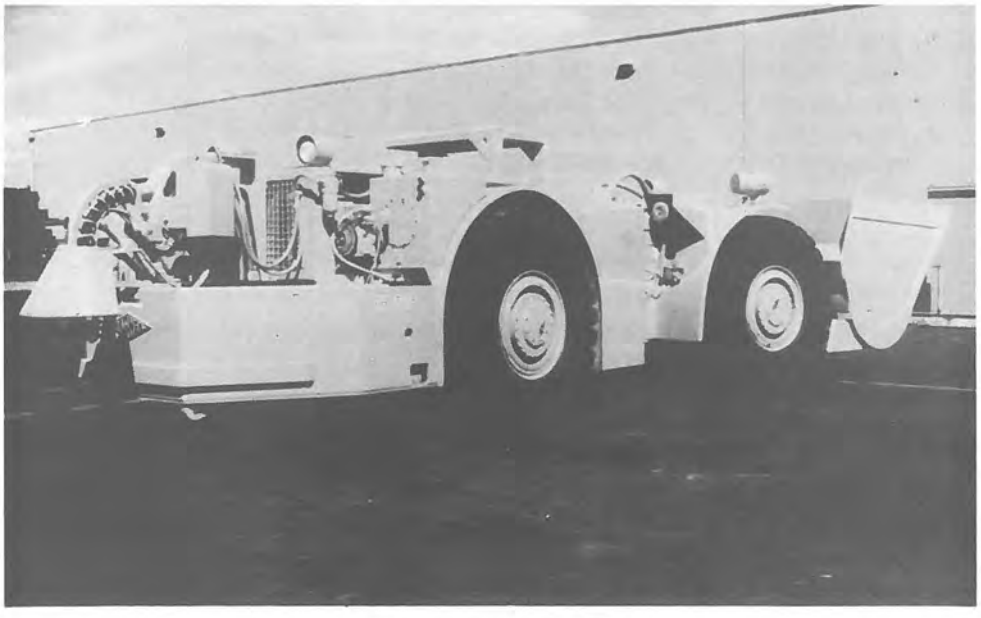


Fig. 8.3 Wagner EHST-5B

Wagner Mining Equipment Co

Åren 1976-77 utvecklade man hos Wagner i Portland, Oregon, en elektrisk lastmaskin med 5 yard^3 skopvolym, d.v.s. en lastförmåga om ca 7 ton. Efter provning på företagets provbana presenterades maskinen vid International Mining Show i Las Vegas i oktober 1978.

Efter ytterligare prov och modifiseringar togs maskinen i drift i Henderson Mine, Colorado, i september 1979. Man hade där vissa problem med kabelhandteringen, och man arbetar nu med att förbättra denna.

Wagner har uttryckt intresse för att fortsätta utvecklingen med en 8 yard^3 maskin, vilken blir ett alternativ till deras ST-8.

Deras elektriska 5 yard^3 maskin (fig. 8.3) har typbeteckningen EHST-5 B och har följande data;

Totalvikt	20,7	ton
Längd	8,58	m
Bredd	2,14	m
Höjd (utan skyddstak)	1,83	m
Skopvolym	3,80	m^3
Brytkraft	11,5	ton
Lastformåga	6,80	ton
Max hastighet	9,60	km/h
Motoreffekt	145	kW
Spänning	575	V, 60 Hz
Kabellängd	150	m

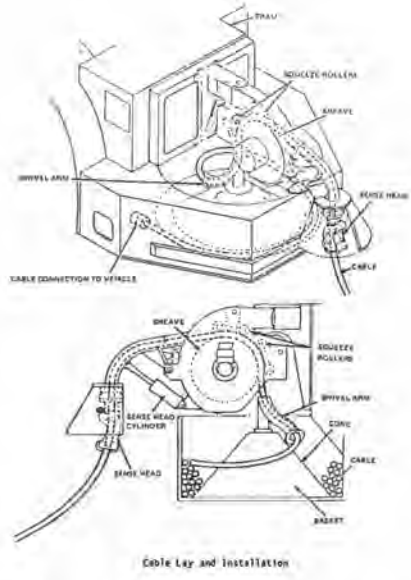


Fig. 8.4 Wagner "Cablemaster"

Fig. 8.5 Wagner "Cablemaster"

Vid konstruktionen av EHST-5 B har man utgått från den dieseldrivna varianten och bibehållit den främre delen praktiskt taget oförändrad. Den bakre delen av maskinen är däremot helt ny.

I standardutförande för den nordamerikanska marknaden matas maskinen med 575 V 60 Hz växelström, men kan,liksom övriga elektriska maskiner, leveras för den spänningen köparen önskar.

Wagner har som drivmotor valt en asynkronmotor och regulerar hastigheten på fordonet med en hydrostatisk växel där såväl pump som motor har variabelt deplacement. Efter den hydrostatiska växeln finnes en mekanisk växellåda med två hastigheter. Den främsta fördelen med det valde drivsystemet är de enkla och billiga elektriska komponenterna.

Hos Wagner har man lagt ned stor möda på att finna en lösning på problemet med kabelhanteringen. Man har utvecklat ett helt nytt system, "Cablemaster", som i princip påminner om en enkel hasperulle, Fig. 8.4 Kabeln förvaras i ett cylindriskt utrymme i den bakersta delen av chassiet. In- och utmatning av kabeln sker med en hydraulmotordriven drivskiva. Inrespektiva utmatning styrs av en reglerenhet, vilken känner av kabelns sträckning och styr hydraulmotorn. Fördelarna med detta system jämfört med den konventionella kabeltrumman är dels att man har undvikit tröghetskrafterna hos den roterande trumman, dels att kabeln förvaras i kabelkorgen praktiskt taget utan mekaniska spänningar.

Gutehoffnungshütte Sterkrade A G

Det tyska företaget GHH har också tidligare varit licenstillverkare av Wagners maskiner innan man började utveckla egna konstruktioner. Deras dieseldrivna lastmaskiner är välkända.

GHH har nu även utvecklat en elektrisk maskin med en lastförmåga om 7 ton. Maskinen, som har beteckningen LF - 7. 1E (Fig. 8.5), har följande data;

Totalvikt	24,5 ton
Längd	10,5 m
Bredd	2,20 m
Höjd (utan skyddstak)	1,90 m
Skopvolym	3,80 m^3
Brytkraft	13,0 ton
Lastförmåga	7,3 ton
Max hastighet	12,1 km/h
Motoreffekt	132 kW
Spänning	1000 V, 50 Hz
Kabellängd	180 m

Den första maskinen av typ LF-7. 1E är sedan eftersommaren 1979 i drift i en kolgruva i Walzum i Ruhrområdet i Västtyskland. Alla informationer som gått att få tyder på att maskinen hittills funktionerat tillfredsställande.

På grund av slarv skadades kabeln efter ca 800 timmars drift och måste bytas. Ersättningskabeln har nu varit i drift mer än 3000 timmar. Maskinens totala drifttid är mer än 4000 timmar.

Fig. 8.6 GHH LF-7. 1 E

I likhet med Wagner har GHH som drivmotor valt en 3-fas asynkronmotor av speciellt utförande för gruvor. Matningsspänningen är 1000 V, 50 Hz. Normalt har man i Tyskland använt spänningen 500 V, men går nu allt mer över till 1000 V. Motorn driver maskinen via en variabel momentomvandlare och en växellåda med 2 hastigheter i vardera riktningen.

Kabeln lindas upp på en konventionell roterande trumma försedd med spridare. Kabeltrumma drivs hydrostatisk med ett moment som är inställbart med hänsyn till kabeltyp och övriga förhållanden (Fig. 8.6).

Val av maskin för prov

På ett tidigt stadium av projektet överenskoms mellam deltagarna i projektet att provet skulle utföras i Bolidens gruva i Laisvall i Norrbottens län. Man har där bl. a. långvarig erfarenhet av dieseldrivna lastmaskiner av samma storlek, vilket underlättar jämförelser. Efter moget övervägande och beaktande av en mängd olika faktorer beslöts att en maskin av typ GHH LF-7. 1.E skulle väljas för provet. Driftspänningen valdes till 1000 V, vilket är unikt för våra gruvor.

GHH representerar i Sverige av Grängesbergs Industrivarv AB i Grängesberg. Den aktuella maskinen hyrdes av Boliden Mineral AB för den period om sex månader som provet beräknades omfatta. Maskinen levererades till Laisvall i slutet av 1979 och togs i drift i början av 1980.

Provets omfattning

Provet har pågått under tiden januari-juni 1980 och har omfattat följande:

1. Maskinens kapacitet har studerats. Dels genom kontinuerlig uppföljning av långtidskapaciteten och dels genom en arbetsstudie omfattande lastning av två salvor.

2. Lastmaskinens energiförbrukning, underhålls- och reparationskostnader har studerats. Omfattning och anledning till driftsavbrott och stillestånd har noterats i körjournal.

3. Maskinens inverkan på arbetsmiljön har undersökts genom:
   a) Bullermätning, jämförelse med dieseldrivna maskiner

   b) Mätning av luftföroreningar; kväveoxider, kolmonoxid samt ozon. Jämförelse med dieseldrift.

4. Maskinen har bedömts ur ergonomisk synpunkt samt ur säkerhetssynpunkt.

Beslutet

Resultaten från provet håller nu på att utvärderas. En rapport kommer att publiceras före årsskiftet. Så mycket kan dock sägas att resultatet har varit bra, så bra att Boliden Mineral AB har placerat maskinen i sin gruva i Udden för ytterligare prov under en 12-månaders period.

Maskinen har överträffat förväntningarna hos gruvan. Men maskinutnyttjandet har varit mycket dåligt.

Under de sex månaderna har maskinen varit i drift endast 299 timmar, varav

– utbildning	24	tim
– produktionslastning	275	tim

Det låga utnyttjandet har berott på låg produktion inom det område där maskinen arbetat. Brist på personal samt arbetskonflikt har varit en bidragande orsak. Driftsavbrotten på grund av fel på maskinen har däremot varit få och kortvariga.

Kapacitet

Uppföljning av maskinens långtidskapacitet har utförts på så sätt att respektiva maskinförare för varje skift rapporterat antal lastade ton samt maskinutnyttjning enligt timmätare.

Medeltransportsträcka	115	m
Malmens densitet	2,74	t/fm^3
Mängd lastad malm	31850	t
Antal driftstimmar	275	h
Genomsnittlig kapacitet	116	t/h

Månadsmedelvärden

	Maskintim	Kapacitet t/h
Januari	39	97,2
Februari	43	119,4
Mars	63	138,3
April	55	102,4
Maj	34	122,9
Juni	41	109,5

Med syfte att erhålla underlag för en kapacitetsberäkning för varierande transportsträckor har en arbetsstudie utförts, omfattande lastning av två salvor om sammalagt 415 fm^3. Transportsträckan från lastplats till tömningsplats var under studiet i medeltal 140 m. Lastningsförhållandena under studiet bedömdes ha varit i medeltal något svårare än normalt för Laisvallgruvan.

Vid lastning på fyll vid igensättningsbrytning är dock lastningen betydligt svårare, varför 30 - 35% lägre lastningskapacitet kan förväntas vid denna brytningsmetod.

Kapaciteten hos den el-drivna lastmaskinen har mycket väl motsvarat ställda förväntningar. Åkhastigheten under studiet var vid lastfrakt i medeltal 7,4 km/tim och vid tomfrakt 7,7 km/tim vilket erfarenhetsmässigt är normala hastigheter för LHD-maskiner i praktisk drift. Prov har visat att utrustningen för kabelupprullning klarar maskinens maxfart ca 12 km/tim i båda färdriktningarna, varför i första hand transportvägens beskaffenhet begränsar åkhastigheten. El-drivna LHD-maskiners kapacitet per utnyttjad maskintimma förväntas vara likvärdig med dieseldrivna maskiner av motsvarande storlek. Den begränsade mobiliteten vid transport utanför kabelns aktionssträcka är en nackdel som f n begränsar el-drivna lastmaskiners utnyttjningsgrad.

Driftklarhet

Maskinens driftklarhet har varit tillfredsställande. P.g.a. provets kortvarighet bedöms det ej meningsfullt att försöka redovisa tillgängligheten i reella siffror. Beträffande den mekaniska delen har de fel som förekommit varit relativt enkla och omfattningen bedöms som normal för en ny maskin under inkörning.

Kabeltrumma och kabelstyrning har fungerat mycket bra. Endast en störning har förekommit då fästbulten till kabelstyraren lossnade. Störningen förorsakade dock ingen skada på kabeln.

Kabeln har under provet fått några punktskador p.g.a. nötning mot trästockar som placerats i pelarhörnet närmast matningspunkten för att skona kabeln från nötning direkt mot berg. Skadorna har ej gått igenom kabelns pansarfläta. För att undvika fortsatt nötning på samma punkt på kabeln, har infästningspunkten flyttats längs kabeln. Det bör vara möjligt att reparera de uppkomna skadorna genom någon form av vulkanisering.

Den f n begränsade mobiliteten hos el-drivna lastmaskiner innebär att service och reparationer i större utsträckning än önskvärt måste utföras ute vid brytningsområdet.

Denne olägenhet kan elimineras genom att anskaffa ett dieseldrivet generatoraggregat monterat på en släpvagn eller som kan bäras i lastmaskinens skopa vid förflyttning utanför elkabelns räckvidd.

Kostnader

Provperioden är för kort för att det skall vara möjligt att göra en säker bedömning av maskinens drifts- och underhållskostnader. Hittills har dock inga indikationer erhållits som tyder på att dessa kostnader väsentligt skulle avvika från dieseldrivna hjullastares kostnadsnivå. Den kostnadspost som bedöms svårast att uppskatta, är kostnaden för el-kabel. Eftersom den 200 m långa kabeln kostar ca 50 000 kronor, är driftskostnaden i hög grad beroende av kabelns livslängd.

Reparations- och underhållskostnaderna under provet framgår nedan:

	Kr/maskintim	Kr/fm^3	Kr/ton
däckslitage	40,53	0,96	0,35[1])
service FU	15,59	0,37	0,13
skopslitage	40,53	0,96	0,35[2])
kabel	–	–	–
kabelvinda	0,79	0,02	0,01
övriga rep el	4,72	0,11	0,04
» » mek	49,48	1,17	0,43
Summa rep och underhåll	151,64	3,59	1,31

1) Kostnaden för däck har beräknats med ledning av uppmätt däcksslitage

2) Enligt statistik från Laisvallgruvan

Energiförbrukning och -kostnad

Förbrukad energi	19500 kWh
Energiförbrukning per ton	0,61 kWh/t
Energiförbrukning per timme	66,00 kWh/h
Energikostnad per ton (12,5 ö/kWh)	0,08 kr/t
Energikostnad per timme	8,25 kr/h

Som jämförelse kan nämnas, att en dieseldriven maskin av motsvarande storlek beräknas förbruka ca 18 l bränsle per timme, vilket med ett bränslepris av 1,45 kr/l innbär en enrgikostnad av 26,– per timme.

Arbetsmiljö

Buller

Maskinens buller har uppmätts och jämförelser gjorts med motsvarande dieseldrivna maskiner. Resultaten har dock ännu ej utvärderats.

Luftföroreningar

Koncentrationen av luftföroreningar vid elektrisk resp dieseldriven lastning har jämförts med hjälp av mätningar på provplatsen.

Skillnaden mellan elektrisk drift och dieseldrift är i det undersökta fallet inte så stora som man kunnat vänta sig. Anledningen till detta är dels att föroreningar från dieseldrift i andra delar av gruvan spred sig till provområdet, dels att ventilationsluften till viss del uppenbarligen cirkulerade inom provområdet. Det måste påpekas att resultatet av dessa mätningar ej är direkt överförbart på andra gruvor.

Luftkvaliteten vid samtidig el- och dieseldrift kommer att variera beroende på layout, ventilationssystem m m.

Ergonomi

Förarplatsens ergonomiska utformning har studerats och bedömts. Bland annat har de förare som kört maskinen givits tillfälle att uttala sig om maskinens utformning.

Sammanfattningsvis kan sägas att bedömningarna visar att förarplats och utformning av reglage inte är tillfredsställande. Detta förhållande gäller emellertid inte speciellt GHH LF - 7.1E utan gäller mer eller mindre alla lågbyggda underjordslastmaskiner med sidoplacerad förarplats. Styrning med bygel istället för ratt var man dock nöjd med.

Fortsatta försök

Sedan augusti 1980 är GHH LF - 7.1E placerad i Bolidens gruva i Udden. Fram till månadsskiftet september/oktober hade maskinen gått ytterligare 100 tim. Man räknar med att maskinen under det kommande året kommer att utnyttjas betydligt mer än under provperioden i Laisvall.

Man har i Udden betydligt svårare lastningsförhållande än i Laisvall. Resultaten hittills verifierar ytterligare erfarenheterna från Laisvall.

UTSLAG FOR 35 M²-TUNNEL PÅ 85 M DYP, RINGEDALSVATN

Lake tap Ringedalsvatn, crossectional area 35 m^2, waterdeapth 85 meter.

Sivilingeniør Øystein H. Stormo, Ingeniør Chr. F. Grøner A.S.

SAMMENDRAG

Foredraget omhandler utslaget i Ringedalsvatn for tilløpstunnelen til Oksla kraftverk, Tyssedal.

Utslaget ble utført som åpent utslag, dvs. mot lukket hovedluke, vannfylt tunnel og åpen sjakt. Dybde ved utslagspropp var 85 m. Lengde på tunnel fra luke til inntak er ca. 350 m.

Under utslagsproppen ble det etablert en luftpute av komprimert luft, absolutt trykk 9 bar, tilsvarende oppfylling av sjakt til 8 m under nivå i Ringedalsvatn. Selve utslagssalven besto av ca. 150 m^3 fast fjell, sprengstofforbruk 716 kg, tilsvarende relativ ladningstetthet 4,8 kg/m^3 fast fjell.

Det ble foretatt trykkmålinger på luke og i tunnel.

Under utslagsproppen ble det ved sprengningen målt en trykkstigning på 39%, på luka 17%. Oppsvinget i sjakta over nivå i Ringedalsvatn ble målt til 72,5% av nivådifferansen før sprengningen.

SUMMARY

The paper describes the break of the lake tap into Ringedalsvatn, Oksla Power plant, Tyssedal. The break was done as an open break e.g. against closed main shutter, water filled up tunnel and open shaft.

The depth by the break-out blast was 85 m. The length of the tunnel from the shutter to reservoir is approx. 350 m.

Below the break-out plug there was established an air-cushion of compressed air, pressure 9 bar, corresponding to the shaft filled up into 8 m below the level of Ringedalsvatn. The break-out blast consisted of approx. 150 m^3 of rock and 716 kg explosives corresponding to a spesific sharge of 4,8 kg/m^3 of rock. Pressure gauges were installed on the shutter and in the tunnel.

Below the break-out plug there was during the blast measurred a raise in pressure of 39%, and on the shutter, 17%. The water-level in the shaft raised above the level in Ringedalsvatn, 72,5% of the leveldifference before blasting.

1. INNLEDNING

Oksla kraftverk, Tyssedal er bygget av NVE-Statskraftverkene i egen regi. Anlegget er vist på fig. 9.1 og består av kraftstasjon med dykket utløp i Sørfjorden og inntak i Ringedalsvatn, HRV kote 463,9 og LRV kote 416,9.

Tilløpstunnelen er 3,9 km lang, jevnt stigende 1:8,68 fra stasjonen de første 3,5 km, og horisontal fra ca. 55 m nedstrøms for lukesjakt og fram til inntaket (bortsett fra det forreste partiet hvor tunnelen går ned på stup for å etablere utslaget). Horisontal del av tunnelen har total lengde ca. 400 m med tunnelsåle på kote 366,0. Terskelhøyden ved inntaket er på ca. kote 372,0.

Tilløpstunnelen har tverrsnitt 34,5 m^2 de nederste 2,2 km og tverrsnitt 37,7 m^2 mot inntaket (teoretisk tverrsnitt).

Betongdekket over lukesjakta ligger på kote 468,0, sjakttverrsnitt 16 m^2 og luketerskel på kote 367,0. Det er installert 2 luker, hovedluke og revisjonsluke, med tverrsnitt 2,5x4,0 m.

2. UTFORMING AV TUNNEL OG UTSLAGSPROPP

Tunnel er horisontal med sålehøyde på kote 366,0 fra P31 (56,4 m nedstrøms for lukesjakt) til P32 (268,0 m oppstrøms for lukesjakt). Tverrsnitt 37,7 m^2. Se fig. 9.2.

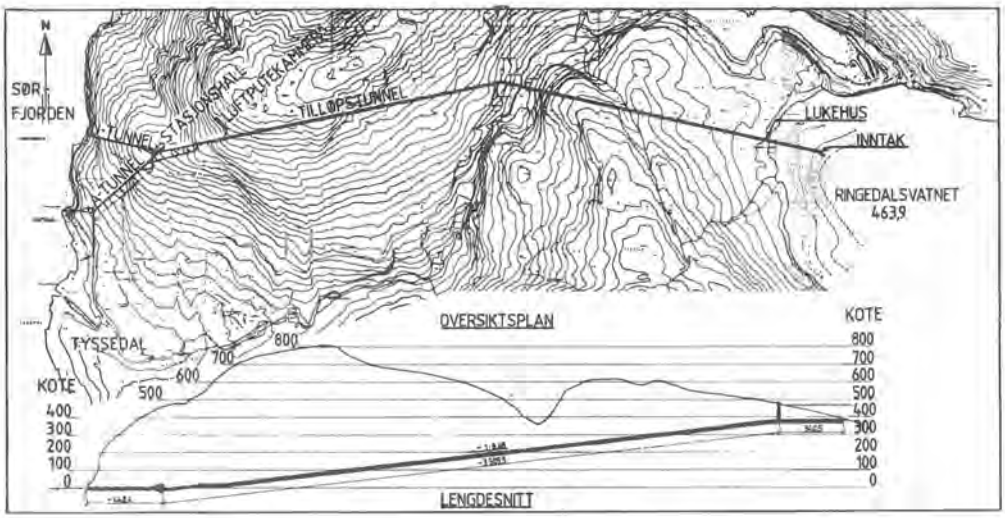


Fig. 9.1

Fra P32 til P33 (endepunkt tunnel) går tunnelen på stup, lengde 72,5 m, fall på såle 1:7, kotehøyde P33 er ca. 355,6. Hengen går på den samme strekningen med fall 1:9 de første 32 m og parallelt sålen med fall 1:7 mot utslag. Dette delvis på grunn av riggkapasitet i høyden. Tunnelhøyden var ønsket maks. 7,5 m. Dette ga ved overgangen til utslagssjakt en kotehøyde på ca. 366,0.

Bredden på tunnelen er økt fra 6,5 m ved P32 til 7,5 m ved P33.

Utslagssjakten er totalt ca. 9 m lang med stigning 1,5:1. Nedre del fikk tverrsnitt 7,5 x 7,5m med avrundede hjørner. Utslagsproppen var opprinnelig forutsatt ca. 6 m lang og med sirkulært tverrsnitt, Ø 6,5 m.

3. SPRENGNING FRAM TIL UTSLAG

Geologisk rapport, samt resultater fra seismiske undersøkelser tydet på gunstige fjellforhold langs tunneltraséen, med massiv finkornet gneis de siste 1250 m mot Ringedalsvatn. Lite oppsprekking.

Seismiske rapporter ga i utslagsområdet fjellhastigheter på 5300-5500 m/s., og løsmasseoverdekning på ca. 1,5 m med løsmassehastigheter på 1600-1700 m/s. som tydet på sand/grus.

Det ble forutsatt at utførelsen av sprengningsarbeidene ble vurdert på stedet etter hvert som fjellforholdene ble kjent, da med tanke på salvelengder, bore- og ladeplan og eventuelt delt tunneltverrsnitt med takstross på siste del av tunnelen.

Som det fremgår av fig. 9.2 ble det foretatt systematiske sonderboringer fra P32 og fram til utslaget. Sonderhull antydet til side for tunnelen ble sløyfet.

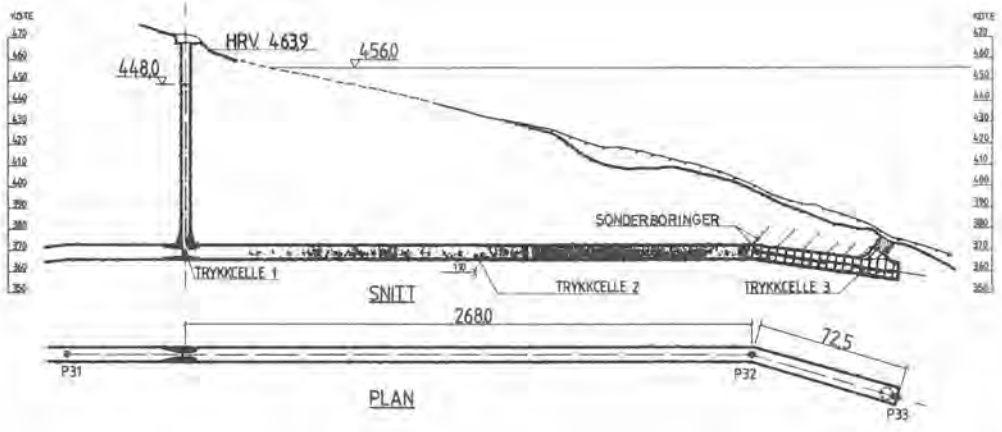


Fig. 9.2

Ved sonderboringer i utslagsområdet støtte man på en sterkt vannførende sleppe noenlunde parallelt fjelloverflaten. Denne sleppa ble injisert med vellykket resultat. Innlekkasjene både i utslagsområdet (etter injeksjon) og i tunnel/sjakt var ubetydelige.

Sonderboringene viste videre at fjelloverflatens beliggenhet avvek noe fra seismisk profil. Utslagsproppen ble som følge av dette trukket ca. 8 m tilbake.

Terskelhøyde ved inntak ble dermed ca. kote 372,0.

4. VALGT UTSLAGSMETODE

I samråd med NVE-Statskraftverkene og Vassdrags- og Havnelaboratoriet (VHL) i Trondheim ble det valgt å utføre utslaget mot vannfylt tunnel med lukket hovedluke og oppfylling av sjakt tilstrekkelig høyt til at oppsvinget ikke kom høyere enn betongdekket øverst i sjakta.

Det var ønsket en nivåforskjell på vannspeilet i sjakta og Ringedalsvatn på 5-6 m for å få en viss vannstrøm inn i tunnelen. Dette av hensyn til plassering av massene fra utslagsproppen. Av hensyn til oppsving i sjakta måtte størrelsen av nivåforskjellen tilpasses vannstanden i Ringedalsvatn.

I og med lavere vannstand i sjakta enn i Ringedalsvatn var risikoen for luftlekkasje fra luftlommen under utslagsproppen liten.

Utforming av tunnelen fram mot utslaget var valgt som beskrevet for å gi rom for plassering av sprengmassene fra utslagsproppen, og for naturlig å stenge inne ca. 150 m^3 luft i utslagssjakta ved oppfylling av tunnelen.

For å unngå det farlige og uoversiktlige hydroelastiske sjokktrykk gjennom vannet ved detonasjon av utslagssalven, er det helt avgjørende at man har en slik luftlomme. Teoretisk sett vil dempingen av den trykkstigningen som følger av gassdannelsen fra proppsprengningen bli større jo større luftlommen er, mens unngåelse av direkte trykkforplanting skjer ved at vannstrengen brytes. Det er også en ekstra sikkerhet med tanke på event. isolasjonssvikt i koblinger og ledninger at luftlommen dekker hele proppflaten.

Det ble bestemt å sørge for å ha full kontroll med at luftlommen var tilstrekkelig ved måling av vannspeilet under proppen, og etterfylling av luft når trykket steg ved oppfylling av tunnel og sjakt med vann.

Også oppe under hengen mellom lukesjakt og P32 ville man få innestengt luft, da topp av lukeåpninger ligger ca. 1,5 m lavere enn tunnelhengen.
Dette volumet ga ca. 1500 Nm^3 innestengt luft (forutsatt tunneltverrsnitt på 40 m^2). Det ble besluttet å punktere lukeinnstøpningen i toppen slik at denne lufta evakuerte under oppfyllingen. Dette fordi man ikke ville risikere at denne lufta kunne presses ut og opp i lukesjakta når salven gikk.

I dekket over lukesjakta var det satt igjen 2 stk. utsparinger på 2,4 m^2 henholdsvis 0,5 m^2. Et eventuelt uforutsett oppsving i tilfelle salven måtte tas før planlagt kunne avledes gjennom disse åpningene.

Spillet fra sjaktdrivingen var ikke rigget ned og kunne benyttes under rigg- og ladearbeidene.

Utslagssalven var boret ferdig under tunneldrivingen.

5. UTSLAG

Arbeidsprogram:

- lensing av synk foran utslag
- bygging av stillas under utslagspropp
- lading av salve
- montasje luftslange til luftlomme under utslagspropp
- montasje nivåmåler for vannspeil i luftlomme
- montasje 3 stk. trykkceller
- demontasje stillas

- setting av luke/kiler i topp luke
- trekking av kabel/skyteledninger
- fylling av vann
- fjerning av kiler i topp luke
- fylling av vann/luft

Aktsomhetspunkt: Når nivået i sjakta kom opp til ca. 10 m under nivå i Ringedalsvatn var man forberedt på å la salva gå dersom luft fra luftlommen viste seg å evakuere.
Pumpemulighet i sjakt dersom det ble registrert vannlekkasje inn i tunnelen.
Dette fordi man jo ønsket en viss nivåforskjell på vannspeilet i sjakt og Ringedalsvatn.

Før programmet ble satt i gang, var det gjort endel forberedende arbeid. Anlegget hadde skaffet tilveie nødvendige pumper og kompressor, installert direkte telefon fra topp sjakt til montasjekammer ned mot stasjonen og fra topp sjakt til stuff.

Heisetårn og spill i sjakt fra drivingen var inntakt og viste seg å være helt nødvendig.

VHL hadde klargjort utstyr for målinger av luftpute og trykkmålinger. VHL hadde selv skaffet tilveie nødvendige utstyr.

Lensing av synk:

Fra utslagsproppen hadde det siden boring lekket inn vann slik at synken mot utslaget var fylt med vann (lite lekkasje). Dette vannet ble pumpet opp og sluppet ned tilløpstunnelen.

Stillas:

På grunn av høyden under utslagsproppen, ca. 10-13 m, var stillas nødvendig for lading av salve, montasje av luftslange og nivåmåler for luftlommen.

Gjennomslagssalve:

Anlegget hadde ansvaret for bore- og ladeplan for utslagssalven. Dyno Konsulent A/S var engasjert til å detaljere denne og var også tilstede ved utslaget.

Opprinnelig var proppen antatt å bli ca. 230 m^3, propplengde 6 m. Den sleppa som ble oppdaget ved sonderboringen gjorde imidlertid at proppen ble noe kortere, 4,0-4,5 m, gjenstående masse caa 150 m^3.

Salvehullene ble boret til det gjensto ca. 0,5 m før gjennomboring, dvs. hullengde ca. 3,5 m i CL propp og ca. 4,3 m i sidene.

Lading:

Salven var boret med 2 stk. parallellhullskutter med 4 stk. uladete hull Ø 76 mm i hver kutt, forøvrig Ø 45 mm.

Antall hull:		
	Kutt: uladete Ø 76 mm,	8 stk.
	ladete Ø 45 »	11 »
	Øvrig: ladete Ø 45 »	140 »

Det ble benyttet 716 kg Extra Dynamit (35 x 600)mm i alle ladete Ø 45 mm hull til det gjensto ca. 0,3 m (ladetetthet ca. 1,35 kg/m). Beregnet fast masse i proppen var ca. 150 m^3, altså relativ sprengstoffmengde 4,8 kg/m^3 fast fjell.

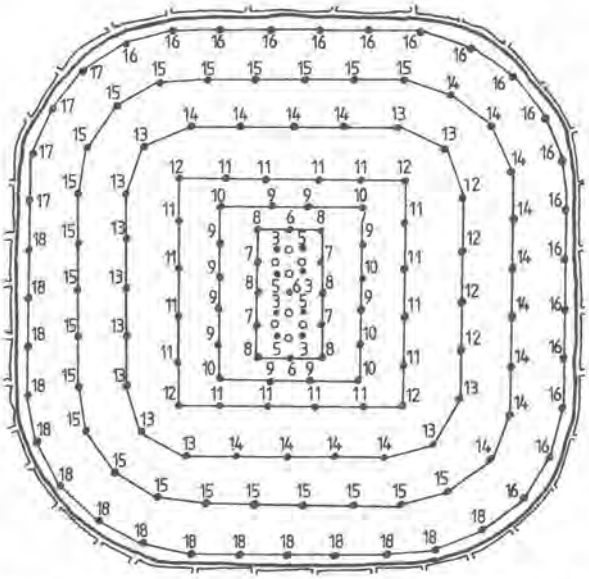
I alle hull med lading ble det benyttet 2 stk. millisek. tyske spesialtennere med 6 m ledning og likt tennernummer. Tennerne var av forsterket type, dvs. med en plaststrømpe overtrukket tennerledningene. Tennerne var spesialbestilt for 100 m vanntrykk i 72 timer. Tennerne ble plassert helt dekket i en patron Extra Dynamit, den ene i bunn av hullet, den andre i ytre halvdel av hullet.

Den uladete del av hullet (ca. 0,3 m) ble fylt med isoporpropper for borgang 12. For å holde både ladning og propper på plass ble det brukt en tilpasset treplugg med utsparing for tennerledningene.

Skyteledningene (mellom- og hovedledning) ble skjøtet med min. 2 m avstand mellom skjøtene. Disse ble isolert med isolasjonstape og påført et tykt lag med silikon tetningsmasse som isolasjon.

Ved sprengning ble benyttet tennapparat CI 100 VA.

Tenningsplan er vist på fig. 9.3. Totalt antall tennere 302 stk.



TENNER NR.	ANTALL HULL PR. TENNER NR	ANTALL TENNERE		TENNER NR.	ANTALL HULL PR. TENNER NR	ANTALL TENNERE
0	2	4		11	16	32
3	4	8		12	8	16
5	4	8		13	12	24
6	3	6		14	17	34
7	4	8		15	22	44
8	6	12		16	18	36
9	10	20		17	4	8
10	6	12		18	15	30

Fig. 9.3

Luftslange:

Til etterfylling av luft ble det ned sjakta og gjennom lukeproppen montert Ø 2" rør. Derfra og fram til proppen ble en Ø 2" plastslange festet til fjellbolter med wireklemmer. (Fig. 9.4).

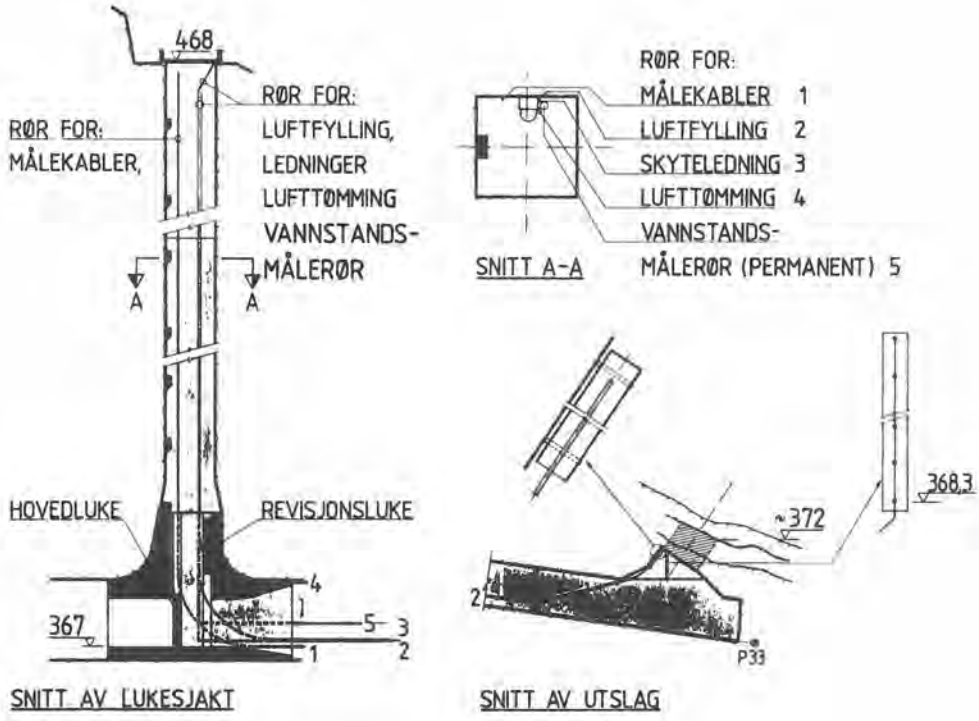


Fig. 9.4

For å få demping av luftstrømmen ut av slangen ble denne ført inn i et Ø 10" stålrør med påsveist lokk i enden, rørlengde 0,5 m. Røret ble festet godt med Farex-bolter og bånd sveiset fast til røret.

Nivåmåler:

VHL's elektriske nivåmåler ble hengt opp under stuffen. (Fig. 9.4). Målestaven var 1,4 m lang med innbyrdes avstand 0,2 m mellom elektrodene. Måleprinsippet er basert på at ledningsevnen øker når elektrodene er neddykket, og måles ved hjelp av Ohm-meter. Nedre elektrode var målt inn og høydebestemt, slik at ønsket nivå dirigert ved tilførsel av luft lå mellom de 2 nederste elektrodene.

Trykkmålinger:

I tunnelen mellom luke og utslagssalve ble det montert 3 stk. trykkceller av VHL's membran strekklapptype som et ledd i en serie målinger av trykkforplantning ved tunnelutslag.

Trykkcellene ble plassert som vist på fig. 9.4, med membrantykkelse 0,7 mm for celle 1, og 1,0 mm for celle 2 og 3. Disse var kalibrert i laboratoriet for de aktuelle ledningslengder. Under oppfylling av sjakt ble kalibreringen kontrollert.

Signalene ble overført via en 6 kanals Hottinger Baldvin forsterker til en 4 kanals Tandberg båndopptaker (TR 400).

Klargjøring:

Stillas ble revet og båret de ca. 350 m fram til lukesjakt. Dette var en tung jobb.

Ledningene til nivåmåleren ble festet løselig til kompressorslangen, og trykkcelleledningene ble lagt løst på tunnelsålen. Opp sjakta ble de 4 ledningene festet sammen med plaststrips og tapet fast til wiren for revisjonsluka.

Skyteledningene ble lagt løst på tunnelsålen og gjennom lukeproppen. Over lukeproppen var røret for skyteledningene skjøtet med tanke på trekkingen.

Hovedluka var lukket og kilt fast med 2 kiler i toppen. Disse ble fjernet da vannstanden i tunnelen kom opp til ca. 1 m under topp luke.

Vannfylling/salve:

For fylling av vann i tunnel og sjakt ble det benyttet 2 stk. pumper B2250 med kapasitet ca. 350 l/s ved 20 m løftehøyde.

Pumpene var hengt opp i mobilkran over Ringedalsvatn. Pumpeslanger av Ø 10" Armtex.

Over kanten av sjakta ble det lagt Ø 10" bend av stål,og pumpeledningene ble ført ca. 20 m ned i sjakta.

Vannstand i Ringedalsvatn ved utslagstidspunkt var målt til kote 456,0.

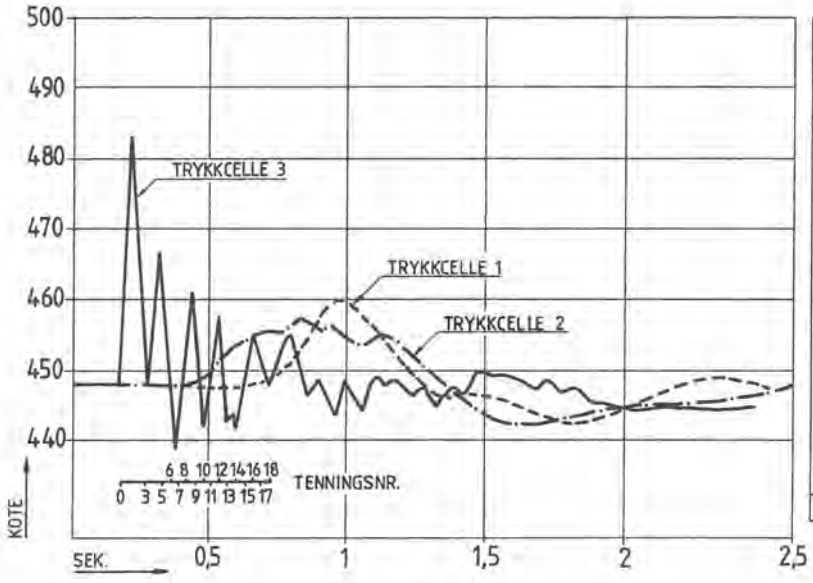
Vannfylling, ca. 15000 m^3, startet den 25.1.80 kl. 09.00. Når vannstanden i luftlommen passerte målepunkt 2 på nivåmåleren, ble kompressor startet for luftfylling inntil vannstanden igjen kom ned til målepunkt 1, dvs. kote 368,30. Slik ble det vekslet mellom pumping av vann og fylling av luft til vannstanden i sjakta ble målt til kote 448,0, altså 8 m under vannstand i Ringedalsvatn. (Vannstand i sjakta ble målt ved hjelp av flotør).

Det var da en luftlomme på ca. 1080 Nm^3 fremme under utslagsproppen. Det ble ikke registrert lekkasje av luft ut fra luftlommen. Vannstanden i sjakta var på kote 448,0 kl. 23.56. Pumper og kompressor stoppet,og salven ble avfyrt kl. 00.05 den 26.1.1980, dvs. ca. 15 timer etter at vannfylling startet.

6. RESULTAT: UTSLAGET VAR VELLYKKET

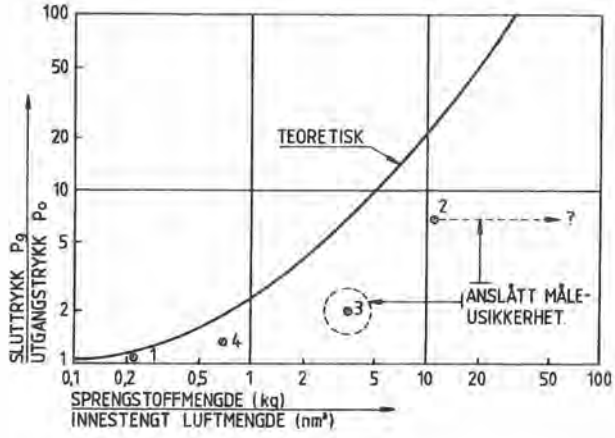
Utgangstrykket under utslagsproppen var ca. 9 bar absolutt trykk. Av fig. 9.5 ser vi at trykket fremme ved utslagssalven har en topp tilsvarende 12,5 bar absolutt trykk, altså en økning på 3,5 bar eller 35 m V.S.

1 kg sprenstoff regnes å utvikle ca. 0,8 m^3 gass ved atmosfæretrykk. Dvs. at man kan beregne den maksimalt tenkelige trykkstigning i luftlommen, det er dersom vi får pilsalve og regner at all sprengstoffenrgi går med til trykkstigningen. Denne teoretiske kurven er vist på fig. 9.6, hvor Ringedalsvatn er avmerket som pkt. 4. Fra teoretisk beregning skulle trykket blitt fordoblet. Resultatet av målingene var en økning på 39%.



TENNINGS NR.	DYNAMITT KG.
0	7,8
3	15,6
5	15,6
6	11,7
7	15,6
8	23,4
9	39,0
10	23,4
11	62,4
12	31,2
13	64,1
14	90,9
15	117,6
16	96,2
17	21,4
18	80,1
SUM = 716	

Fig. 9.5



TEORETISK SPRENGGASSTRYKK

DET ER ANTATT SPRENGGASSMENGDE SOM FOR "SPESIAL DYNAMITT", 0,8 NM^3/KG OG ADIABATISK TILSTANDSFORANDRING SOM FOR TNT-GASS FRA, COLE: "UNDERWATER EXPLOSIONS."

OMTRENTLIGE, MÅLTE SPRENGGASSTRYKK.

1. DRAVLADALSVANN, NVE [3]
2. GRUBBEDALSTJØNN, RSK [2]
3. JUKLA VEST NVE [4]
4. RINGEDALSVATN, NVE [7]

Fig. 9.6

Vannspeilet i sjakta svingte opp til kote 461,8, dvs. 5,8 m over vannstanden i Ringedalsvatn. Oppsvinget var på forhånd beregnet å ta 29 sek., mens det virkelig tok 26 sek. Tidligere erfaringer og beregninger kan temmelig sikkert fastslå for denne type utslag er oppsving i sjakta i størrelsesorden 70-90% av differansen mellom magasinnivå og sjaktnivå, avhengig av friksjons- og turbulenstap. Her fikk vi altså 72,5% oppsving.

Trykkcellen på luka var plassert på kote 370,0.
Her ble der registrert et maks. trykk ved sprengningen på 91,2 m V.S. (Opprinnelig statisk trykk var 78 m V.S.). Ved oppsving til kote 461,8 økte statisk trykk til 91,8 m V.S., altså høyere trykk enn ved sprengningen.

VHL's målinger og forberedelser ble betalt av oppdragsgiver NVE-Statskraftverkene. Bearbeidelse av trykkmålingene og rapportering er derimot betalt av Konsesjonsavgiftsfondet.

TUNNELDRIFT I VANNSYKT FJELL

Tunneling in rock with heavy water flow.

Ingeniør Kåre Strand, Astrup & Aubert A/S.

SAMMENDRAG

Astrup & Aubert A/S er hovedentreprenør for Nye Osa Kraftverk i Åmot Kommune.

Det er totalt 16 km tunneler med et tverrsnitt på 40 m^2. Pr. 1.september 1980 er utsprenget 14.8 km.

Alle tverrslagene er drevet på stup. Det er løftehøyder på 70 meter og 200 meter for å få ut vann og stein.

Vannlekkasjene er 215 l/sek., og det er totalt pumpet ut 16 mill. m^3 vann pr. 1. septemper 1980.

Pumpene har idag 100% overkapasitet. Dette har redusert heft p.g.a. vann fra 5% av total arbeidstid til 1.5%.

De store lekkasjene fører også til utvasking av veibane, ladevansker og miljø-problemer.

SUMMARY

Astrup & Aubert A/S is the main contractor for the new Osa Hydroelectric Powerscheeme i Åmot Community.

Pr. 1.Sept. –80 14,8 km of a total length of 16 km 40 m^2 -tunnels are driven. All crosscuts are driven as winzes. Water and broken rock have to be elevated 70 m to 200 m.

The water-inflow is measured to 215 l/sek, and until the 1. of Sept. 16 mill. m^3 water are pumped away.

The capasity of the pumps are 100% higher than really necessary, and because of that it has been possible to reduce the delay of time caused by the water-inf-flow from 5% to 1,5% of the total working-hours.

The extremely high water-inflow has created trouble for the road maintenance. for the loading of explosives and of course also for the general working-con-ditions in the tunnel.

De tall og konklusjoner som kommer fram i dette foredraget, bygger på entreprenørens erfaringer fra Nye Osa Kraftverk i Åmot kommune i Østerdalen hvor Hedemark Kraftverk er byggherre, Astrup & Aubert A/S er hovedentreprenør, og teknisk konsulent er Sivilingeniør Elliot Strømme A/S.

Nye Osa er et kraftverk med 2 turbiner med en samlet yteevne på 94 MW og en fallhøyde på 200 m. Tunnelen som er det interessante i denne sammenheng, har en total lengde på 16 km og et tverrsnitt på 40 m^2. Ellers er alle tverrslag drevet på luting, slik at vi i dag har løftehøyde på 70 m og 200 m for å få stein og vann ut.

Om de geologiske forhold for tunneltraseen skal jeg kort si følgende, fig. 10.1.

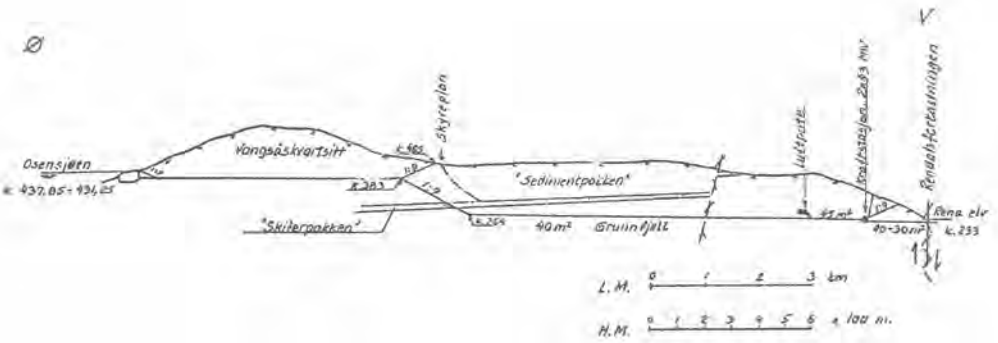


Fig. 10.1 Lengdeprofil – Nye Osa Kraftverk.

Berggrunnen i området består av tre hovedformasjoner med nær horisontale grenser. Langs Rena-dalføret ligger grunnfjellet (gneisgranitt). Over dette er en 20 m tykk pakke av kambrisk alunskiferlignende fjell. Øverst ligger overskjøvet kvartsitt tilhørende sparagmittformasjonen. Det har vært vesensforskjell i lekkasjene i grunnfjellet og kvartsitten. I grunnfjellet har man hatt store åpne kanaler i kalkspatslepper, mens man i kvartsitten har hatt meget tynne kanaler i finknust kvartsitt.

Før jeg nå går inn på problemer som oppstår når en møter på vannsykt fjell i tunneltraseen, skal jeg nevne noen tall for den produksjonen som er utført pr. 1. september 1980. Dette for å kunne sette problemene inn i det rette perspektiv.

Utsprengt tunnel	Utstøpt tunnel	Sement til injeksjon	Boring for injeksjon	Boring for sondering
14.800 m	4.000 m	1.800 t	21.000 m	11.000 m

Vannlekkasje fra kraftst.området	Vannlekkasje fra tverrslaget	Vannlekkasje fra inntaket	Totalt utpumpet vann
5.300 lm tunnel	7.000 lm tunnel	2.500 lm tunnel	
125 l/sek.	75 l/sek.	15 l/sek.	16 Mill. m^3

Dette kan høres ut som skremmende tall. Det er det også, men ikke uovervinnelige.

De hovedproblemer som har oppstått; skal jeg først nevne som stikkord før jeg omtaler hvert problem nærmere.

1. Pumpeopplegg
2. Sondérboring
3. Injeksjon
4. Veibane og grøfter
5. Ladevansker
6. Ventilasjon
7. Arbeidsmiljø

1. Pumpeopplegg

Uten at denne opplistinga er prioritert ut fra hvilke problemer som har vært de største, så er det den som står øverst: "Pumpeopplegg" som har voldet oss mest hodepine.

Hovedgrunnen til dette er at da vi startet på jobben, hadde vi ikke den minste anelse om at vi skulle pumpe slike mengder med vann, og følgelig var det pumpeopplegget vi startet med alt for lite. Vi har under anleggstiden, etter som vannmengden har økt, måtte oppdimensjonere både pumper og rørgater. Dette betyr også at man har hastverk, og må ta det utstyr som det er kortest leveringstid på. I dette ligger en sterk advarsel til byggherrer og konsulenter som planlegger utbygging av tunneler hvor det er sjanser for store vannlekkasjer. Dimensjoner opp pumpeanlegget fra anbudsstadiet slik at det tåler 2 ganger det man frykter kan bli lekkasje. Dette vil i de fleste tilfeller være en billig investering.

Vi har etter hvert fått et pumpeanlegg som virker bra, men som har kostet adskillig mer enn om vi hadde hatt det klart fra 1. dag.

Jeg skal her kort gjennomgå hvordan det er oppbygd. Pumpekummene våre er delt i 2 kammere, et hvor slam skal bunnfalle, og et kammer hvor vannet suges opp i pumpene. Disse er på ca 50 m^3 hver. Av pumpetyper har vi valgt Vogel D125, 3 trinns med løftehøyde 70 m og kapasitet 50 l/s og Vogel D125, 4 trinns med løftehøyde 100 m og kapasitet 50 l/s. Dette har vært et lykkelig valg. Driftsutgiftene har vært på et akseptabelt nivå.

Alle pumpene styres av nivåbrytere i pumpekummen. Videre er det automatisk varsling med sirene dersom vannstanden stiger over et visst nivå. Pumpeledningene er 6" og 8" tykkvegget alveniusrør med hurtigkoplinger. Her er det at vi har største driftsutgiftene ved at rør sprekker eller koplinger ryker. Videre vil jeg si at der det ikke tåles noen særlig pumpestopp uten katastrofale følger, må det installeres dieselaggregater med automatisk start som kan brukes dersom strømmen blir borte.

2. Sondérboring

Sondérboring blir utført for å kunne lokalisere lekkasjene så langt foran stuffen at injeksjonsarbeidene ikke blir for kompliserte p.g.a. vannlekkasjer ut i stuffen og tunnelen. Den andre grunnen er at man minsker risikoen for å punktere så store lekkasjer at pumpeopplegget ikke har kapasitet. Hos oss har problemet vært i hvilken utstrekning prøveboring skal foretas. Etter en del erfaringer, prøveborer vi når vi har fjell av mistenkelig karakter etter følgende regler, fig. 10.2.

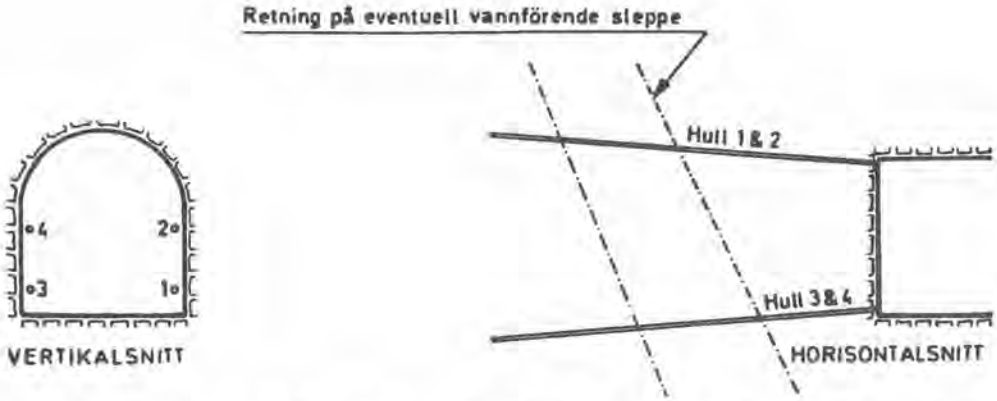


Fig. 10.2 Sonderboring. Hull 1 og 2 bores alltid. Hull 3 og 4 bores dersom noe mistenksomt oppdages i hull 1 og 2.

Lengden på hullene er vanligvis 15 m. Det skytes da 3 salver før ny prøveboring foretas. På denne måte har vi i stor utstrekning gardert oss mot store vannutslipp på stuffen. Likevel har vi 3 ganger punktert så store lekkasjer at støping av en plate foran stuff har vært nødvendig. Dette for å få mot-trykk for injeksjonsmassen.

3. Injeksjon

Dette er et område som andre kommer nærmere inn på seinere i dag, slik at jeg bare vil komme inn på et par sider ved problemet.

Vannlekkasjene har hatt et trykk på 10-15 kg, og en oppgave for injeksjonen har vært å få bort trykket. Det har vi også klart, men det vil ikke si at vi har tettet lekkasjene. Dette går fram av den mengde vann vi pumper ut. Vi hadde samme problemet her som ved pumpeopplegget, at vi hadde for lite og for dårlig utstyr i beredskap. I dag har vi 2 stk. Häny 550 injeksjonspumper og 2 stk. 8 tonn sementtanker med sementskrue på hjulunderstell. Dette har vist seg å være en riktig størrelse på injeksjonsberedskapen.

4. Veibane og grøfter

Problemet har vært å kunne holde en slik standard på veien at man kan holde kjøretiden på salvene nede på normal tid og ikke å få redskapen ødelagt.

Fra starten avledet vi takvannet fra veibanen med bølgeblikkplater og presenninger, men etter hvert som vannmengden økte, måtte vi gi opp dette. I dag løses problemet ved at veibanen blir høvlet for hver salve, og veimasse blir minst 2 ganger pr. uke innkjørt for å lappe på der denne blir utvasket. Med så mye utvasking av masse fra veien kommer problemet med at veigrøftene fylles opp med masse. En traktorgraver har full jobb med grøfterensk.

Videre er det særdeles viktig der en driver på synk, at skikkelig grøft blir sprengt, eller at en kant mot veibanen blir støpt. Dette for å slippe og måtte fylle opp tunnelsålen med 60-70 cm veimasse for å oppnå grøftevirkning og slippe utvasking av veibanen ved eventuell pumpestopp.

Resultatet av denne løsningen er at det har blitt kostbart, vi nærmer oss kr. 300,– pr. m i veibaneutgifter til nå.

Så man kan stille spørsmål om fast dekke (asfalt e.l.) eller aluminiumsplater med profil, som sikrer tunnelen på de verste stedene, hadde vært en bedre løsning.

5. Ladevansker

Med vannrikt fjell følger også mye sprekker og knusningssoner. Dette fører ofte med seg ladevansker ved at hull raser igjen. Dette er et svært vanskelig problem hvor vi ikke har noen patentløsning. Den eneste måtte være tålmodighet.

Vannet er den andre faktoren som virker inn på ladingen. For mye vann under høyt trykk medfører store vansker med å få inn sprengstoffet i hullene. Løsningen her ligger i å injisere til vann og trykk har blitt så lite at problemet er løst, eller ved at man borer avlastningshull for vannet. Å fastslå hvor mye vann som kan tåles før man får større problemer, er vanskelig da det er avhengig av trykket. Men vi har akseptert en lekkasje på inntil 10 l/sek.

6. Ventilasjon

Vi føler oss overbeviste om at man får vesentlig større ventilasjonsproblemer når man har vannlekkasjer av den størrelse vi har. Det ser ut som man får mye mettet vanndamp som er svært tung å få ut og gir dårlig sikt. Dette er et problem hvor vi har lite konkrete tall å fare med da forholdene for ventilasjonen kan svinge mye fra anlegg til anlegg.

7.Arbeidsmiljø

Dette er den menneskelige side av saken, og den har også sin klare grense. Det å gå på stuff og bli gjennomvåt etter noen minutter samme hvordan man kler seg, har sine klare minussider. Det har hendt at stuff-folk har vært ute og skiftet til tørt tøy 3 ganger pr. skift. Om dette har ført til større sykdomsfravær, skal jeg ikke påstå, men det er nærliggende å tro det. Videre er det sikkert at det har gått utover humøret og dermed også arbeidsinnsatsen til stuff-folket.

Så rent følesesmessig tror jeg at vi ikke har vært langt unna en grense der guttene hadde sagt nei.

KONKLUSJON !

De konklusjoner jeg tilslutt vil dra av våre erfaringer er følgende:

Tunneler på luting medfører at problemene blir mangedoblet. Beredskapen på pumping og injeksjonsutstyr må ligge på minst 2 ganger det man i verste fall kan frykte. Her kan nevnes at før vi fikk det nåværende pumpeopplegget i drift, hadde vi heft med tunneldriften p.g.a. vann på ca. 5% av den totale arbeidstid. Etter at vi har fått et opplegg med 100% overkapasitet, er heften redusert til under 1,5%.

Videre må ikke den siden som gjelder arbeidsmiljø glemmes. Driftsteknisk mener jeg ikke vi er i nærheten av noen grense for hva som kan utføres av tunneler i vannsykt fjell.

Begrensningene ligger nok heller i hva som er økonomisk forsvarlig, eller hvilke krav man har til lekkasjemengdene fra omgivelsene. Men dette er spørsmål som det ikke er min oppgave å svare på her.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK / GEOTEKNIKK 1980

ERFARINGER MED TETTING AV AVLØPSTUNNELER I OSLO–OMRÅDET

Experiences with pregrouting in severage tunnels in the Oslo-area.

Sivilingeniør Gunnar Asting, Sivilingeniør Elliot Strømme A/S.

SAMMENDRAG

For kommunene Oslo, Bærum og Asker er under utførelse et felles tunnelsystem som skal føre avløpsvann til et sentralrenseanlegg i Bjerkås i Asker. Samlet tunnellengde er ca. 42 km hvorav ca. 38 km utføres med fullprofilmaskiner.

For å unngå grunnvannssenkning som kan forårsake setningsskader på bygninger, tettes tunnelene mot vannlekkasjer. Som tettemetode benyttes forinjeksjon. Foredraget oppsummerer en del erfaringer fra injeksjonsarbeidene.

SUMMARY

For the municipalities of Oslo, Bærum and Asker a common severage system is being constructed. The system consists of 42 km of tunnels of which 38 km are constructed by tunnelboring machines.

The deposits in the Oslo area consist mainly of soft clays. A lowering of the groundwater table will introduce settlements in the clays with possible damage to buildings as the result. To prevent lowering of the groundwater table the tunnels have to be protected against water leakages. A method based on pregrouting has therefore been chosen.

This paper is summing up some experiences from the grouting works.

1. Innledning

For kommunene Oslo, Bærum og Asker pågår for tiden arbeidene med et omfattende avløpstunnelsystem som skal samle avløpsvannet og føre dette til et felles renseanlegg i Bjerkås i Asker. Prosjektet benevnes Oslo-fjordprosjektet og er omtalt i tidligere fjellsprengningskonferanser. Selv om prosjektet skulle være kjent for de aller fleste, vil jeg likevel vise en oversikt over tunnelsystemet, fig. 11.1.

Byggherrer for prosjektet er:

Anlegg i Oslo	: Oslo vann– og kloakkvesen (OVK)
Anlegg i Bærum og Asker	: Vestfjorden Avløpsselskap (VEAS)

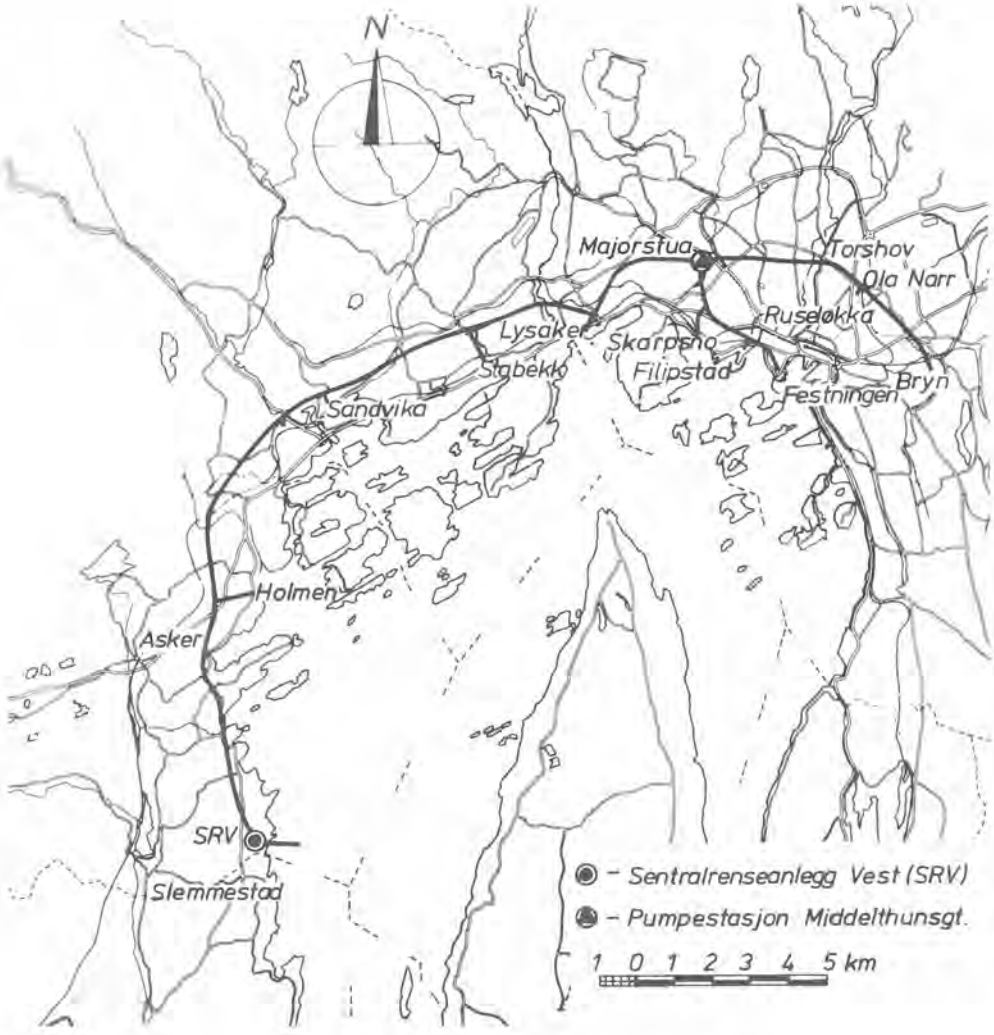


Fig. 11.1 Oversikt over Oslofjordprosjektet.

Rådgivere:

Bygningsteknikk	: Sivilingeniør Elliot Strømme A/S
Geoteknikk og ingeniørgeologi:	
Oslo	: Oslo kommune, Geoteknisk kontor
Bærum og Asker	: Norges geotekniske institutt

I Oslo-området er det et kjent problem ved tunneldrift at uttapping av grunnvann med påfølgende senkning av grunnvannsnivå medfører setninger i marint avsatte leirer. Disse setningene medfører i sin tur risiko for skader på bygninger. For avløpstunnelene måtte det derfor stilles krav til tetting. Kravet til tetthet var varierende. Tunneler gjennom tungt bebygde områder som f.eks. sentrale deler av Oslo fikk de strengeste krav.

Som tettemetode for tunnelene ble forinjeksjon valgt. På grunn av de spesielle krav til tettnet som man har og fordi injeksjon i så stor skala var relativt nytt, vedtok OVK og VEAS å nedsette en gruppe: "Arbeidsgruppe for injeksjonsmetoder" som skulle følge opp injeksjonsarbeidene. Gruppa fikk følgende sammensetning:

Arne Storjordet	– VEAS/OVK
Ulf Fredriksen	– Geoteknisk kontor
Gunnar Asting	– Siv. ing. Elliot Strømme A/S

Det er på vegne av denne arbeidsgruppe at jeg nå skal fremlegge en del erfaringer fra arbeidene med tetting av tunnelene.

Det er omfattende arbeider som er utført. Den begrensede tiden som er til rådighet, gir derfor bare mulighet for en summarisk gjennomgang av resultatene.

2. Beskrivelse av prosjektet

Før jeg går inn på injeksjonsarbeidene, finner jeg det nødvendig å bruke noe mer tid på å beskrive prosjektet:

Samlet lengde på tunnelene i avløpssystemet er ca. 42 km. Unntatt adkomster, avløpstunnel Festningen - Filipstad samt enkelte grentunneler utføres tunnelene ved hjelp av fullprofilmaskiner.

Tunnelsystemet utføres ved i alt 5 entrepriser. En av tunnelene, Majorstua - Lysaker har allerede vært i drift i vel 3 år. Den resterende del av tunnelen Torshov - SRV er planlagt satt i drift januar 1982 samtidig med renseanlegget. Tunnelstrekningen Festningen -Majorstua inkludert Skarpsnotunnelen og pumpestasjon Middelthungst. er planlagt ferdig 1. mai 1982. En del forskjøvet i tid blir tunnel Bryn - Torshov som ventes ferdigstilt i 1984. Hvorvidt alle disse planlagte ferdigstillelsesdatoer kan oppnås, er det ennå for tidlig å si noe bestemt om.

Tabell i fig. 11.2 viser en oversikt over tunnellengder i de forskjellige entrepriser.

Den erfaringen som her fremføres, er vesentlig knyttet til de fire pågående entrepriser.

3. Geologi

Det er nødvendig å kjenne til fjellgrunnens beskaffenhet og løsmassenes mektighet, sammensetning og egenskaper langs tunneltraséen for at man skal kunne vurdere kravene til tetthet i tunnelen.

Løsmassene består vesentlig av leirer. Mektigheten kan gå opp i over 30 m. Leirene er tildels bløte med lav skjærfasthet. De bløte leirene er svært kompressible. En poretrykksenkning reduserer oppdriften og virker således som en pålasting. Den setning som man derved får, kan bli stor og utgjør en potensiell fare for å skade bygninger fundamentert på løsmassene.

Fjellgrunnen langs tunneltraséen er vesentlig kalkstein/kalkskifer og leirstein/leirskifer

fra kambrosilurisk tid, men gjennomsatt av eruptive gangbergarter fra permisk tid. På strekningen mellom Rådhusplassen og Festningen går tunnelen gjennom et parti med grunnfjellsgneis. Spesielt de sedimentære bergarter har mange fine sprekker som gjør tettningsarbeidet krevende.

Entreprise	Utsprengte tunneler	Borede tunneler	
		Type TBM	Tunnel-lengder
FESTNINGEN FILIPSTAD Entreprenør: Astrup & Aubert	1360 m		
OSLO SENTRUM Entreprenør: Astrup & Aubert U. entreprenør injeksjonsarb.: Entreprenørservice A/S	510 m	2 stk. Bouygues D = 3,0 m	10770 m
MAJORSTUA – FRANTZEBRÅTEN Entreprenør: Dipl. ing. Kaare Backer A/S & Co.	670 m	Robbins D = 3,15 m	4180 m
LYSAKER – SANDVIKA Entreprenør: A/F Høyer- Ellefsen/Murer	230 m	Wirth D = 3,35 m Atlas Midifaser 2,1x3,14m	8510 m 1000 m
SANDVIKA – SRV Entreprenør: A/F Furuholmen/ Prader	800 m	2 stk. Robbins D = 3,5 m	14200 m
Samlede tunnellengder	3570 m		37660 m

Fig. 11.2 Oversikt over tunnellengder i de forskjellige entrepriser.

4. Injeksjonsopplegget

Da den første tunnelentreprisen, Majorstua - Frantzebråten, gikk ut på anbud høsten -73, var det forutsatt at tunnelen skulle tettes ved forinjisering. Et vesentlig grunnlag for at man ville satse på dette var de gode resultater som var oppnådd for Holtekiltunnelen i Bærum (ferdig 1971). Det viste seg imidlertid at fullprofilmaskinen som boret avløpstunnelen ikke

hadde gode nok plassforhold til at forinjeksjonen kunne gjennomføres. En omfattende etterinjeksjon kunne ikke hindre setningsskader på bygninger langs traséen.

Da de resterende entrepriser i avløpstunnelsystemet gikk ut på anbud høsten 1976 og våren 1977, valgte man fortsatt å satse på forinjeksjon. Kravet til at fullprofilmaskinene skulle tilpasses og utstyres for forinjeksjon, ble ytterligere understreket. Det viste seg at de anbud som kom inn, var vesentlig bedre tilpasset et opplegg for forinjeksjon. Ytterligere tilpasning er også delvis utført av entreprenøren etter at kontraktene var inngått.

De løsninger som de forskjellige entreprenører har valgt for boring av forinjeksjonshull har vært omtalt på en tidligere fjellsprengningskonferanse, men vil bli gjengitt svært kort her:

Astrup & Aubert A/S	: TBM: Bouygues Maskinen trekkes tilbake ca. 6 m. Hydraulisk bormaskin føres frem og monteres på en av bormaskinens armer.
A/F Høyer Ellefsen/Murer	: TBM: Wirth En borrigg med to hydrauliske bormaskiner er plassert umiddelbart bak TBM. Ansett er bak bakre gripesett ca. 6 m bak stuff. TBM: Atlas Midi Maskinen trekkes tilbake, og bormaskin føres frem og monteres på hodet.
A/F Furuholmen/Prader	: TBM: Robbins En hydraulisk bormaskin er montert på hver side av TBM. Ansett like bak borhodet ca. 3 m bak stuff.

Prosedyren ved forinjeksjon er:

- Det bores et avtalt antall sondérhull fremover fra stuff.
- Sondérhullene vanntapsmåles ved at vann presses inn under trykk. Vanntapene uttrykkes i Lugeon (L). Målingene gir et mål på hvor utett fjellet er og blir benyttet ved fastleggelse av hvilken type injeksjonsmiddel som skal brukes.
- Sondérhullene injiseres til et nærmere fastlagt mottrykk er oppnådd.
- Dersom sondérhullene ikke viser tilstrekkelig tett fjell, bores en runde med kontrollhull mellom de første. Vanntapsmåling utføres, og injisering foretas etter de samme kriterier som for sondérhullene.
- Prosedyren gjentas til tetthetskriteriene er oppfylte.

Det er byggherren som bestemmer antall borhull og antall injeksjonsomganger med forinjisering. Oppgjør skjer etter utførte mengder. Anleggstiden reguleres etter bestemte regler i samsvar med utførete mengder.

Prinsippet for plassering av hull for forinjeksjon er vist på fig. 11.3 og 11.4.

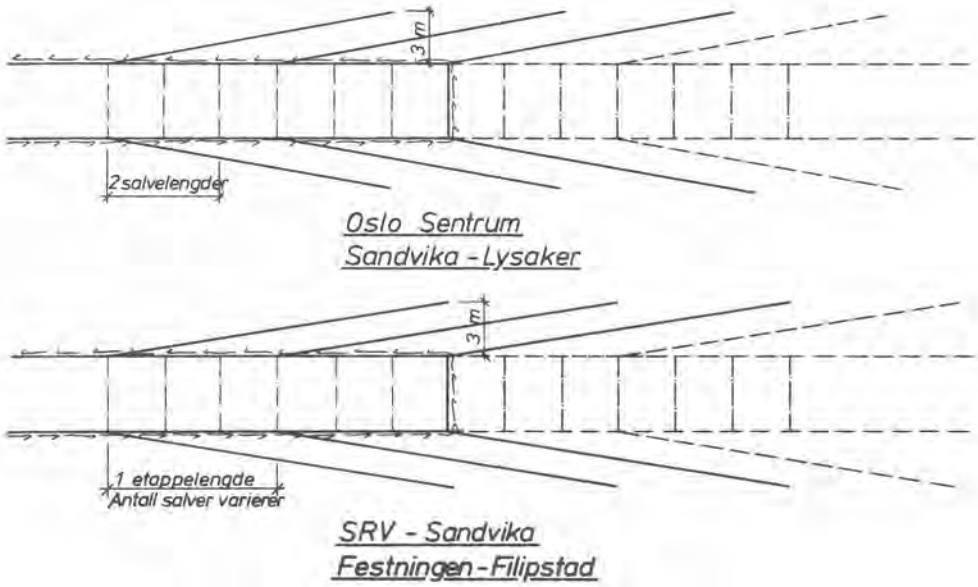


Fig. 11.3 Utsprengte tunneler. Prinsipp for sonder- og forinjeksjonshull.

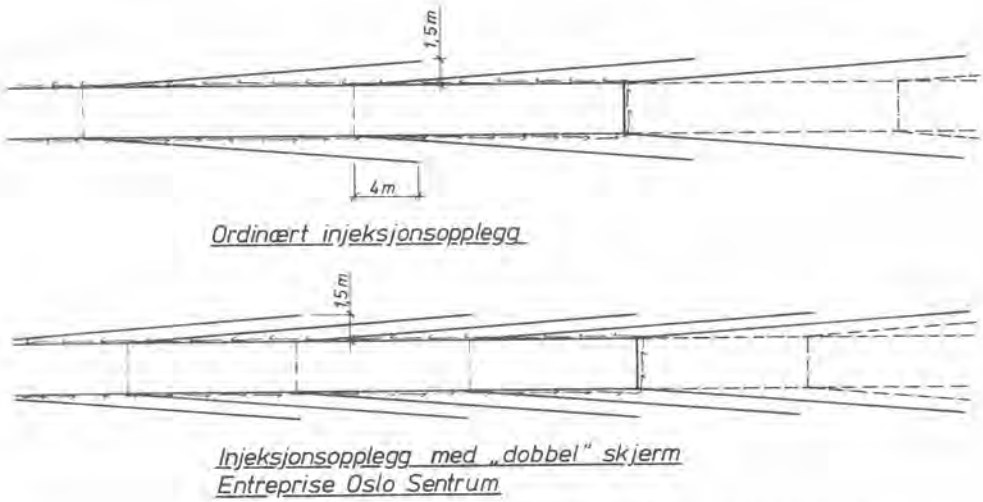


Fig. 11.4 Fullprofilborede tunneler. Prinsipp for sonder- og forinjeksjonshull.

Som det fremgår av figurene, er hullene plassert nærmere tunnelveggen ved fullprofilboring enn ved konvensjonell sprengning. Det er oppsprekking etter sprengningen som gjør det nødvendig å plassere skjermen lenger ute ved sprengte tunneler.

Hovedproblemet ved fullprofilboring har vært å få plassert borhullene med nødvendig antall og riktig retning. På grunn av at deler av TBM-utstyret er i veien, er det ikke mulighet for full dekning for Wirth og Robbinsmaskinene som er i bruk. Ved å skrå hullene er imidlertid dette løst på en akseptabel måte. Ved å sette an hullene på tunnelveggen bak borhodet er det imidlertid vanskelig for ikke å si umulig å få boret til å gå med så liten vinkel med tunnelaksen som det er foreskrevet. Her kommer også hullenes lengde inn.

Institutt for gruvedrift, NTH, har utført kontroll av boravvik ved alle hovedstuffer. Kontrollen viser at avvikene fra foreskrevet retning i de fleste tilfeller er for stort. I tillegg til retningsavvik ved ansett har man i mange tilfeller også fått retningsendring inne i hullet. For de sprengte tunnelene var borhullsavvikene mindre selv om det også her var for stor avvik på noen stuffer. Sett fra byggherrenes synspunkt er nøyaktigheten på hullboringene altså ikke tilfredsstillende. Entreprenørene oppfordres herved til å arbeide mer med dette problemet.

Normalt drives fullprofilborede tunneler med enkelskjerm. Vanlige etappelengder mellom hver forinjeksjonsomgang ligger omkring 20 meter. På noen strekninger med vanskelige forhold på tunnel Majorstua - Torshov og Skarpsnotunnelen er imidlertid dobbel skjerm benyttet. Etappelengdene går da ned. Driving med dobbel skjerm gir bedre tetting, men innvirker naturlig nok vesentlig på drivehastigheter og kostnader.

På tunnel Sandvika - Lysaker er det på enkelte vanskelige partier drevet med korte boreetapper mellom hver injeksjonsomgang.

5. Krav til tetthet

Krav til tetthet vil variere langs traseen både p.g.a. variasjoner i løsmasser og type bebyggelse.

Vi har ikke hatt grunnlag nok til å knytte krav til tetthet til mengde lekkasjevann i tunnelene da dette ville kreve omfattende beregninger av grunnvannsbalansen i hver enkelt grunnvannsbasseng. Disse beregningene ville dessuten bli svært usikre. Senere når mer erfaringsdata foreligger, kan kanskje tetthetskriteriene baseres på slike beregninger.

I arbeidet med avløpstunnelene knyttes tetthetskrav til maksimale tillatte vanntap i borhullene. Disse kravene tilpasses igjen de reaksjoner man får fra poretrykksmålere som er plassert ute i terrenget. Variasjonene i grunnvannsnivåene bestemmer også hvilket omfang etterinjeksjonen vil få. Nøye overvåking av poretrykksmålerne blir således en viktig aktivitet gjennom hele anleggstiden.

6. Injeksjonsmidler

Injeksjonsmidler som benyttes kan deles opp i to grupper:

- Suspensjoner
- Kjemiske oppløsninger

Suspensjonene inneholder partikler og har derfor ikke så god inntrengningsevne som de kjemiske oppløsningene. De to grupper injeksjonsmidler utfyller hverandre. Ved store

vanntap benyttes i alle fall sement mens de kjemiske oppløsningene benyttes ved mindre vanntap.

Kriteriet for når man går over til kjemiske midler, har vært noe forskjellig på de forskjellige anleggssteder, men har stort sett ligget i området 1-3 Lugeon.

Da sprekkeantall og sprekkestørrelse varierer, gir vanntapsmåling av hele hullet under ett ikke tilstrekkelig grunnlag for å bestemme det ideelt sett riktig injeksjonsmiddel. I kontraktene er det tatt med mulighet for å analysere fordelingen av lekkasjene i hullet ved å foreta flere pakningsplasseringer innover i hullet. I praksis har dette vist seg å være en alt for tidkrevende prosess som vil koste uforholdsmessig mye. Man har derfor akseptert ulempene med å vanntapsmåle hullet under ett.

Suspensjoner

Sement representerer den overveiende andel av de benyttede suspensjoner. Det er vesentlig Rapid Portland sement som er benyttet. I området ved Akershus Festning hvor det forekommer noe alunskifer, er også benyttet sulfatresistens sement. Som tilsetning til sement er det foreskrevet 2% bentonitt.

I entreprise Sandvika - Lysaker er det i forbindelse med sementinjeksjon benyttet betydelige mengder Cemsil. Midlene tilsettes i sluttfasen. Det består av sement,silicastøv, bentonitt og noen hurtigbindende midler. Det tilsvarende middelet Berg-In er også benyttet noe. Hensikten med disse midlene er hovedsaklig å redusere avbindingstiden.

I tunnel Sandvika- Lysaker ble det også gjort forsøk med 5 tonn finmalt sement levert av Norcem. Sementens maksimale kornstørrelse (D_{90}) var ca. den halve av rapidsementens. Norcem har senere vurdert vindsikting som en mer egnet metode. Etter det vi forstår, har imidlertid Norcem nå lagt bort disse planene. Vi får håpe dette ikke er for godt.

Kjemiske midler

For entreprisen Sandvika - SRV er benyttet Geoseal MQ 4/8. For entreprisen Sandvika - Lysaker og tunnelene i Oslo ble det i den første tiden benyttet lignin. Som alternativt middel hadde man AM-9 som også ble noe benyttet. AM-9 og lignin ble imidlertid av Yrkeshygienisk Institutt vurdert å medføre helserisiko. Nødvendige beskyttelsestiltak ville bli så omfattende at entreprenørene i praksis ikke kunne fortsette å bruke disse midlene. I disse entreprisene gikk man over til å benytte forskjellige typer silikater. Silikater er også benyttet for entreprisen Festningen - Filipstad. De mest brukte midler er Stabgel FR og Stabilodur F. Silikatene har imidlertid den ulempe at de skiller ut vann ved geldannelse. Dette fenomen kalles synerese. Man har imidlertid kommet frem til blandingsforhold som gir svært liten synerese; 2-3%.

Det knytter seg dessuten ennå en viss usikkerhet til langtidsstabiliteten for silikatene. I adkomsttunnel i Middelthunsgt. er utført noen enkle forsøk for å finne ut noe om dette forhold. Hull injisert med de to typer silikater er testet ved at det er utført vanntapsmålinger i forskjellige tidsrom etterpå. Hullene viser tendens til å bli tettere med tiden. Man må imidlertid være forsiktig med å dra slutninger ut fra så enkle forsøk.

7. Etterinjeksjon

Forinjeksjonen gjør ikke alltid tunnelene tilstrekkelig tette. Det utføres derfor en del etterinjeksjon. Som ved andre anlegg har man imidlertid erfart at det er vanskelig å få god

effekt ut av denne metoden. En del gode resultater er imidlertid oppnådd.

8. Injeksjonsutstyr

I de siste årene har det skjedd en god del på utstyrsfronten. Tiden tillater ikke at jeg går særlig inn på dette. Jeg vil imidlertid nevne utstyr for flerhullsinjeksjon, d.v.s. at flere hull injiseres samtidig. Alle entreprenørene benytter utstyr for flerhullsinjeksjon. Dette utstyr gir mindre muligheter for kontroll med injiseringen av det enkelte hull. Dette kan delvis bøtes på ved at det benyttes utstyr som registrerer mengder som går inn i hver enkelt hull. Selv om kontraktene var bygd opp med tanke på etthullsinjeksjon, fant man at ved store injeksjonsmengder som det var snakk om i dette prosjektet, ville det være uriktig å ikke tillate benyttet utstyr for flerhullsinjeksjon.

9. Medgåtte mengder

For å illustrere omfanget av injeksjonsarbeidene er i etterfølgende figurer gjengitt en del data over utførte mengder forinjeksjon pr. 1. okt. 1980. Etterinjeksjonen er ennå ufullstendig og er ikke medtatt.

Drivemetode	Samlede tunnel-lengder (m)	Tunneler utført pr.1.10. 80 (m)	Totale utførte mengder for-injeksjon pr. 1.10.80		
			Borhull(m)	Sement (kg)	Kjemiske midler (l)
Konv. sprengning	3.700	3.100	85.000	660.000	350.000
Fullprofilboring	37.000	24.900	260.000	2 400.000	910.000
Totalt	41.400	28.000	345.000	3 060.000	1 260.000

Fig. 11.5 Oversikt over samlede tunnellengder og utførte mengder forinjeksjon.

Tunnelstrekning	Utført tunnel-lengde pr. 1.10.80(m)	Forinjeksjon. Gjennomsnittlige mengder pr. meter tunnel		
		Borhull(m)	Sement (kg)	Kjemiske midler(l)
Majorstua - Torshov	2660	29,3	91,1	147,0
Majorstua - Ruseløkkv	1090	24,4	38,3	85,8
Skarpsnotunnelen	545	35,1	155,7	252,7
Sandvika - Lysaker	6167	8,9	139,0	31,2
Stabekktunnelen	455	5,8	51,6	37,7
Holmen - Sandvika	4757	6,7	70,7	5,5
Holmen - SRV	5020	8,0	137,0	10,1

Fig. 11.6 Fullprofilborede tunneler. Gjennomsnittlige mengder pr. m tunnel.

Tunnelstrekning	Utført pr. 1.10.	Forinjeksjon. Gj. sn. mengde pr. m tunnel		
		Borhull(m)	Sement(kg)	Kjemiske midler(1)
Adkomst Middelthunsgt.	260 m	41,2	295	137
Adkomst Filipstad	219 m	80,9	484	244
Ruseløkka-Rådhusplassen	179 m	65,4	775	403
Adkomst Pipervika	116 m	54,7	497	130
Rådhusplassen-Festningen	297 m	55,1	405	283
Adkomst Ola Narr	171 m	44,8	418	197

Fig. 11.7 Utsprengte tunneler, eksempler fra Oslo. Gjennomsnittlige mengder pr. m.

10. Kostnader

For å gi et bilde over kostnadene for forinjeksjon er disse i fig. 11.8 stilt opp sammen med kostnadene for tunneldriving og stabilitetssikring på stuff. Kostnadene for sikring og forinjeksjon er også i parentes angitt som prosent av kostnadene for tunneldriving. Kostnadene er ikke korrigert for prisstigning.

Tunnelstrekning	Pris-nivå	Drive-metode	Tunnel-lengder pr. 1.10.80	Kostnader kr. pr. m tunnel		
				Tunnel-driving	Sikring på stuff	For-injeksjon
Majorstua - Torshov	Høst 67	TBM	2666	3124	226 (7)	3.955 (127)
Majorstua - Skarpsno	»	TBM	1635	3358	116 (4)	4.007 (119)
Sandvika - Lysaker	»	TBM	6167	3470	84 (2)	1.343 (39)
Stabekktunnelen	»	TBM	455	3445	0 (0)	879 (26)
Holmen - Sandvika	Vår 77	TBM	4757	2426	85 (4)	720 (30)
Holmen - SRV	»	TBM	5020	2421	35 (2)	1.102 (46)
Filipstad - Rådhusplassen	Høst 78	Sprengt	398	3645	3342 (92)	12.199 (335)
Rådhusplassen - Festningen	»	Sprengt	414	4016	1170 (29)	10.410 (259)
Adkomst Ola Narr	Høst 76	Sprengt	171	3312	303 (9)	6.592 (199)

Tallene i parentes angir i prosent kostnader i forhold til selve tunneldrivingen.

Fig. 11.8 Kostnader

11. Resultater

For å registrere mengde lekkasjevann i tunnelene er det bygget måledammer. Vannmengdene måles i l pr. min. pr. 100 m. I fig. 11.9 gjengis de gjennomsnittlige mengder lekkasjevann for en del av tunnelene. Variasjonene langs tunnelen kan være betydelige. Det er imidlertid ikke funnet plass til å fremstille detaljene her.

Tunnel	Drive-metode	Tunnel-lengder m	Lekkasjer l/min/100m
Majorstua - Torshov	TBM	2670	4.7
Majorstua - Skarpsno	TBM	1710	5.1
Filipstad. Adkomst	Konv.spr.	300	1.7
Filipstad. Avløpstunnel	Konv.spr.	90	0.6
Pipervika. Adkomst	Konv.spr.		1.9
Pipervika. Avløpstunnel	Konv.spr.	190	0.5

Fig. 11.9 Målte lekkasjevannmengder.

Som man ser, er resultatene fra de konvensjonelt sprengte tunneler for entreprisen Festningen - Filipstad spesielt gode.

Det understrekes at tallene ikke er endelige da det på en del strekninger gjenstår eter-injeksjon.

Som tidligere nevnt, benytter man ikke lekkasjemålingene direkte for å finne ut om tunnelene er tilstrekkelig tette. Ved å foreta målinger til forskjellige tider kan man følge utviklingen. Noen uforklarlige variasjoner i målte mengder har imidlertid begrenset denne muligheten. Variasjonene kan skyldes de vanskelige forhold man har for måling på grunn av det svake fallet i tunnelene.

Poretrykksmålerne langs tunneltraseene viser at tunnelene stort sett er blitt tilstrekkelig tette. Noen målere viser imidlertid senkning av poretrykket. På noen steder har man funnet det nødvendig å sette i drift midlertidige infiltrasjonsanlegg for å kompensere lekkasjene. Den nøye oppfølgingen av poretrykksmålerne har vist at mange av de poretrykksfall man hatt, også kan skyldes andre aktiviteter som ikke har noen forbindelse med avløpstunnelene.

12. Sluttbemerkninger

Arbeidene slik de har forløpt til nå, viser at injeksjonsarbeidene stort sett har tilfredsstilt kravene til tetting av tunneler og fjellrom. Imidlertid er det enkelte strekninger av de borede tunnelene innen Oslo hvor man ennå arbeider med å forbedre tettingen. Man vil forsøke å unngå permanente infiltrasjonsanlegg.

Omfanget av injeksjonsarbeidene har for tunnelene gjennom Bærum og Asker vært omtrent som forutsatt eller noe høyere. For tunnelene innen Oslo har imidlertid omfanget blitt betydelig over det som var antatt. Det store omfang i Oslo må vurderes med bakgrunn i de strenge krav til tetthet som må stilles i så tungt bebygde områder.

Ved tunneldrift gjennom setningsømfintlige områder som krever høy grad av tetting, er det viktig at injeksjonsarbeidene gjøres tilstrekkelig grundig. En ikke fullstendig utført tetting kan medføre at grunnvannsnivået likevel senkes. Da kan de kostnader som er nedlagt, bli mer eller mindre bortkastet.

Ved forinjeksjon arter hver stuff seg forskjellig. Det må stadig foretas vurderinger m.h.t. antall borhull, valg av injeksjonsmiddel etc. Slike arbeider krever derfor mer oppfølging enn det som er vanlig for andre typer arbeider. Dette må både byggherre og entreprenør ta hensyn til. En avgjørende faktor er at alle parter er motivert for oppgaven med å lage en tett tunnel.

Arbeidene med disse avløpstunnelene bekrefter det som er erfart fra andre tunneler, at forinjeksjon er langt å foretrekke framfor etterinjeksjon. Etterinjeksjon og andre typer for ettertetting av tunneler har dessuten den ulempe at grunnvannsenkning med påfølgende setningsskader som oftest vil ha skjedd før tettingen er gjort effektiv.

I det foregående er omtalt tetting av prosjektets tunneler. Tilsvarende tetting er også utført i forbindelse med Majorstua pumpestasjon og haller for entreprenørenes rigg. Forinjeksjonen av disse større tverrsnitt har også vært tilfredsstillende.

ORIENTERING OM INJEKSJONSKOMITEEN FOR TUNNELER OG BERGROM

Information concerning the Committee on Underground Grouting Works.

Siviling. Knut Garshol. Ingeniør Thor Furuholmen A/S

SAMMENDRAG

Norsk Jord & Fjellteknisk Forbund har opprettet en Komité for å bearbeide problemstillinger vedrørende injeksjon i tunneler og bergrom. Arbeidet utføres i ni delkomitéer som behandler prioriterte problemstillinger. Avhengig av økonomisk ramme og mulig arbeidsinnsats fra komité medlemmer, håper en å ha rapporter klare i 1982.

SUMMARY

The Norwegian Soil and Rock Engineering Association has put to work a Committee on Underground Grouting Works. The subject is studied by nine subcommittees working on accurately defined subtopics. Depending on economy and available time for project members it is hoped to present reports during 1982.

INNLEDNING

Direktør Arne Wabakken i Entreprenørservice A/S, sendte den 28. november 1977 et brev til Norsk Geoteknisk Forening (NGF), hvor han argumenterte for dannelse av en bredt sammensatt komité for å bearbeide problemstillinger knyttet til injeksjon under jord. De store undergrunnsarbeider ved Oslofjordprosjektet ble her trukket fram som et av flere argumenter for en slik komité.

NGF var positiv til initiativet, men oversendte saken til Norsk Jord og Fjellteknisk Forbund (NJ & FF) i brev av 22. des. 1977.

Undertegnede ble av styret i NJ & FF bedt om å innkalle en utredningsgruppe bestående av:

A. Sande	Chr. F. Grøner A/S
A. Tepper	A/S Grunnboring
A. Grønhaug	Veglaboratoriet

Gruppen skulle forberede saken for vedtak i NJ & FF og spesielt ta opp følgende spørsmål:

Problemstilling
Sammensetning av komité
Mandat
Arbeidsplan
Finansiering
Innstilling forelå 1. mai 1978.

UTDRAG FRA INNSTILLINGEN

Problemstilling

Innen feltet tetting i tunneler og bergrom ligger de største uløste problemer og det største behov for en systematisk innsats. Man har hittil i praksis hatt problemer innen to hovedfelter:

1. Tetting av smålekkasjer når kravet til tetthet er meget strengt.

2. Tetting av store lekkasjer, først og fremst i forbindelse med tunneldrift, utslag under vann osv.

Mandat:

Oppgaven bør i første omgang innskrenkes til å omfatte følgende hovedtema:

TETTING AV TUNNELER OG BERGROM VED INJISERING

Arbeidet legges opp med henblikk på de aktuelle problemer man har og har hatt i forbindelse med tetting av tunneler under tettbebyggelse, vanntunneler i meget oppsprukket fjell, tetting av gass- og petroleumsproduktlagre, luftputekamre, trafikktunneler osv.

På grunnlag av innstillingen vedtok styret i NJ & FF å opprette en Hovedkomité, og denne ble oppnevnt i juli 1978.
Organisasjonstilknytning er vist i fig. 12.1.

ARBEID I KOMITTEEN

Komitéen ble konstituert i møte nov. 1978 og har følgende sammensetning:

K. Garshol, formann	Ingeniør Thor Furuholmen A/S
E.H. Falch	Ingeniør A.B. Berdal A/S
A. Tepper	A/S Grunnboring
K. Karlsrud	Norges Geotekniske Institutt
A. Grønhaug	Veglaboratoriet
G. Asting	Siviling. Elliot Strømme A/S

NGI tilbød å holde sekretariat, noe som komitéen aksepterte med takk. P.M.Johansen, NGI er derfor prosjektets sekretær.

Et spørreskjema ble utarbeidet for å kartlegge interessen i bransjen. Det ble bedt om navngitte kontaktpersoner, mulighet for støtte av forskjellig slag og forslag til komitéoppgaver. Skjemaet gikk ut til 70 adressater i april 1979 og i september 1979 var det innkommet ca. 35 svar med positiv respons.

For å komme videre med konkrete problemstillinger ble det valgt å opprette del-komitéer for å bearbeide nærmere definerte delemner. Dette mønsteret var klart ved årskiftet

1979/80 og viser hvilke hovedoppgaver som er prioitert:

1. FUNKSJONSKRAV	Formann	Karlsrud
2. PERMEABILITETSMÅLINGER	»	Johansen
3. INJEKSJONSMETODE	»	Tepper
4. BORING AV INJEKSJONSHULL	»	Tepper
5. SUSPENSJONER	»	Falch
6. KJEMISKE INJEKSJONSMIDLER	»	Grønhaug
7. INJEKSJONSUTSTYR	»	Garshol
8. VANNINFILTRASJON	»	Karlsrud
9. ERFARINGER	»	Asting

Som ovenstående viser er Hovedkomité medlemmene formenn i delkomitéene. Dette er gjort for å unngå unødig overlapping, eller utelatelser og for å få så direkte kommunikasjon som mulig mellom de enkelte grupper.

ORGANISASJONSFORHOLD

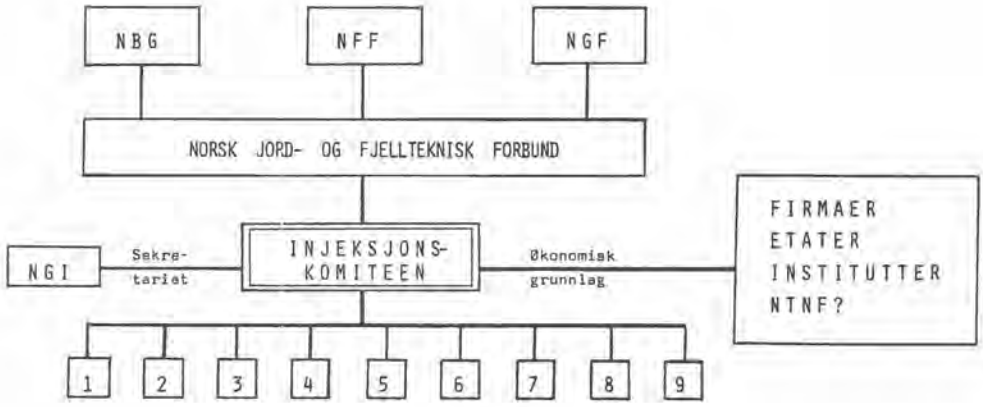


Fig. 12.1

I Hovedkomité og delkomitéer er det tilsammen 26 personer direkte involvert i arbeidet. Vi håper dessuten at enda noen skal kunne belastes etter behov.

Delkomitéene er alle kommet igang med litteraturstudier og vurdering av det videre arbeid. Prioriterte forsøksoppgaver er sortert ut, og korte statusrapporter skal etter planen leveres i 1980.

Økonomien er ordnet ved at deltakerne arbeider uten å belaste prosjektet. NGI holder sekretariatet, og det er mottatt ca. kr. 60.000,– i direkte tilskudd i 1980. Det er også søkt

NTNF om midler, og svar vil foreligge før jul.

Det forsøksprogram som foreligger som ideskisse, kan ikke detaljeres før den økonomiske ramme er kjent, og NTNF-midlene vil her forhåpentlig utgjøre en vesentlig andel.

Av problemer er det grunn til å peke på at arbeidssituasjonen til den enkelte deltaker utgjør et stort usikkerhetsmoment for prosjektets fremdrift. Dette kan ikke avhjelpes uten en full omorganisering av aktiviteten og er altså noe vi må leve med.

Delrapporter fra de enkelte delkomitéer vil bli trykket og utgitt etter hvert som de foreligger og vil selvfølgelig bli tilgjengelige for interesserte - etter planen i 1982.

Selv om det ligger sterke begrensninger i arbeidsformen og kanskje også i den økonomiske ramme, er dette likevel det første alvorlige forsøk på å systematisere vår viten om injeksjon under dagen, og vi håper derfor at alle til slutt vil finne sluttproduktet interessanr og nyttig for sitt arbeide.

AMERIKANSKE ERFARINGER MED SLISS-RØRBOLTER.

American experiences with split-set bolting.

Dr.ing. Arne Myrvang, Institutt for gruvedrift,7034 Trondheim-NTH

SAMMENDRAG

Sliss-rørbolting har fått en stor utbredelse i amerikansk gruveindustri. Foredraget gir noen inntrykk fra besøk ved tre amerikanske gruver hvor bolt-metoden brukes.

SUMMARY

Split-set bolting is now in wide spread use in the American mining industry. This paper gives some impressions from a visit to three American mines.

GENERELT

Undertegnede hadde ved forrige års Fjellsprengningskonferanse et innlegg med en generell beskrivelse av slissrørbolting eller split-set bolting. Det ble i den forbindelse kort nevnt at Bergforskningen i samarbeid med Institutt for gruvedrift og Institutt for fjellsprengningsteknikk hadde praktiske bolteforsøk i gang ved Mofjellet gruver og i Gruve 3, Store Norske, Longyearbyen. Imidlertid er det i USA at split-set bolting foreløpig har slått an i større skala og da særlig i gruveindustrien. Med støtte bl.a. fra Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk foretok jeg i april 1980 en studietur i USA. En av formålene med reisen var å studere praktisk bruk av split-set bolting. I den sammenheng besøkte jeg 3 gruver, og jeg hadde også fornøyelsen av å treffe oppfinneren av bolten, professor James Scott.

GRUVER

To av de besøkte gruvene ligger i det såkalte Missouri Lead Belt som er en av verdens mest kjente blyprovinser. Dette området produserer omtrent 500 000 t Pb pr. år fra 10 gruver tilsvarende omtrent 85% av USA's samlede produksjon.Området ligger i den sørøstlige delen av Missouri mot Ozark Mountains.

Magmont Mine tilhører Cominco American Inc. og Dresser Minerals Inc. Produksjonen startet i 1968, og årsproduksjonen idag er ca. 1 mill. tonn. Malmreservene ligger i størrelsesorden 50 mill. tonn med ca. 8% Pb og 1% Zn, samt 0,15% Cu. I tillegg fås også et sølvutbytte på ca. 8 g/tonn. Mineraliseringen forekommer som impregnasjon i dolomitt. Mektigheten varierer mellom 5 m og 30 m. Overdekningen er ca. 400 m. Brytningsmetoden er mekanisert rom- og pilarbrytning med pilartverrsnitt ca. 8 x 8 m og romvidde ca. 11 m (fig. 13.1). Hengen består av dolomitt eller skifer, og den boltes systematisk med tilnærmet kvadratisk

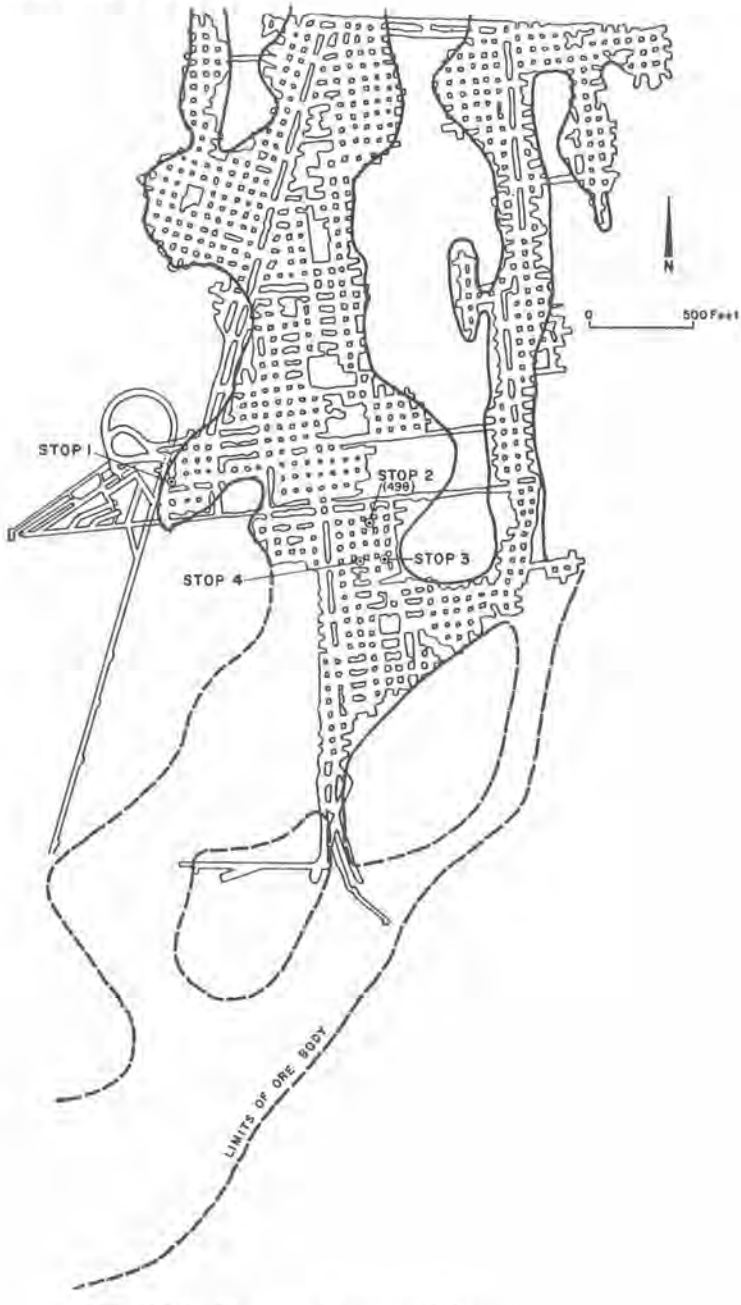


Fig. 13.1 Plan over Magmont Mine.

mønster med 5 ft (1,6 m) bolteavstand. Inntil for ca. 2 år siden ble det brukt vanlige forspente ekspansjonsbolter med lengde 6 ft. De første forsøk med split-set bolter var meget vellykket, og idag brukes praktisk talt bare denne boltetypen. Etter en del forsøk er boltelengden redusert til 5 ft. Boltene slås inn ved hjelp av en vanlig 2 boms ortrigg med ladekurv. En mann opererte bommen mens en annen gjorde istand boltene i ladekurven. Han dirigerte også boltene inn i hullene etter boring. I mange områder ble det brukt "straps" dvs. profilerte bånd av stålplate. Selve innsettingen av boltene tok normalt ca. 30 sekunder. Både bedriftsledelsen og stuff-folkene var meget tilfreds med metoden, og det ble hevdet at flere områder av gruva som tidligere var ansett å være ubrytbare pga. vanskelige hengforhold, nå kunne brytes.

Prisen pr. bolt var noe høyere enn for vanlig ekspansjonsbolt. Bedriftsledelsen mente imidlertid at dette ble mer enn oppveiet av økt effekt, og ikke minst pga. det faktum at etterkontroll av boltene er unødvendig.

Indian Creek Mine tilhører St. Joe Lead Company. Produksjonen startet i 1953. Malmtypen er temmelig lik den i Magmont Mine, og brytningsopplegget i store trekk de samme. Boltemønstret er også her systematisk med ca. 1,5 m bolteavstand.

Her foregikk ved besøkstidspunkt storskala forsøk med split-set bolting, og også her hadde en ifølge bedriftsledelsen meget gode erfaringer allerede. Boltingen foregikk her med en hjemmelaget 1 boms bolterigg basert på en gammel truck. Selve innsettingen av boltene foregikk med en egen maskin. Til en hydraulisk plattform var det festet en materbjelke påmontert en utrangert drifter. I denne var rotasjonsmekanismen satt ut av funksjon slik at en bare fikk slag. Etter at en hullrast var boret, gikk en mann opp i plattformen og slo inn bolten ved hjelp av drifteren.Dette gikk i prinsippet godt, men utstyret var iflg. operatøren hentet fra "the junk pile" og bar mye preg av det med stadige driftsforstyrrelser. Bedriftsledelsen overveide derfor å bygge en helt ny bolterigg spesielt beregnet for split-set bolting.

Den tredje gruven ligger i det såkalte Cour d'Alene distriktet i det nordlige Idaho. Dette er en av verdens ledende sølvprovinser med et stort antall gruver spredt langs et ca. 150 km langt belte. Drift har pågått i nær 100 år, og området har produsert omtrent 925 million oz. sølv dvs. ca. 26 000 tonn. I tillegg kommer ca. 7 mill. tonn Pb, 3 mill.tonn Zn, 155 000 tonn Cu og 15 tonn Au. Hovedmineraler er vanligvis blyglans, zinkblende og tetrahedrite (fahlertz).

Star-Morning Mine tilhører The Bunker Hill Company med 70% og Hecla Mining Company med 30%. Sistnevnte er også operatør. The Star og Morning var opprinnelig to gruver drevet av to forskjellige selskaper, men drives nå felles. Forekomsten består av steiltstående årer med 4-6% Pb, 4-6% Zn og 114 g/tonn Ag. Dette regnes som fattig malm i dette området (Hecla's hovedgruve Lucky Friday har en malm med 10-12% Pb og 450 g/t Ag! – Star-Morning er den dypeste gruva i hele Coeur d'Alene, og for tiden drives det malmbryting på nivå 7900 (ft) og oppfaring for bryting på nivå 8100. Overdekningen her er ca. 7700 ft eller ca. 2400 m. Gruva har derfor meget store bergtrykksproblemer. I tillegg kommer temperaturproblemer. Bergtemperaturen på nivå 8100 er ca. 49° C inngående ventilasjonsluft holder ca. 40° og nær 100% relativ fuktighet. Derfor er kjøling nødvendig, og hver strosse har sitt kjøleaggregat basert på kaldt vann. Dette bringer arbeidstemperaturen ned til ca. 30° C. Brytningsmetoden er gjenfyllingsbrytning med hydraulisk gjenfylling med flotasjonsavgang. På grunn av bergtrykksproblemene er det ofte nødvendig å forebygge med grovt tømmer i strossene. Boring foregår med knematermaskiner, og malmen skrapes til styrtsjakter. Etasjeortene påvirkes også kraftig av bergtrykket med store avskallinger rundt hele tverrsnittet og

store deformasjoner. Tidligere ble det brukt tømmer for å sikre ortene, men idag brukes praktisk talt bare bolting. En har problemer med at vanlige ekspansjonsbolter slites av pga. de store deformasjoner. På de dypeste nivåene brukes nå bare split-set bolting som her har sist sitt store fortrinn med sin evne til å justere seg etter de rådende deformasjoner. Boltene settes her inn ved hjelp av vanlige knematermaskiner. Vanlig boltlengde er 6 ft.

Som nevnt er bergtrykksproblemene store også i strossene. Dette resulterer i såkalte "rock bursts" som er totalkollaps av deler av en strosse. Dette er meget farlig, og gruva har derfor montert et meget omfattende varslingsanlegg basert på geofoner. Disse er plassert rundt omkring i hele gruva. Forut for ras eller bursts vil det alltid forekomme såkalte microseismer dvs. små "jordskjelv" pga. sprekkdannelser. Informasjonene fra geofonene går direkte til en datamaskin som beregner hvor microseismene kommer fra og registrerer hyppigheten. Hvis hyppigheten øker påtakelig i et område, stopper vedkommende strosse, og folkene trekkes ut. For å utløse spenningen brukes i en viss utstrekning såkalt "destressing". Dette består i at en borer 4" hull i vifte langs malmen fra et tverrslag. Disse hullene lades, og sprengningen lager en sliss som forårsaker en avspenning av det aktuelle området.

AVSLUTNING

Jeg har ovenfor gitt noen egne inntrykk fra bruk av split-set bolting. Metoden brukes imidlertid ellers i et meget stort antall gruver i USA. I 1979 ble det levert ca. 6 mill. bolter. I kullgruvene er metoden lite brukt. Dette har sammenheng med to ting, nemlig lav arbeidshøyde som vanskeliggjør innsetting, og mangel på slagbormaskiner.

Ellers brukes metoden i forbindelse med fullprofilboring, hvor den er godt egnet fordi boltene stikker lite ut i tunnelen.

Den store ulempen med metoden er antakelig følsomhet for korrosjon. Godstykkelsen er tross alt bare 2,5 mm, og i surt miljø vil godset spises opp fort. Ved Indian Creek Mine ventet de noe problemer med dette, men her er "levetiden" for et brytningsrom kort. Boltene kan leveres galvanisert. Dette gir selvsagt en betydelig høyere pris, og galvaniseringen vil sikkert skades når bolten trykkes opp i hullet.

Som midlertidig sikring og under andre forhold hvor korrosjonen er moderat, ser det imidlertid ut til at split-set er et meget aktuelt alternativ.

SPRØYTING AV FIBERBETONG MED FJERNSTYRT ROBOTRIGG.

Steelfiber shotcreting with remote controlled robot.

Berging. Eirik B. Einum, A/S Høyer - Ellefsen.

SAMMENDRAG

A/S Høyer - Ellefsen sprøyter i dag vanlig sprøytebetong og fiberarmert sprøytebetong med egne spesialbygde robotrigger. Sprøyting med utstyret har gitt gode resultater både når det gjelder kapasitet og kvalitet. Bruk av utstyret gir fordeler som høy kapasitet, høy mobilitet, krever lite rigging, enkel betjening og manøvrering og er relativt enkel å rengjøre og vedlikeholde.
Riggen betjenes av to mann. Fjernstyring gir i tillegg fordeler ved at sprøyteren fra et sikkert sted kan styre og kontrollere at sprøytingen blir effektiv og gir et kvalitetsmessig godt resultat.
Utstyret kan brukes til alle jobber hvor sprøytebetong i dag er aktuelt.

SUMMARY

A/S Høyer - Ellefsen uses their own special built robot shotcrete rig. The rig is used not only for spraying conventional concrete, but is used also in applying steel fiber concrete.
Spraying with this equipment has given excellent results as far as capasity and quality are concerned. Advantages with the equipment are:
high mobility, short preparation time, high capacity, easy to operate and manoeuver and easy to clean and maintain. Only two operators are needed during the spraying application.
Remote control gives additional advantages as the operator from a safe position is more free to observe the application for maximum effeciency and quality.
The equipment can be used on all jobs where spraying concrete are called for.

Sprøytebetong som metode har vært kjent lenge. Den første betongsprøyta ble konstruert og tatt i bruk så tidlig som før første verdenskrig. Selv om sprøyting av betong har vært brukt lenge, er det først i de siste 20 -30 år at den har fått virkelig stor utbredelse. Når det gjelder stårfiberarmert sprøytebetong, har dette først blitt aktuelt i fjellsammenheng i de siste åra. Ifølge historikere var Høyer - Ellefsen de første i Norge når det gjelder sprøytebetong, og i 1935 ble en vegg ved Bjølsen Valsemølle behandlet med "kanonpuss" som det het den gangen. I alle år er det blitt sprøytet betong med konvensjonelt utstyr som har hatt

sine klare begrensninger og mange problematiske sider. Det var klart at det på dette området var mye å hente både teknisk, økonomisk, miljømessig og når der gjaldt kvalitet på det ferdige produktet. Det er særlig de 3 siste år at utvikling av eget spesialbygd sprøyteutstyr har skutt fart, og vi har idag utstyr som kan brukes på nær sagt alle områder hvor betongsprøyting er aktuelt.

Tilsetting av fiber i sprøytebetong er i Norge relativt nytt, og vi har funnet dette meget interessant. Fiberbetongens høge korttidsfasthet i forhold til vanlig betong og store evne til å ta opp energi er egenskaper som gjør den interessant i mange sammenheng.

Til fjellsikring kan en tenke seg flere anvendelsesområder både som eget sikringsmiddel og i kombinasjon med andre kjente metoder. Det området hvor det er mest interessant, er som mulig erstatning for konvensjonelt nettarmert sprøytebetong. Armering med nett er en kostbar og tidkrevende metode.

Fig. 14.1 Enkel rigg for sprøytearbeider i tunneler.

Når nettet skal legges inntil fjelloverflaten, vil en aldri få det til å slutte så tett inntil at en unngår vibrasjoner i nettet ved påsprøyting. Dette gjør at en ikke kan være sikker på det ferdige resultat. I samarbeid med Institutt for fjellsprengningsteknikk, NOTEBY, Elkem-Spigerverket og Rescon driver vi idag et NTNF-prosjekt om stålfiberarmert sprøytebetong

til fjellsikring. Forsøkene har som mål å prøve og komme fram til om bruken av stålfiberarmert sprøytebetong kan redusere, eventuelt eliminere bruken av konvensjonell armering ved fjellsikring. I samband med forsøkene har vi bygd en prøvebukk etter modell av Jonas Holmgren, Svenska Fortifikasjonsforvaltningen, hvor forsøkene kjøres i laboratorieskala på vår lagertomt i Skedsmo. Vi har foreløpig gjort to forsøk, og det en kan si så langt, er at resultatene er interessante. For å kunne trekke noen konklusjoner, må det kjøres fler forsøk.

Da vi startet utviklingen av eget sprøyteutstyr, var forutsetningen hele tiden at dette utstyret også skulle kunne brukes til å sprøyte stålfiber. Etter å ha vurdert flere typer av stålfiber, valgte vi den australske EE-fiberen som importeres av Elkem-Spigerverket. Grunnen til dette var våre krav til kapasitet, og at innblandingsmetoden var enklere enn for andre typer. I og med at det ikke fantes noen velegnede maskiner på markedet, måtte en forandre og bygge om en del på tilgjengelig utstyr for å få noe som fungerte tilfredsstillende.

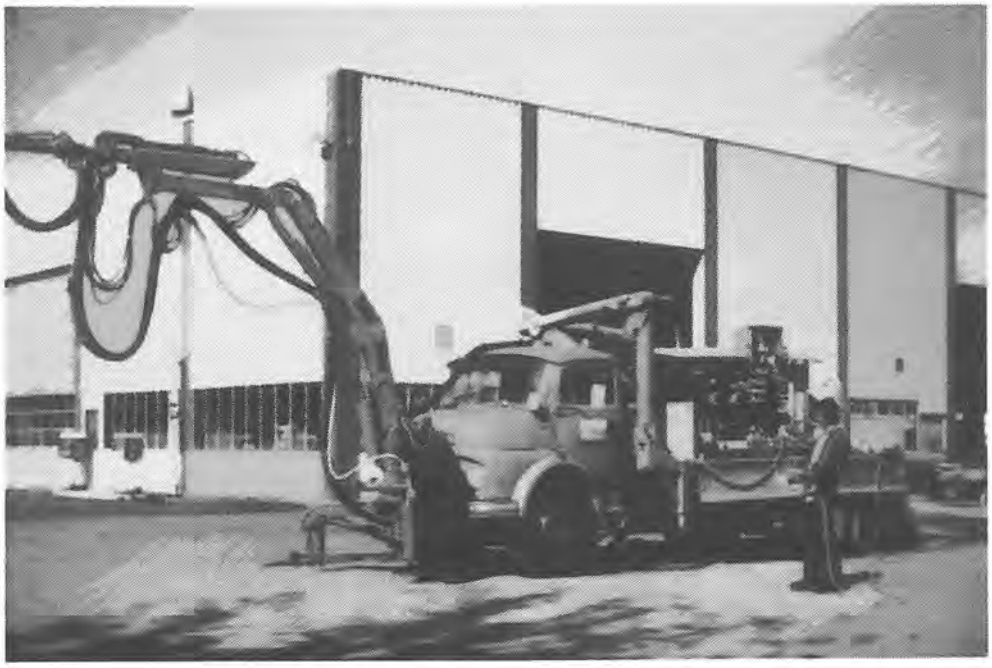


Fig. 14.2 Komponentrigg montert på lastebil.

Etterhvert som vi fikk erfaringer med utstyret samt betongsammensetning og metode, klarte vi å løse problemene som tilsetting av fiber medførte. og vi fikk etterhvert gode resultater både når det gjaldt kvalitet og kapasitet. I tillegg til dette moderne og kompliserte utstyret har vi satset mye på å utdanne sprøyteoperatører som følger sprøyteriggene. Disse sørger også for reparasjoner, vedlikehold og forbedring på utstyret når dette er inne på

hovedverkstedet mellom jobbene. Avansert utstyr er helt avhengig av flinke folk som kjenner det ut og inn og som har erfaring fra forskjellige jobber.

Av utstyret vi idag disponerer for sprøyting, viser vi her fem forskjellige arbeidsområder og behov, og som delvis utfyller hverandre. Fig. 14.1.

Denne robotriggen er bygget på et enkelt robust understell. Den er best egnet til tunnelsikring, og var opprinnelig bygd for tørrsprøyting. Den går nå med våtbetongpumpe, og pumpekapasiteten er ca. 10 m^3/time, med masse 0 - 16 mm. Riggen har bl. a. gått på stuffsikring ved Sildvik kraftanlegg.
Problemer med sprakefjell gjorde at hver salve måtte sikres etter hvert, og riggen sprøytet en salve med 4,5 m^3 betong på omlag en time inklusive opprigg og nedrigg. Fig. 14.2.

Denne riggen er en komponentrigg, d.v.s. at den består av flere adskilte enheter som lett kan demonteres, flyttes og monteres for å kombineres med annet utstyr. Riggen er montert på en lastebil med firehjulstrekk. Den kan sprøyte i høyde på 12 m for tak, sprøytelengde i tunnel 3,5 meter pr. flytt. Samme riggkomponenter påmontert skinnegående utstyr kan sprøyte i tunneler ned til 5 m^2's tverrsnitt. Riggen har 220V lysaggregat til arbeidslys. Fig. 14.3.

Fig. 14.3 Rigg med rekkevidde opp til 18 m.

Dette er den største og mest avanserte sprøyteriggen vi har bygd. Sprøyteutstyret er bygd

på et terrenggående understell og kan monteres med flere pumpetyper. Den kan brukes både som sprøyterigg og utleggermaskin. Kapasitet på pumpe som utlegger er ca. 25 m^3/time, kornstørrelse 0 - 36 mm, som sprøyterigg 14 m^3/time, kornstørrelse 0 - 22 mm. Rekkevidden er 18 m ved taksprøyting, sprøytelengde i tunnel 8 m pr. flytt. Videre har riggen eget 220V lysaggregat som gir lys på arbeidsstedet.

Robotene på både rigg II og III er konstruert for flere oppgaver; foruten sprøyting også meisling, sandblåsing og fjellrensk med vannjet og prikkhugging av betongoverflater. Fjernstyring av riggene skjer fra et bærbart kontrollpanel hvor en kan styre betongmengde og alle bevegelser på roboten. Doseringen av tilsetningsstoff blir styrt trinnløst og uavhengig av betongmengde. Dette gjør at en til enhver tid kan regulere tilsatsen av akselerator etter de lokale forhold og samtidig kunne få lest av antall liter pr. m^3 betong på en viser på kontrollpanelet. Dette har gjort at vi har fått en bedre dosering av akselerator og klart å redusere kraftig på forbruket.

Munnstykkets utforming er også av svært stor betydning for resultatet. Det er viktig at stoffene som tilsettes blir godt innblandet før betongen forlater munnstykket. Utformingen er også viktig for indre slitasje og for at det skal være vedlikeholdsfritt i sprøyteperioden.Et riktig utformet munnstykke bør holde ca. 1.200 m^3 betong før det skiftes. Fig. 14.4.

Fig. 14.4 Rigg for mindre sprøytearbeider.

Denne riggen er i prinsippet lik de andre, men med et lettere utstyr for handsprøyting for arbeidssteder med vanskelig adkomst. Dette utstyret kan settes på en liten 4-hjulstrekk traktor med robot. Denne kan sprøyte i tunneler og rom ned til 4 m^2. Pumpekapasiteten er 10 m^3/time. Riggen blir brukt i landbruket.

Dette er en ombygget liten betongpumpe beregnet på små betongreparasjoner og fasade-sprøyting. Kapasiteten på pumpen er fra 1,3 til 3,5 m^3/time. Denne pumpen kan også brukes til injisering.

Sett fra et teknisk - økonomisk synspunkt har det utstyret vi idag benytter, mange fordeler.

- Høg kapasitet
- Høg mobilitet
- Krever lite rigging for hver sprøyteoperasjon
- Enkel betjening og manøvrering
- Kjøres med 2 mann
- Relativt enkelt å reingjøre og vedlikeholde.

Kapasiteten er i de fleste tilfeller bestemt av hvor ofte en får levert betong i pumpen. I og med at utstyret er hjulgående (evt. skinnegående) og krever liten rigging pr.gang, har dette stor betydning i tunneler hvor sikringsarbeidet er framdriftshemmende. Høg kapasitet og liten riggetid betyr mye i tunneldrift hvor tid i aller høgste grad er penger. Som et eksempel kan nevnes at en ved Sildvik kraftanlegg har hatt en inndrift på 35 - 45 m/uke i 30 m^2 tunnel inklusive full sikring, d.v.s. sprøyting av hver salve på stuff samt bolting.

At sprøyteoperasjonen kan styres fra et kontrollpanel sprøyteren bærer med seg, har mange klare miljø- og kvalitetsmessige fordeler: (fig. 14.5)

- Enkel manøvrering
- Sprøyteren kan bevege seg fritt rundt og få god oversikt over det han gjør.
- En har bedre mulighet for effektiv og riktig sprøyting og kan hurtigst mulig forandre doseringen av tilsetningsstoff, avstand, sprøytevinkel o.s.v. avhengig av lokale forhold.
- Sprøyteren kan hele tiden stå under sikker fjellflate og i sikker avstand fra betongsprut og prell.

Fiberarmert sprøytebetong begynner etterhvert å få anvendelse på flere områder innen bygg - og anleggsindustrien, og en prøver seg fram på nye områder. Hittil har vi sprøytet mest fiberbetong i fjell, men også utført en god del reparasjonsjobber av forskjellig art. Vi kan idag tenke oss flere bruksområder for fiberarmert sprøytebetong utført med vårt spesialutstyr:

- Sikring av tunneler og fjellrom.
- Sikring av skjæringer og jordskråninger.
- Overflatebehandling og tetting av dammer.
- Tetting av grunnmurer og gjødselkjellere.
- Reparasjoner av skadet betong.
- Reparasjon av kaier og brufundamenter i tidevannssonen.
- Skallkonstruksjoner og sprøyting mot ensidig forskaling.

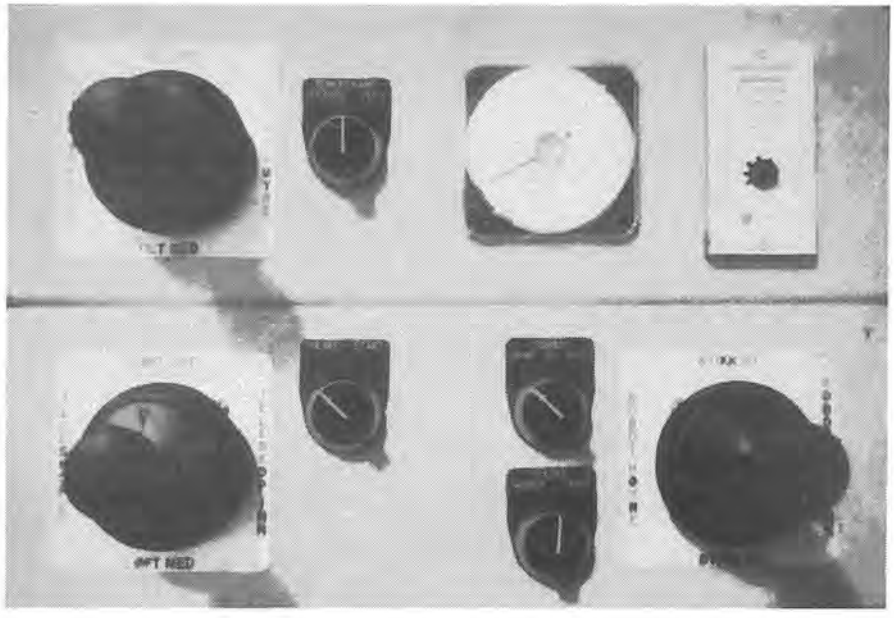


Fig. 14.5 Kontrollpanel.

De siste to årene har vi utført flere jobber hvor fiberarmert sprøytebetong er brukt. Totalt har vi sprøytet ca. 1000 m^3 fiberbetong med de spesialbygde sprøyteriggene. I tillegg kommer sprøyting av vanlig betong. Jeg skal kort nevne noen jobber:

- Sildvik kraftanlegg ved Narvik og Skibotn kraftverk, sikring av tunneler og kraftstasjon.
- Tofte Cellulosefabrikk, sikring av vanntunnel.
- LKAB Narvik, kaireparasjoner.
- Tetting av gjødselkjellere i Trøndelagsområdet.
- Tofte Cellulosefabrikk, reparasjon av fabrikksøyler.
- Jotungruppen, Sandefjord, sikring av lagerhall i fjell i kombinasjon med konvensjonell sprøytebetong.
- Fullprofiltunnel og sjakt i Skytterdalen ved Oslo .
- Fangdam for oppsamling av oljesøl ved Tofte Cellulosefabrikk.

Dette er et eksempel på noen av de jobbene hvor der et blitt sprøytet fiberbetong. Som en ser, har jobbene vært av svært forskjellig karakter hvor en har fått utnyttet utstyrets fleksibilitet og kapasitet. Ennå er det mye ugjort på sprøytebetongsektoren, både materialteknisk, utstyrs- og utførelsesmessig, slik at en nok må regne med en sterk utvikling også i kommende år.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK / GEOTEKNIKK 1980

SPRØYTEBETONG–SIKRING I STIGORT, HAUGLIFJELL.

Raise supported with shotcrete

Ing. Lasse Moen, A/S Ingeniørbygg, og ing. Torleiv Rugaas,
Institutt for Fjellsprengningsteknikk, Oslo

SAMMENDRAG

Under utbyggingen av hovedvannforsyningen til seks kommuner på Nedre Romerike fikk en store problemer under driften av en av stigortene.
I gneismassivet på Hauglifjell oppträdte delvis oppløst pegmatitt. Det viste seg at denne bergarten hadde en stort sett langs hele traseen.
Omfattende sikringsarbeider måtte til under hele driften.
Armert sprøytebetong og videre sikring med bolter var nødvendig.
Antatt tid for driving av skråsjakten var satt til 3 uker. På grunn av de store problemene en hadde, gikk det med ialt 18 uker før en fikk gjennomslag opp til renseanlegget.

SUMMARY

During the construction of the main fresh-water distribution to six counties of Nedre Romerike, severe problems occured in one of the raises.
The gneiss-rock partly consisted of disintergrated pegmatite. This rock occured in the whole length of the raise.
Substantial support needed:
Reinforced shotcrete and supplementary support with rock-bolts.
For this raise, the pre set time schedule was three weeks, due to the trouble, the time-consumption extended to eighteen weeks before break-through.

Nedre Romerike Vannverk står for utbyggingen av hovedvannforsyningen til seks kommuner på Nedre Romerike.

Under utbyggingen har A/S Ingeniørbygg vært hovedentreprenør. Utbyggingen startet i nov. 1975 og vil være avsluttet i 1981.

Vannkilden er Glomma. Inntaket ligger ved Hammeren i Sørum Kommune. Fig. 15.1. Fra Hammeren føres vannet gjennom en inntakstunnel med tverrsnitt ca 7,5 m^2 inn til en råvanns-pumpestasjon som er lagt inn i fjell. Herfra pumpes vannet opp en skråsjakt, ca 4 m^2 med 110 m høydeforskjell, fram til råvannstunnelen.

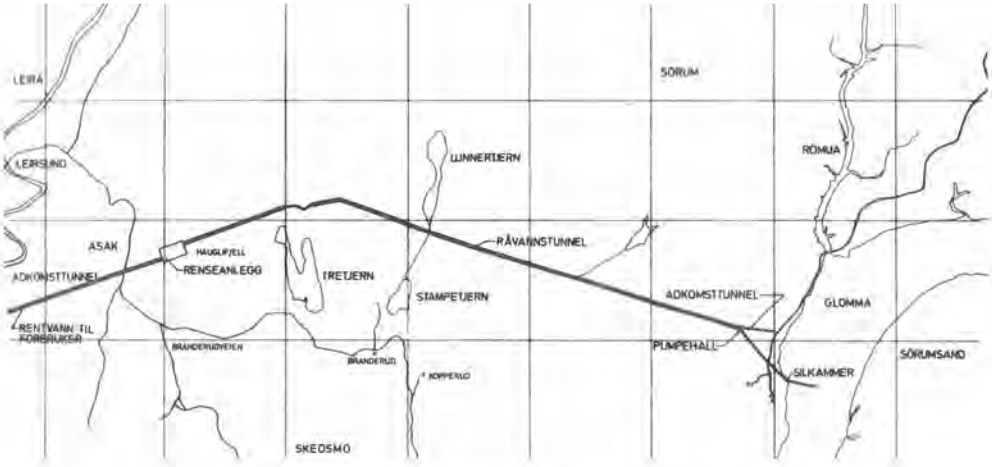


Fig. 15.1 Plan over anlegget.

Råvannstunnelen består av tre adskilte tunneler, og to dagpartier der overføringen skjer gjennom rør. Den første tunnelen er på 2,5 km og har et tverrsnitt på ca 9 m^2. Videre 40 m støpt kulvert. Deretter en tunnel på 1 km (9 m^2) og 350 m med kulvertrør fram til den siste tunnelen. Denne har et tverrsnitt på 25 m^2, en lengde på 700 m, og tjener som råvannsmagasin.

I renseanlegget vil vannet bli fullrenset før det går videre ut på fordelingsnettet via en rørledning som er lagt i en skråsjakt med tverrsnitt ca 7,5 m^2. Lengden av skråsjakta er 93 m. Vannet blir ført videre fra skråsjakta gjennom en 16 m^2 tunnel, med lengde 1400 m – og ur på fordelingsnettet.

Det var problemene med driften og sikringen av nevnte skråsjakt som skal omtales i dette foredraget.

Geologi

Ifølge geologisk rapport utarbeidet av Institutt for Fjellsprengningsteknikk, består bergarten i området av høymetamorfe prekambriske gneiser med tildels velutviklet planstruktur. Strøkretningen er ca N–S, mens fallet er vekslende.

Gneisbergarten varierer fra båndet gneis med vekslende lyse og mørke lag, over i en homogen gneisgranitt med større eller mindre kvartsrike partier.

Gneismassivet vil ventelig være gjennomskåret av amfibiolittganger med varierende mektighet. Gangene følger stort sett bergartens strukturretning, som er tilnærmet N–S. Det går videre fram av rapporten at en ikke kan se bort ifra opptredelse av svelleleire i dette fjellpartiet.

Det ble ikke utført spesielle geologiske undersøkelser i området der stigorten ble drevet. Observasjoner gjort under sprengning av renseanlegget ga et hint om at en kunne få problemer under drivingen av stigorten. Flere steder i renseanlegget hadde en soner av oppløst eller delvis oppløst pegmatitt. Disse stedene måtte sikres med armert sprøytebetong.

Driftsmetode – Sprengningsplan

Til driving av skråsjakten ble det valgt Alimak Stigortheis, dieseldrevet, og Atlas B.B.C. 16 bormaskiner med knematere.

Salvelengden ble i startfasen bestemt til 2,40 m og bemanningen satt til 4 mann/skift inklusive reparatør.

Driving av skråsjakten ble utført på to skift.

Sprengningsplanen som ble benyttet under drivingen, hadde ialt 52 hull pr. salve. Fig. 15.2. I tillegg ble det anvendt 4 stk. grovhull i kutten. Hullstanden i konturen (tak- og vegghull) var ca 50 cm og 1/2 sek. tennere ble benyttet.

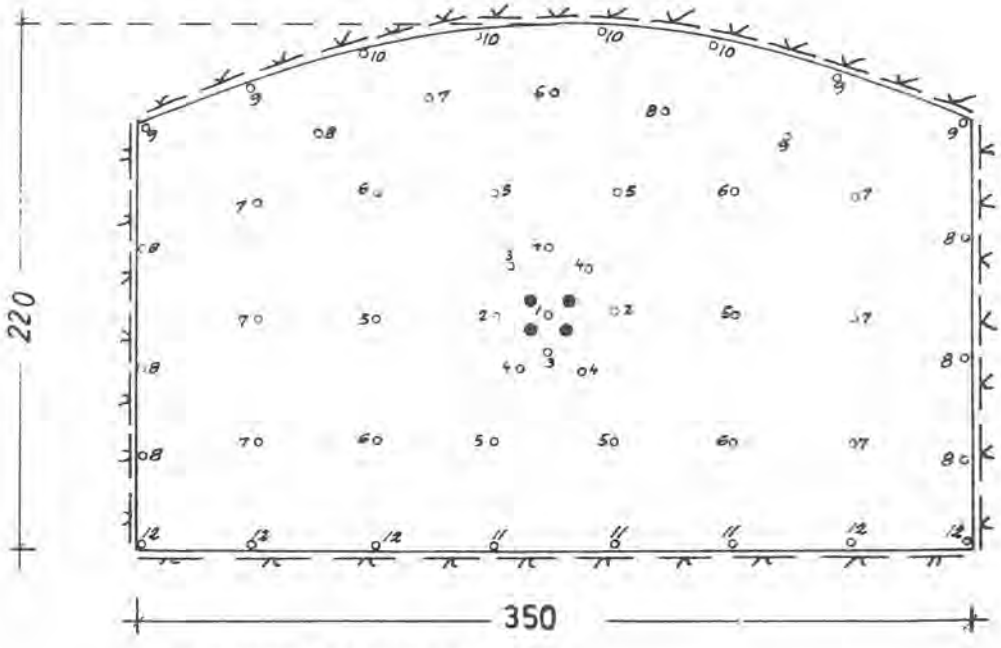


Fig. 15.2 Sprengningsplan. Stigort 45° Hauglifjell, N.R.V.

Konturhullene ble ladet med 17 mm rørladning for å skåne det gjenstående fjellet mest mulig. De øvrige hull i salven ble ladet med dynamitt og glynit.

Antatt tid for driving av sjakten var satt til 3 uker.

Vanskeligheter under driften av skråsjakten fikk en etter å ha drevet ca 15 m. De første problemene som meldte seg , var at ekspansjonsboltene til feste av geiderne begynte å slippe taket og gled ut av borehullene. Man hadde merket under boringen av hullene at bergarten hadde forandret seg. Det viste seg litt senere at det var delvis oppløst pegmatitt en hadde støtt på.

Som feste for geiderne ble det først forsøkt med 1,5 m lange kamstålbolter av typen Farex GD Kambolt 20 mm. Fig. 15.3.

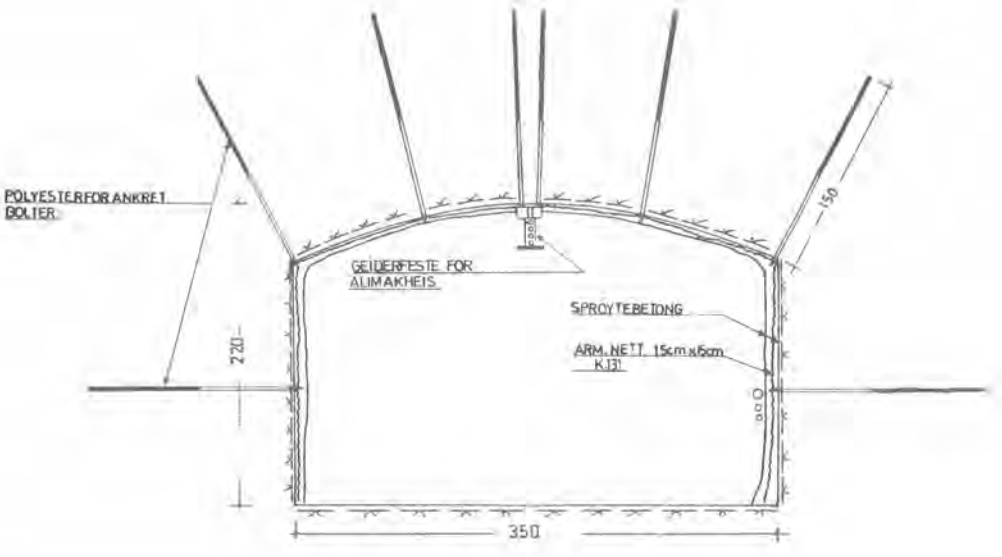


Fig. 15.3 Boltemønster: 1 m x 1 m

Resultatet av dette forsøket var negativt, og det ble bestemt at en skulle forsøke med gjengede bolter av samme type.

Videre ble det bestemt at 2 stk. polyesterpatroner pr. hull skulle benyttes. Dette siste forsøket var vellykket, og denne metoden ble anvendt under den videre driften i skråsjakta.

Etter ca 20 m drift var en for alvor kommet inn i oppløst pegmatitt. Selv med forsiktig sprengning av konturen og med ansett innenfor teoretisk profil, fikk en brytning langt utenfor. Det raste ut slik at bredden var på ca 6 m og høyden på ca 3,5 m på enkelte steder.

Sikringsmetoden ble diskutert, men da også stuffen måtte sikres mot utrasing, kom en fram til at sprøytebetong var den beste sikringsmetode. Under sikringsarbeidet i selve renseanlegget var våtsprøyting benyttet, Det ble derfor valgt å anvende våtsprøyting også i stigorten.

Det ble rigget til en 600 liters trykktank med Sem-skrue og hydraulisk regulerbar lomme ved foten av stigorten. Slanger for betong, luft og akselerator ble under påsprøytingen trukket med Alimakheisen oppover i sjakta.

Først ble det påsprøytet et lag sprøytebetong med tykkelse 3 - 5 cm på tak, vegger og stuff. Deretter ble vegger og tak armert med armeringsnett K131. Det ble forsøkt å feste armeringsnettet ved å skyte det fast med øyespiker og boltepistol, slik en tidligere hadde gjort i renseanlegget. Dette forsøket var delvis mislykket, da underlaget (fjellet) for sprøytebetongen var for dårlig. Armeringsnettene ble derfor festet på vanlig måte ved å bore hull og benytte treplugger, og videre feste armeringsnettene med ståltråd.

Etter at armeringsarbeidet var utført, ble det påsprøytet et lag sprøytebetong med tykkelse på ca 3 - 5 cm, og neste salve kunne slåes.

Det viste seg ganske raskt at det var nødvendig å sikre fjellet omgående etter hver salve. Dess lengre denne oppløste bergarten stod uten sikring, jo større nedfall fikk en.

For å redusere det området som måtte sikres etter hver salve, ble salvelengden redusert til 1,60 m. Denne salvelengden ble bibeholdt under hele driften av sjakten.

Driftsrytmen ble deretter følgende: Boring og lading av salve som omgående ble sprengt. Deretter ble det påført et lag (ca 3 - 5 cm) sprøytebetong. Dette arbeidet ble utført på ett skift. Det neste skift utførte boltearbeidet. Boltemønstret var 1 bolt pr. m^2. Videre ble armeringsarbeidet utført på dette skiftet. Det tredje skiftet gikk med til å sprøyte det siste laget med sprøytebetong og nedrigging av utstyret. Som en ser av dette, gikk det ialt 3 skift pr. 1,6 m sjakt.

Etter at en hadde drevet ca 25 m av skråsjakta, fikk en problemer på grunn av at en ikke klarte å presse betongen opp der en skulle sprøyte. På dette tidspunktet hadde man en strekning på ca 5 m i høyre veggen der fjellet var brukbart. Det ble valgt å sprenge ut en nisje i høyre veggen. Deretter ble en 250 l Sem-skrue plassert inne i nisjen. Nisjen hadde en størrelse på 2 m x 2 m og høyde på ca 2 m. I denne nisjen ble det også plass til trykktank for akselerator.

Det ble laget et permanent opplegg med rør og slanger langs skråsjaktens høyre side. Etter at trykktanken i nisjen var tilkoblet, ble sprøytebetongen transportert i rør fra trykktanken nede i tunnelen og opp til trykktank i nisjen. Dermed hadde en fått det nødvendige trykk, slik at sprøytingen igjen kunne ta til.

Dette opplegget krevde en ekstra mann for betjening av utstyret i nisjen under betongsprøytingen.

Etter hvert som arbeidet i skråsjakta skred fram, viste det seg at det var nødvendig å sprenge ut for ytterligere to nisjer, slik som fig. 15.4 viser. I alt ble det bruk for 4 stk. 250 l Sem-skruer med løftehøyde for hver på 20-22 m.

Mellom hver av nisjene ble det lagt fast røropplegg for betong (4"Alvenius-rør) for luft (2"Perrotrør) og for akselerator (3/4" armert slange).

Den delvis oppløste bergarten fulgte stigorttraseen helt opp til renseanlegget. Det var derfor nødvendig å sikre stigorten helt opp.

Arbeidsmiljøet under sprøytingen var heller ikke av det gode. I sjakten, som ikke var lengre enn 93 m, hadde vi ikke lagt opp noen form for ventilasjon. Akseleratoren pluss støvpartikler fra betongen reduserte sikten til 1,5 m, og dette tilsier at luften var farlig å innånde. Det ble brukt ansiktsmasker, men disse tetnet raskt til, og det ble tungt å puste. En annen ting var at sprøyteren mistet øyekontakten med skrue-føreren, og omvendt. I tilfelle av propp, som særlig inntraff mot max. løftehøyde for skruen, var dette et stort problem, da skrueføreren ikke så hva som skjedde.

Den dårlige sikten gjorde at det ble lagt opp et fast lyssignalsystem.

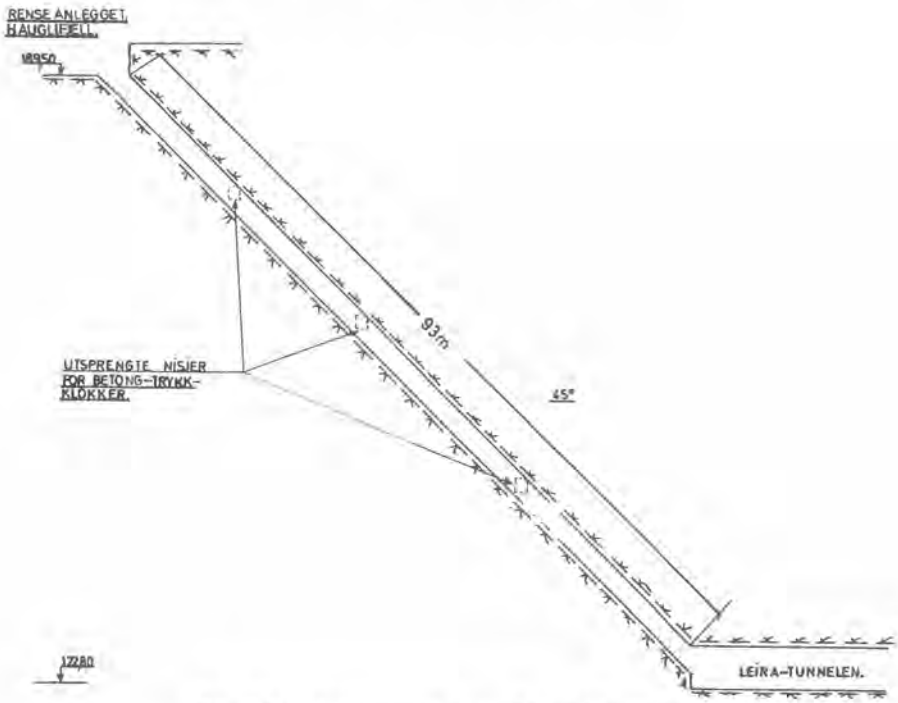


Fig. 15.4 Stigort med nisjer for trykktanker.

Etter en innkjøringsperiode gikk arbeidet etter forholdene ganske bra. Det som skapte de største problemene, var nedfall av blokker fra tak, vegger og stuff. Verst gikk det ut over slanger for sprøytebetong og akselerator, men en hadde også skader på Almakheisen.

Nedenfor vises den betongkvalitet som ble anvendt under betongsprøytingen:

Sprøytingen

Sand:	1626 kg/m^3
Finsand:	500 »
Sement:	450 »
L.P.:	3,3 »
Akselerator, Kvikk:	35 L/m^3.

Trykkfasthet ble fra prøve målt til 37,6 kg/m^2.

Å komme fram til en eksakt m^3 -pris på betong levert i sjakten er litt problematisk, men i store trekk ble den som følger:

Betong levert fra Tokerud	kr./m^3	415,–
Arbeidskostnader	»	1060,–
Akselerator	»	98,–
Maskinleier	»	500,–
Slanger og rør (avskrevet)	»	80,–
Luft og vent.	»	80,–
		2233,–

I tillegg kommer sprengning av nisjer, opprigging av skruer og rørgater.

KONKLUSJON

Konklusjonen etter hele driften er at det er muligheter til å komme gjennom det vanskeligste fjell selv i en stigort, når forandring av traseen er mulig.

Vi vil påstå at uten muligheter for å våtsprøyte hadde vi ikke klart det. Forskalling og støp hadde villet by på store problemer da berget ikke tålte å være blottlagt i lengre tid. Tørrsprøyting ville også ha blitt problematisk da vi var avhengig av særs hurtig avbinding av betongen, noe vi klarte med tilsetting av ca. 40 l akselerator /m^3 i første påførte lag.

Systemet med å anvende så mange skruer etter hverandre faller dyrt. Hadde vi visst at det dårlige berget fulgte hele traseen, ville vi trolig valgt andre metoder for å pumpe betong opp i sjakten.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK / GEOTEKNIKK 1980

PROSJEKTERFARINGER – INSTITUTT FOR FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

Experiences from the research activities at Norwegian Institute of Rock Blasting Techniques

Bergingeniør A. M. Heltzen.

SAMMENDRAG

Sprengningstekniske forsøk pågår med styrkereduserte ANFO-blandinger. Forsøk for å få frem karakteristika for forplantning av sjokkbølger gjennom fjell og langs fjelloverflaten viser at mediebølgene dempes mer enn overflatebølgene, men frekvensen holder seg høyere. For overflatebølger har svingekomponenten loddrett fjelloverflaten større utsving men lavere frekvens enn svingeretningene parallelt overflaten.

Bergtrykk- og deformasjonsmålinger i bergrom med store spenn/høyder utføres ved tre anlegg med liten - og ved et anlegg med stor overdekning.

Det er konstatert at anlegg nær dagen som samtidig ligger i grunnfjellsområder, oppviser større horisontalspenninger enn hva som var forventet. Dette gjør sitt til at deformasjonene i hvelvet er meget små - for et av anleggene ca. 0.25 mm's innsynkning av topp hvelv i løpet av 18 måneder.

Kraftstasjonshall med overdekning ca. 525 meter, og hvor det står store in situ spenninger, viser i bolte- og sprøytebetongsikret stand i løpet av 5 måneder innsynkning i hvelvet på 0.07 mm, mens sideveggene i samme tidsrom har beveget seg innover 6.9 mm.

Det er konstatert at deformasjonen i veggene inntreffer i tiden like etter at salver sprenges i kraftstasjonen.

SUMMARY

The institute continues experiments with energy reduction of ANFO-mixtures. Registrations are going on in a study of shock wave propagation in rock masses and along the rock surface.

The propagation in the rock mass shows lower peak values, but has higher frequences as the waves that follow the surface of the rock. The component orientated vertical to the surface is normally the most dominant and the most low frequent compared to the component parallell to the surface.

Deformations and stresses in the rock under the excavation of large underground openings are under registration.

In three cases the underground spaces are situated at shallow depth (17-50 m).

All of them is situated in gneissic bedrock. Measurements of the horisontal stresses show higher values as foreseen and abvious a positive influation of the stability of the arch. In a space where the span is 25 m the registrations show a movement of the top of the arch into the opening of 0.25 mm over a periode of 18 months.
In a cavern excavated for a hydro electric power station, the walls and the arch are sufficient bolted and stabilized with shotcrete. The residual stresses are extremely high with a clear dominance of the horisontal orientated components. In the 26 m high cavern the movement of the walls into the opening is found to be 6.9 mm.
It is also stated that the main deformation of the walls is released directly after blastings in the cavern.

Forskningsaktiviteten ved instituttet er knyttet til prosjekter innen:

Sprengningsteknikk.
Rystelser fra sprengningsarbeider.
Arbeidsmiljø ved fjellarbeider.
Fjellsikring, ingeniørgeologi og bergmekanikk.
Utnyttelse av fjellgrunnen.

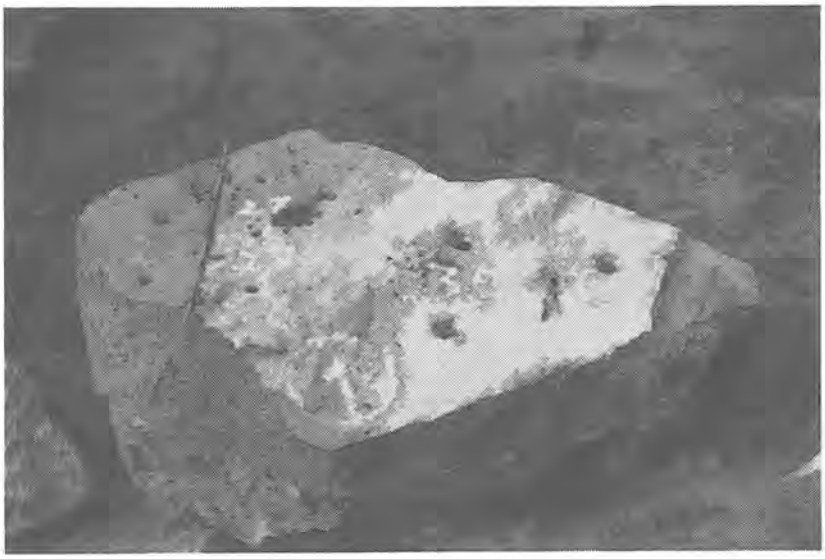


Fig. 16.1 Blokk boret opp for prøving med Bristar.

Innen gruppen fjellsprengningsteknikk arbeider en videre med ladningsproblematikken som knytter seg til bruk av styrkeredusert ANFO, (Isanol).

Videre undersøker en virkningen av ulike fordemningsmetoder, bl.a. for å finne ut hvordan pipeladninger kan reduseres.

Vi har gående et forskningsoppdrag som har krav på nyhetsinteresse. Det er i Japan utviklet et stoff, produktbetegnelse Bristar, som har en meget sterk ekspanderende virkning når det etter vanntilsetning helles i borhull. Vi har prøvet Bristar under ulike forhold. Først til sekundærsprengning. En blokk på ca. 1 m^3 ble boret opp med ialt 8 hull – 3 med 51 mm diameter og 5 med 32 mm diameter, fig. 16.1. Hullavstand = forsetning, henholdsvis 40 cm Og 27 cm. Hulldybde - 50 cm. I løpet av tiden fra kl. 14.30 den ene dagen til kl. 07.00 den neste, hadde det dannet seg et riss mellom hullene i forreste rad med 32 mm diameter. Ca. kl. 10.00 hadde det dannet seg riss mellom samtlige 32 mm hull, og blokken hadde delt seg fig. 16.2. I løpet av natta hadde stoffet blåst ut av 51 mm hullene, og noen rissdannelse hadde ikke funnet sted.

Fig. 16.2 Blokken har delt seg.

Forsøk er også utført i fast fjell. 5 hull, 80 cm dype med innbyrdes avstand 25 cm ble boret i én rekke.

Forsetning ca. 30 cm. Diameter 32 mm, fig. 16.3. Etter 3 dager begynte rissdannelsen, og fronten ble sprengt ut, fig. 16.4.

På området rystelser fra sprengningsarbeider er registreringer igang for å finne karakteristika for bølgeforplantningen langs overflaten og gjennom fjellet, fig. 16.5. En av hensiktene er å skaffe data som kan brukes ved bedømmelse av skaderisiko på underjordiske anlegg fra sprengninger i dagen. Av det foreliggende materiale fremgår:

Fig. 16.3 Prøving med Bristar i fast fjell.

Svingekomponenten loddrett på fjellflaten dominerer over komponentene som er parallelle med fjellflaten. Førstnevnte har også gjennomgående lavere frekvens enn de øvrige. Dette tyder på tilstedeværelse av Rayleigh-bølger. Målte frekvenser langs fjelloverflaten ligger omkring 50 Hz, mens komponenten loddrett på fjellflaten ligger på ca. 30 Hz. Ved en svingehastighet på 20 mm/sek. gir førstnevnte frekvens et utsving på ca. 60 μ m mens den lavere frekvens gir litt over 100 μ m.

Målingene inne i tunnelen viser at mediebølgene dempes mere enn overflatebølgene, men frekvensene holder seg noe høyere. Dette skulle være forventet og er også observert av andre. (A. Hayatdavondi og R. C. Brown: "Wave Propagation from Surface Mine Blast to the Adjacent Underground Mine", 20th US. Symposium on Rock Mechanics, 1979 Austin, Texas).

Ved å sammenligne resultatene fra disse målingene med tidligere målinger i andre bergarter, ser det ut til at vi får et godt utgangsmateriale for beregninger av fjellkonstanten. Vanligvis fastsettes denne idag ved skjønn.

Innen prosjektgruppen sikring, ingeniørgeologi og bergmekanikk fremheves to prosjekter. Begge omfatter bergtrykk- og deformasjonsmålinger i bergrom med store spenn eller høyder.

Det ene prosjektet tar sikte på å belyse forholdene for store bergrom med liten overdekning. Det annet omfatter analyse av forholdene rundt en kraftstasjonshall der in situ-spenninger er ekstremt høye og overdekningen stor, ca. 525 meter.

I Oslo-området er det for tiden 4 idrettshaller som anlegges under jord. B x L X H = 25 x 50 x 15 meter. Vi har kontrollert deformasjonene av 3 av disse hallene ved målinger i borhull i hvelvet over hallene.

Fig. 16.4 Frontpartiet er sprengt ut.

I anlegget i Skåreråsen, Lørenskog, ble det fra dagen boret et 3" hull i lodd til midte hvelv. Ekstensometer ble montert etter at ca. 3/4 av toppskiven var sprengt ut. Overdekning 17 - 25 meter.Resultatene fra målinger fra mai måned 1979 til oktober måned 1980 er vist på fig. 16.6.

Bergtrykksmålinger utført av Institutt for Gruvedrift viser at største hovedspenning er en trykkspenning som er orientert omtrent parallelt med åsen og samtidig også omtrent parallelt med bergartens strøkretning i området. 28 kp/cm^2 er målt som en midlere verdi og må referere seg til tektoniske spenninger i området. Horisontale spenninger påvirker stabiliteten av hallen gunstig idet det skapes en forspenningseffekt.

Anlegg i Tærudfjellet, Skedsmo, fig. 16.7.

Overdekningen er her ca. 50 meter for den sentrale delen av hallen. Ekstensometer ble montert etter at takstollen var drevet inn. En hadde også strosset et område i den ytterste del av hallen til bunn-nivå. Fra 3.9.1980 til 14.10.1980 er det registrert en innsynkning av hvelvet på 0.05 mm.

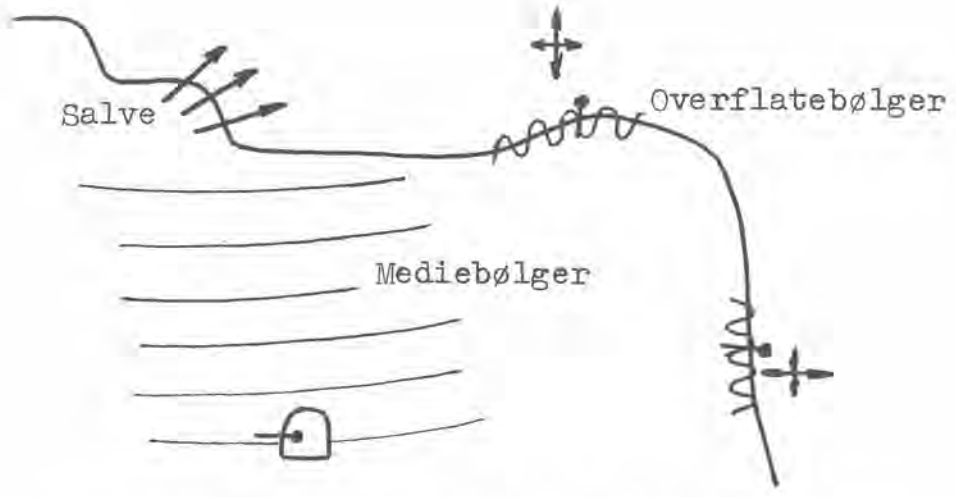


Fig. 16.5 Registrering av rystelser fra salvesprengning på overflaten og i bergrom.

Utstrossing av hall B til full dybde ble da påbegynt.

Fra 14.10.1980 og frem til nu er det målt ytterligere en innsynkning på 0.05 mm.

Bergtrykksmålingene viste at horisontalspenningene er størst i retning tvers på hallen. 12 - 50 kp/cm^2 med 25 kp/cm^2 som gjennomsnitt. Langsetter hallen er spenningene 5 - 10 kp/cm^2. Vertikalspenninger er ikke målt, men ut fra vekt av overliggende masse skulle den i borhullets posisjon være ca. 13.5 kp/cm^2. Den forholdsvis høye horisontalspenning tvers på hallretningen er gunstig for stabiliteten idet det mobiliseres trykkspenninger over hvelvet. Anlegg i Holmlia, Oslo.

Ekstensometer ble montert i 3" hull boret fra dagen. På grunn av feilboring kom hullet ut i ca. 3.dels-punkt i hvelvet. En satte hullet skrått for at målestasjonen skulle bli liggende til siden for et muligens "deformasjonsutsatt" område. Overdekningen er ca. 17 meter.

Målingene kom igang så tidlig at en fikk med virkningene av utstrossingen til fullt profil for toppstollen. Resultatene er eiendommelige idet samtlige målinger viser at hvelvet har beveget seg oppad.

Bergtrykksmålinger vil bli utført senere.

Kraftstasjonshallen ved Sildvikanlegget ved Narvik er en prototyp på et dyptliggende bergrom med meget høye spenninger i det omsluttende berg. Hallen har dimensjon B x L x H = 13.7 x 26.3 x 27.0, fig. 16.8 (H er den totale høyde målt fra bunnen av utløpet)

Ekstensometer ble montert i hvelvet etter at toppstollen var tatt ut og hvelvet sikret med 3 - 6 meter lange gyste bolter i mønster 1.3 x 1.3 meter og et ca. 10 cm tykt lag armert sprøytebetong. Videre ble det montert et eksstensometer i et vegghull i ca. halv hallhøyde. Veggen var sikret med 3 meter lange bolter i mønster 1.3 x 1.3 meter. På begge sider av pilastre som bærer krandrager, ble det brukt boltelengder på 5 meter.

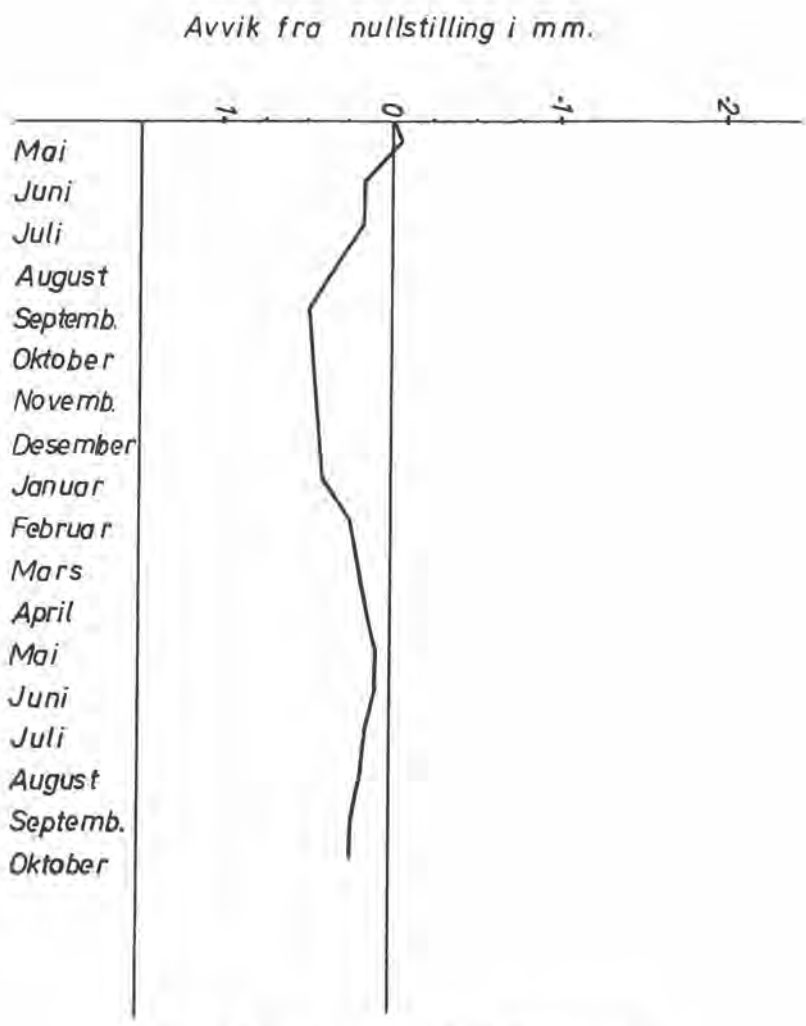


Fig. 16.6 Innsynkning av hvelv i hall - Skåreråsen.

Fra 12.6.1980 til idag er det registrert en innsynkning av hvelvet på 0.07 mm. I veggen er det funnet en forskyvning innover i hallen på 6.9 mm.

Målingene gir oss ingen holdepunkter om hvor store bevegelsene ville ha vært i et ikke boltesikret bergrom. Likevel er det praktiske verdier som bl. a. viser at en kan hindre deformasjon i sterkt påkjendt berg ved tilstrekkelig bolting. Opplegget vil bli brukt til langtidskontroll av deformasjonsforløpet.

Observasjonsmaterialet har også vist oss at deformasjonene inntreffer umiddelbart etter salveskyting, og at det meste av deformasjonene har funnet sted etter ca. 1/2 time, fig. 16.9.

Salvene det vises til i dette tilfellet, ble sprengt i pallen i området hvor ekstensometeret var montert.

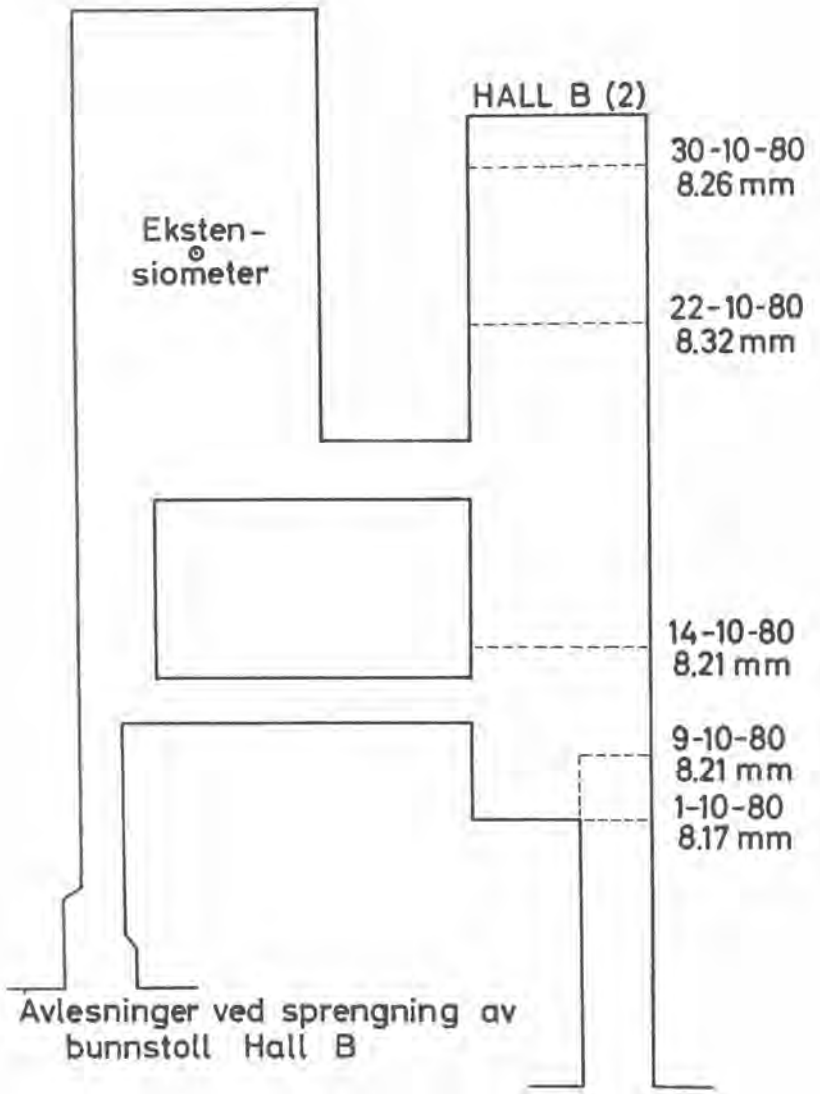


Fig. 16.7 Fjellanlegg i Tærudfjellet.
Til høyre på figuren angitt tidspunkt og avlesningsresultater.

Bergtrykksmålinger gjort i taket over stasjonen viser at største hovedspenning ligger forholdsvis flatt. I fjell hvor ikke spenningsomlagring har funnet sted, har en funnet gjennomsnittlig τ_1 250 kp/cm^2 og gjennomsnittlig τ_1 150 kp/cm^2. Den vertikale komponent er ikke høyere enn hva overdekning tilsier.

Institutt for fjellsprengningsteknikk er meget opptatt av å delta i forsknings- og utviklingsarbeide sammen med andre.

Vi er ikke flere i dette landet enn at vi må forene våre krefter om vi skal vinne frem.

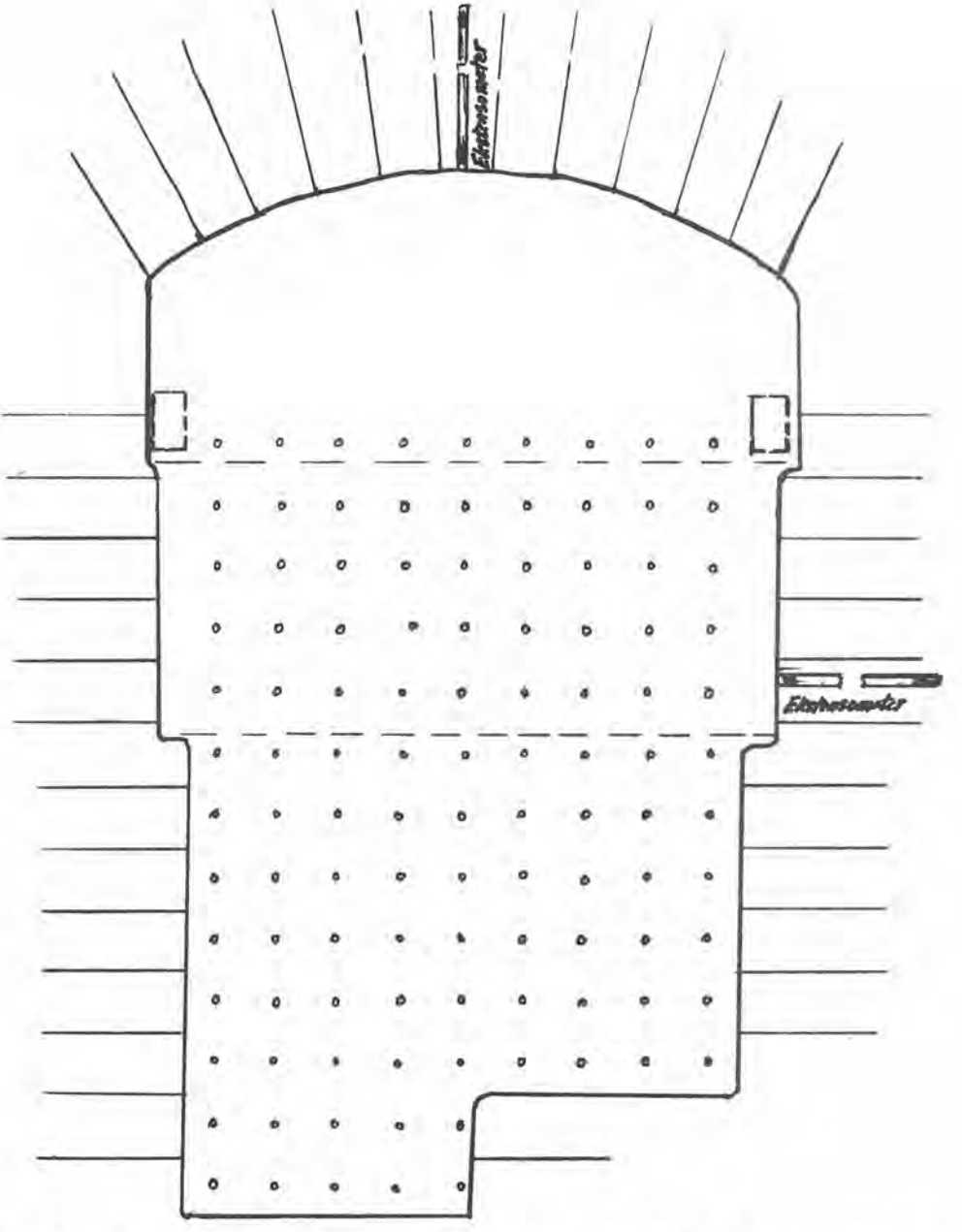


Fig. 16.8 Snitt gjennom Sildvik kraftstasjon. Veggen er sikret med bolter og sprøytebetong. Ekstensometer montert i hvelv og vegg.

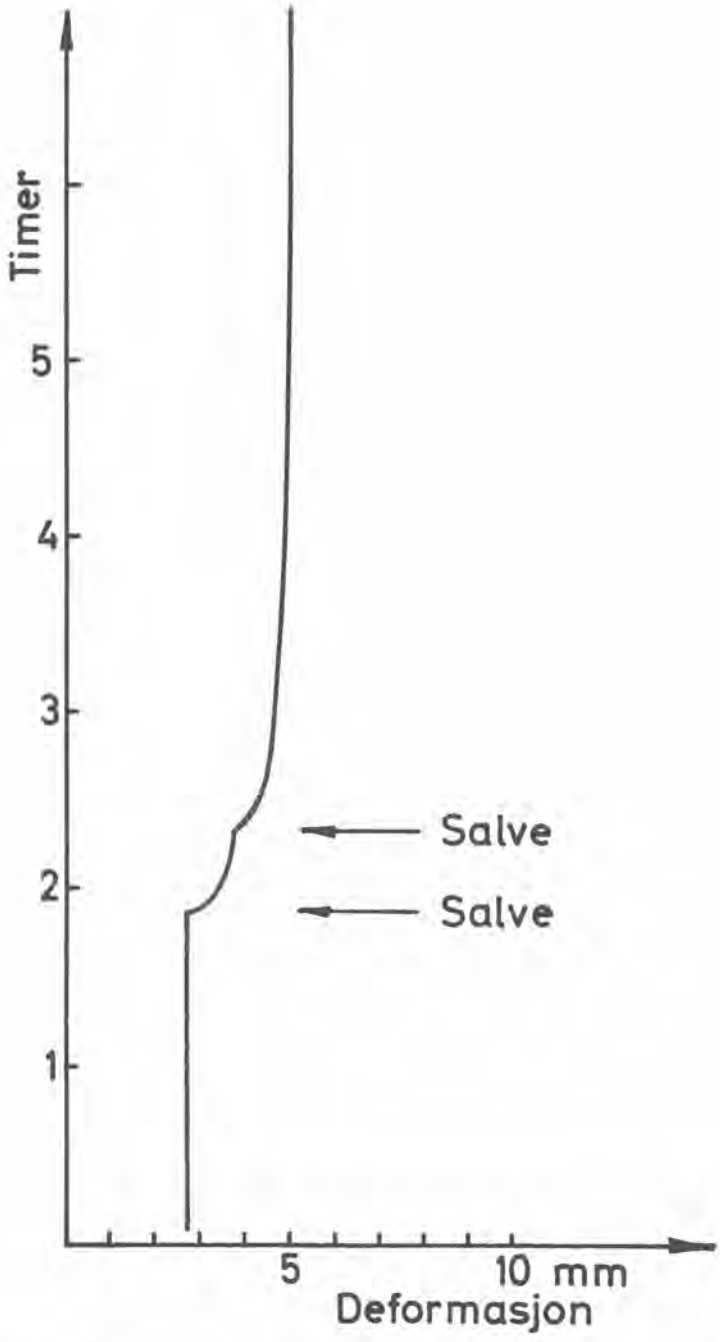


Fig. 16.9 Deformasjon inntrer i direkte tilknytning til salvesprengninger.

PROSJEKT–RAPPORTER OM TUNNELDRIFT VED INSTITUTT FOR ANLEGGSDRIFT NTH

Project Reports on Tunneling by The Division of Construction Engineering, The Norwegian Institute of Technology

Dosent Odd Johannesen og siviling. Nils Høsøien

SAMMENDRAG

Gjennom en serie prosjektrapporter har vi ajourført og systematisert et betydelig materiale om tunneldrift til bruk ved:

- økonomisk dimensjonering
- valg av alternativ
- tidplanlegging
- kostnadsoverslag, anbudsregning, budsjettering og kostnadskontroll
- valg av drivemetode og utstyr

SUMMARY

Through our project-reports a large amount of collected data on tunnelling has been dated up and systematized. The reports may be used for the following:

- economic dimensioning of tunnels
- choice of tunnel alternatives
- scheduling
- cost calculations, tender calculations, budgeting, cost control
- choice of tunnelling method and tunnelling equipment

Prosjektpakken om tunneldrift omfatter:

2–79	Tunneldrift – Prognoser
3–79	Tunneldrift – Kostnader

4–79	Tunneldrift – Store tverrsnitt
6–77	Haller i fjell
5–79	Tunneldrift – Last og bær
1–79	Fullprofilboring av tunneler
8–79	Borbarhet, katalog over borsynkindekser
3–80	Tunneldrift – Kalkulasjon EDB
7–80	Fullprofilboring av vegtunneler

Gjennom disse prosjektene har vi ajourført og systematisert et betydelig materiale om tunneldrift til bruk ved:

- økonomisk dimensjonering
- valg av alternativ
- tidplanlegging
- kostnadsoverslag, anbudsregning, budsjettering og kostnadskontroll
- valg av drivemetode og utstyr

Prosjektet er støttet økonomisk av:

- NVE-Statskraftverkene
- Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk
- De større entreprenørene
- Vegdirektoratet

2–79: Tunneldrift – Prognoser

Rapporten erstatter Prosjektrapport 2–75: Tunneldrift – Prognoser.
Den inneholder:

- kurver over nødvendig boring og sprengstofforbruk
- Kapasitetstall for aktuelt utstyr
- Prognosemodell

til bruk ved:

- konstruksjon av bor- og ladeplan
- beregning av tidsforbruk
- lagring av returinformasjon fra igangværende drift

Grunnlaget er arbeidsstudier og statistikk fra tunneldrift i Norge. Dataene er normalisert og ansees representative for velorganisert drift.

For å beregne f.eks. ukeinndriften tar en utgangspunkt i fig. 17.1: Nødvendig boring. Boretiden bestemmes ut fra fig. 17.2: Brutto borekapasitet.

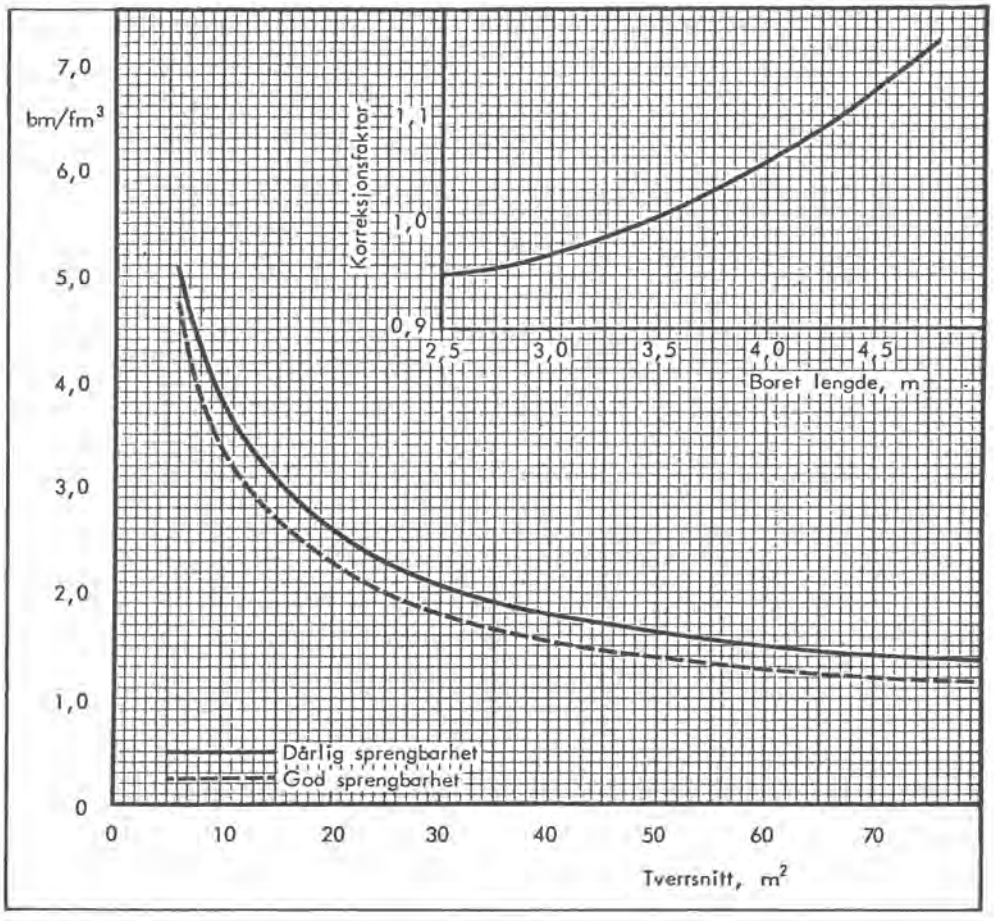
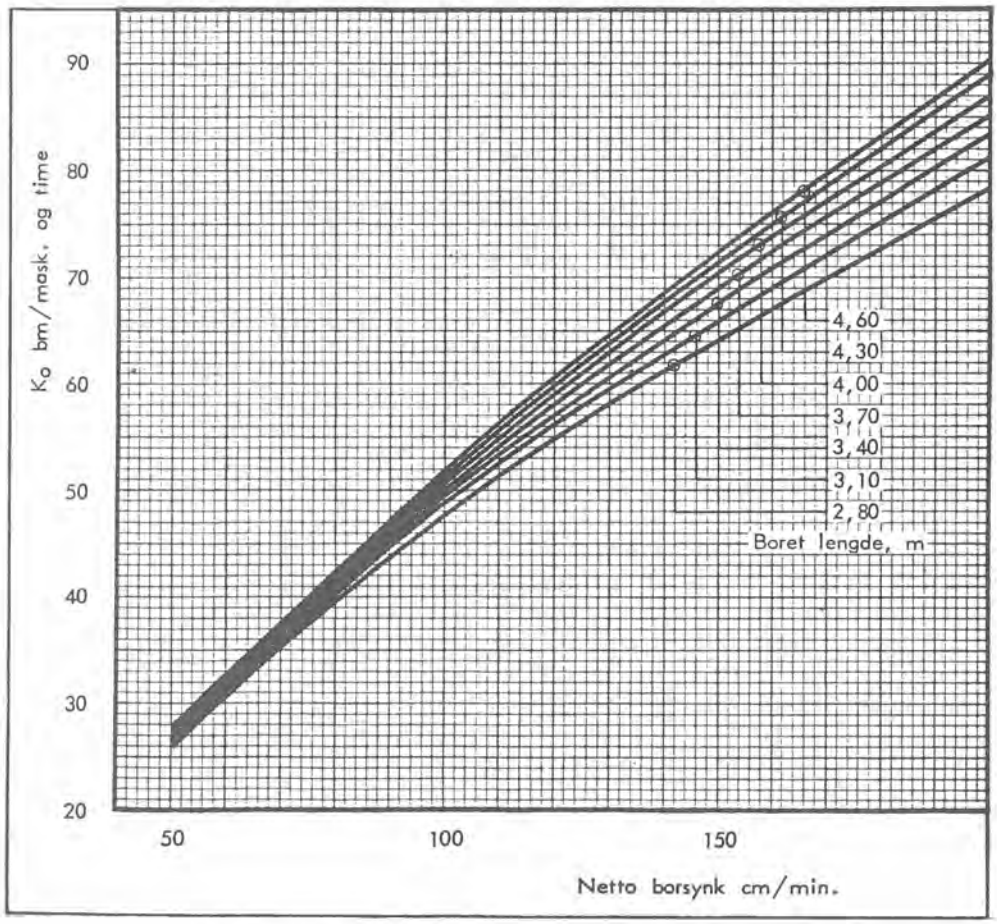


Fig. 17.1 **Nødvendig boring – 45 mm og parallellhullskutt. Eksklusiv grovhull. Basis salvelengde (boret) 3,40 m. Korreksjonsfaktor for salvelengder forskjellig fra basis.**



g. 17.2 **Brutto borekapasitet (K_0) – bm/mask. og time.**

Videre bestemmes tidsforbruket for lading, ventilasjon, lasting/utkjøring og løpende fjellrensk.

En prognose for beregning av ukeinndriften vil se slik ut:

– tunneltverrsnitt	: 40 m^2
– sprengbarhet	: Middels
– borsynindeks	: DRI=49
– borsynk	: 4 stk. hydrauliske bormaskiner
– lasting/transport	: hjullaster/lastebil

I	**BORING, LADING, SKYTING**	
A.	Riggtider	: 26 min
B.	Proporsjonale tider	
	– Boring	: 75 min
	– Lading	: 32 min
C.	Tilfeldige tapstider	: 15 min, 11,1% av A + B
II	**VENTILASJON**	: 18 min
III	**LASTING, UTKJØRING**	
	A. Riggtider	: 21 min
	B. Proporsjonale tider	
	– Lasting	: 97 min
	C. Tilfeldige tapstider	: 13 min, 11,1% av A + B
IV	**RENSK**	: 40 min
	SALVESYKLUS	337 min

Ukeinndrift ved 2 skifts drift: $\frac{7,5 \cdot 2 \cdot 5 \cdot 60}{337} \cdot 4,30 \cdot 0,95 = \underline{54,4\ ^{m}/uke}$

3–79: Tunneldrift – Kostnader

Rapporten erstatter Prosjektrapport 3–75 Tunneldrift – Kostnader.

Rapporten er delt i tre hoveddeler:

1. NORMALKOSTNAD TUNNEL

Kostnadene er gitt som funksjon av

– tverrsnitt
– sprengbarhet
– borbarhet
– drivemetode
– stufflengde

Kostnadene er utjevnet og normalisert, fig. 17.3, 17.4 og 17.5

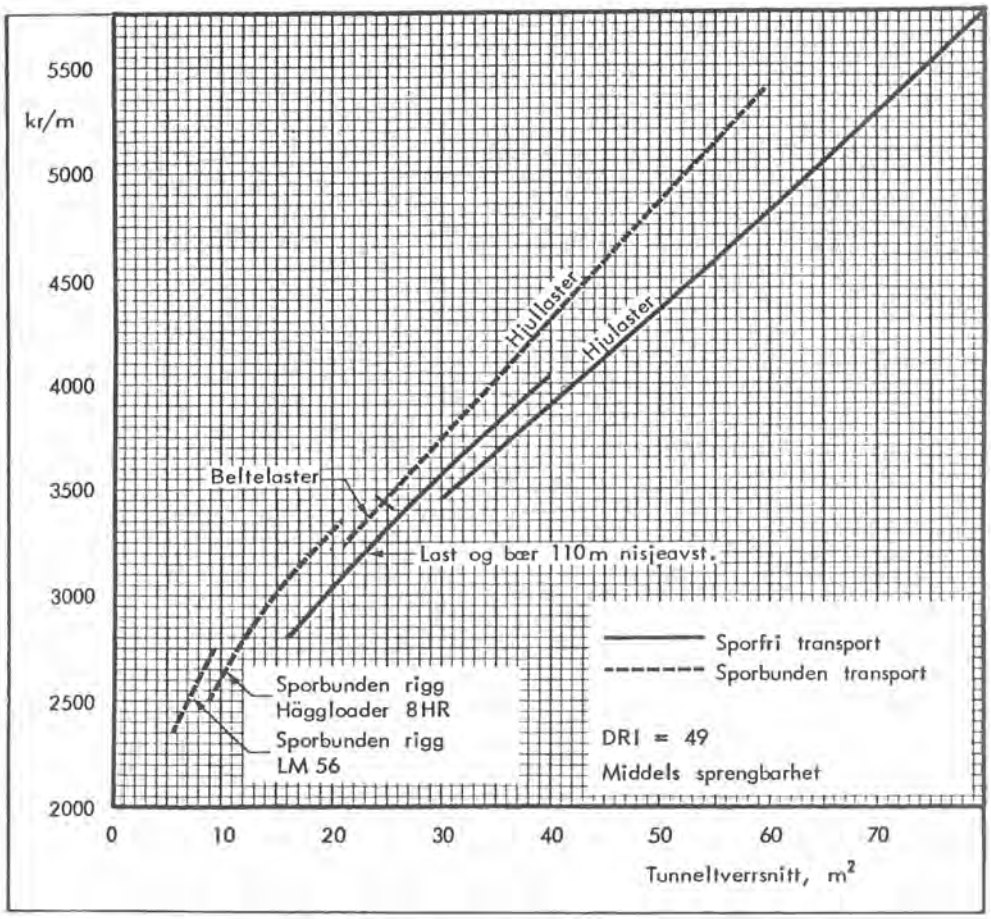


Fig. 17.3 Basiskurve (B_0) – Normaliserte tunnelkostnader. (eks. sikring)

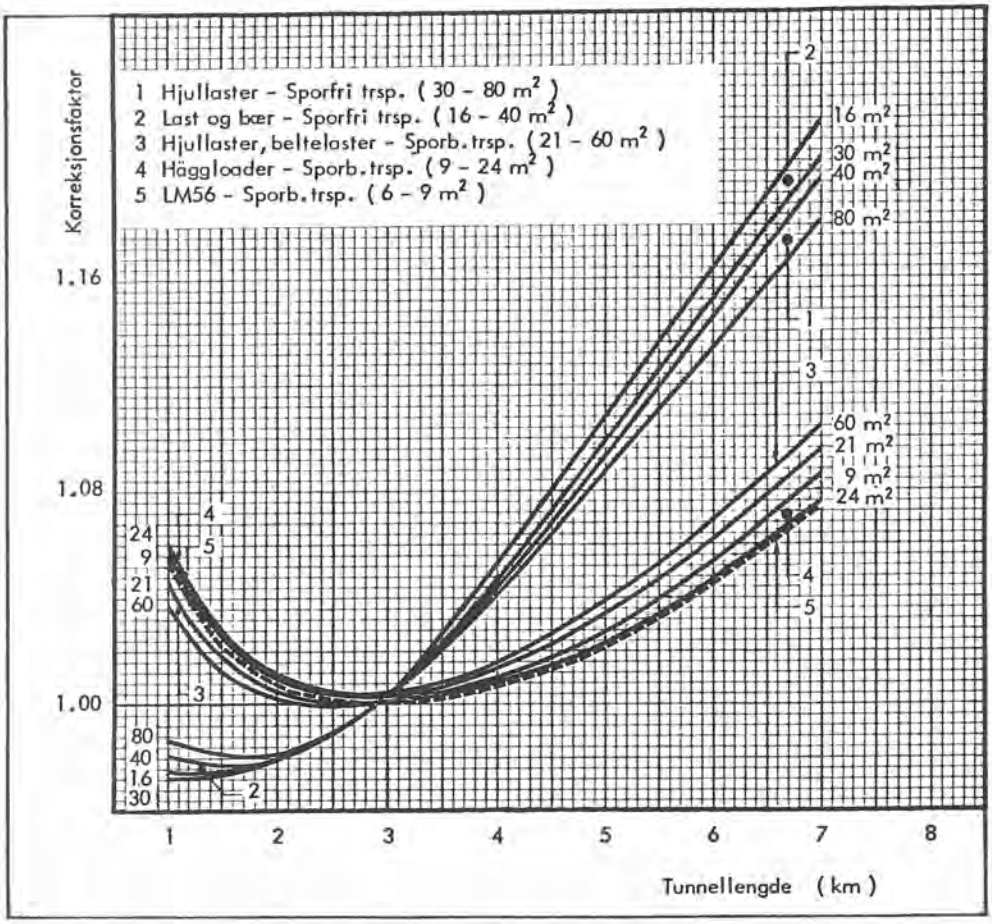


Fig.17.4 Korreksjonsfaktor tunnel – lengde.

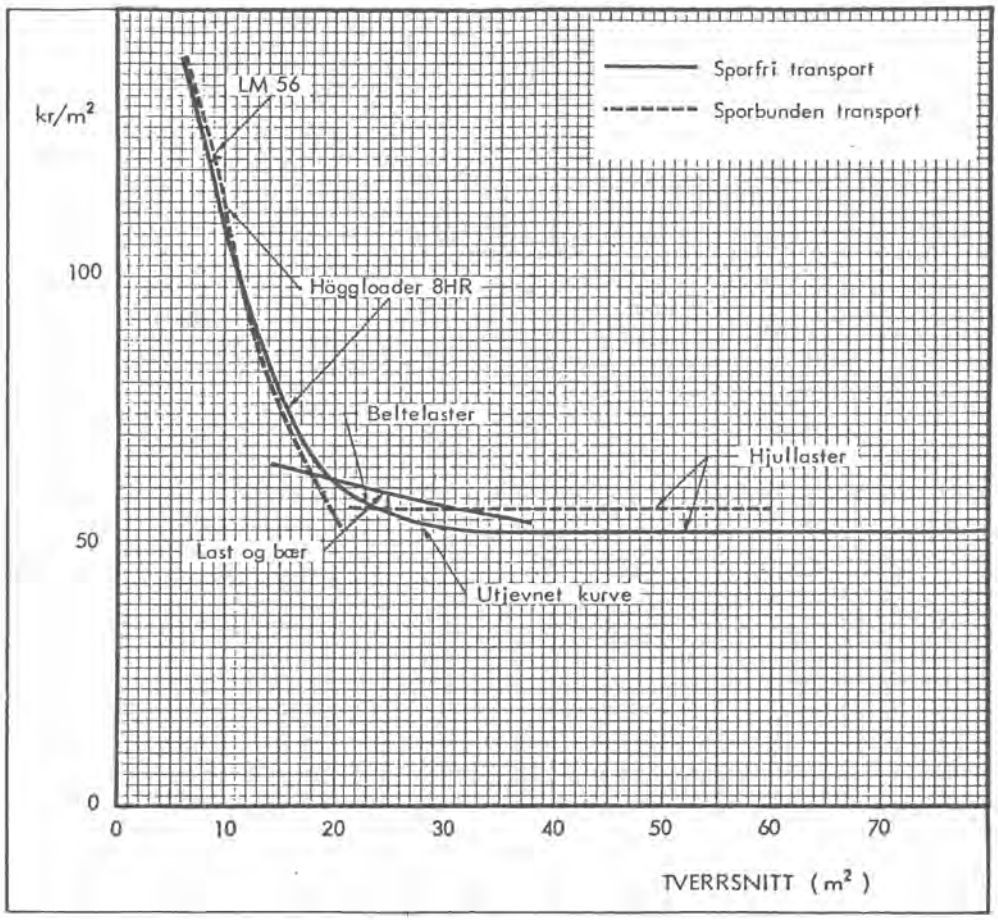


Fig. 17.5 Grensekostnad ved tverrsnittsvariasjon på 1 m²

2. DELKOSTNADER

Kostnadene blir her spesifisert på de enkelte arbeids-operasjoner for forskjellig utstyr og drivemetode, fig. 17.6.

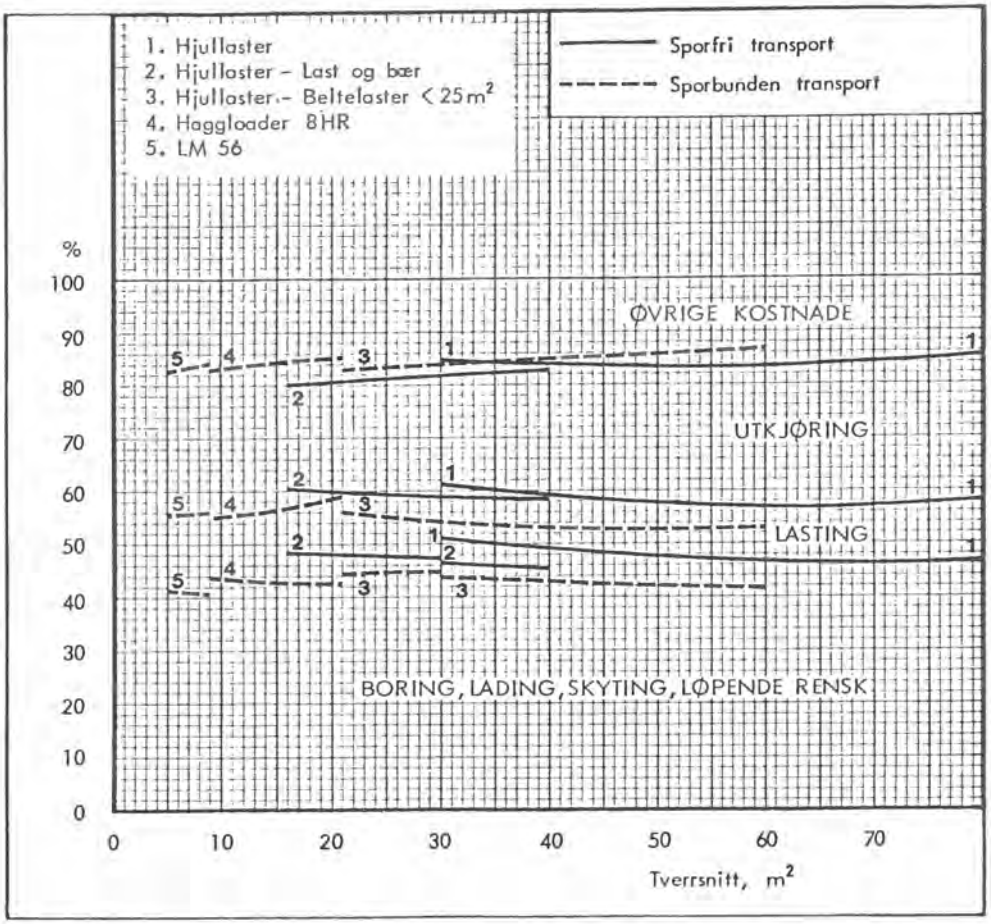


Fig. 17.6 Hoveoperasjonens relative andel av totalkostnadene for en 3 km tunnel, DRI=49 og middels sprengbarhet (eks. sikring).

3. SAMLEDE KOSTNADER

Her er vist samlede kostnader for alternative utstyrskombinasjoner.

Bruksområde

Avsnitt 1 kan nyttes ved:

- økonomisk dimensjonering
- valg av alternativ
- kostnadsoverslag
- budsjettering
- tidplanlegging
- valg mellom sporfri og sporbunden transport

Avsnitt 2 og 3:

- valg av utstyr
- detaljerte overslag

Delkostnadene gir også et bilde av hvordan kostnadene fordeler seg på de enkelte arbeidsoperasjoner.

4–79: Tunneldrift – Store tverrsnitt

Rapporten omhandler oppdelt drift, og skal være et hjelpemiddel ved:

- utforming av tverrsnittet
- data for konstruksjon av bor- og ladeplan
- data og metode for tidplanlegging
- kostnadsregning

Fig. 17.7 viser eksempel på oppdelt tverrsnitt:

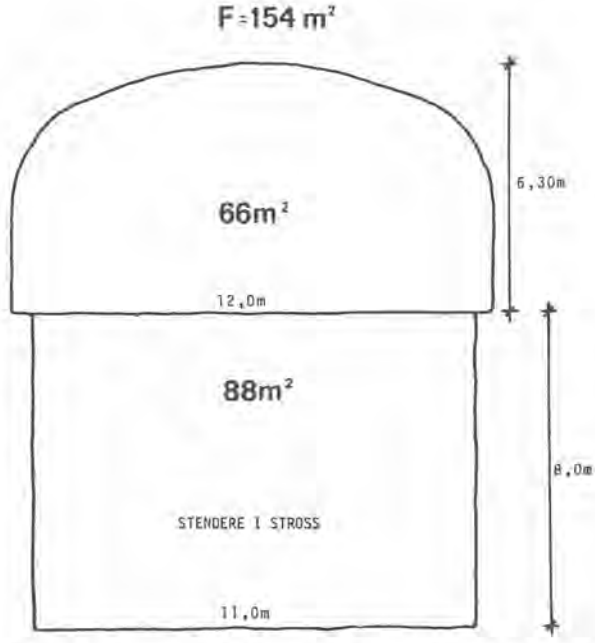


Fig. 17.7 Eksempel på oppdelt tverrsnitt – Stenderpall.

Nødvendig boring som funksjon av pall- bredde og høyde samt dybde/bredde-forhold er vist i fig. 17.8.

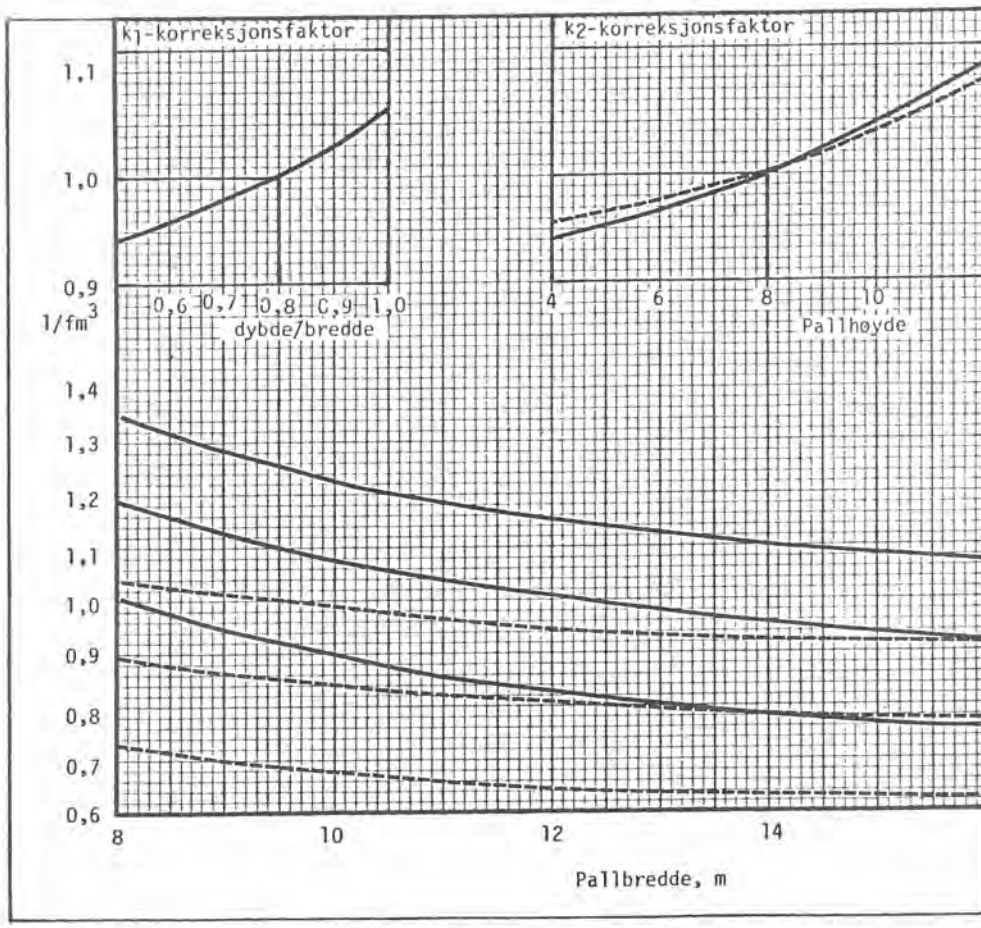


Fig. 17.8 Nødvendig boring, (1/fm^3) STENDERPALL
– – – – – – "innmat" i salven, borhullsdiameter $2\frac{1}{2}$", helning på borhullene 3:1
——— totalt ("innmat" + vegghull)
I konturen er forutsatt brukt $1\frac{1}{2}$" borhullsdiameter og loddrette hull

6–77: Haller i Fjell

Hensyn til miljø og ressurser gjør det stadig mer aktuelt å plassere anlegg for forskjellige formål i fjell.

Rapporten belyser hvordan de viktigste parametre som:

- fjellforhold
- geometrisk utforming
- drivemetode
- utstyr

påvirker kostnadene ved anlegg av haller i fjell.

Fig. 17.9 viser gjennomsnittlig drivekostnad, kr/fm^3, for hall med takskive og paller (prisnivå 1977).

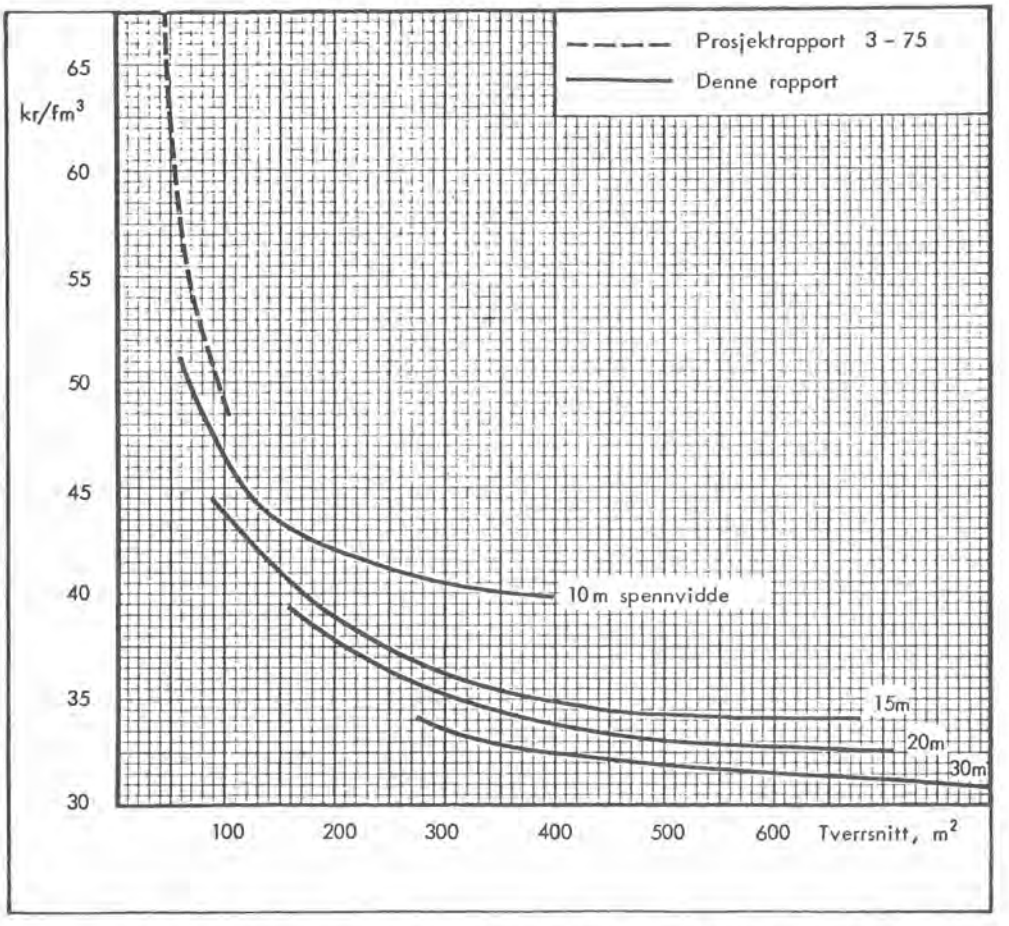


Fig. 17.9 Gjennomsnittlig drivekostnad for hall med takskive og paller.

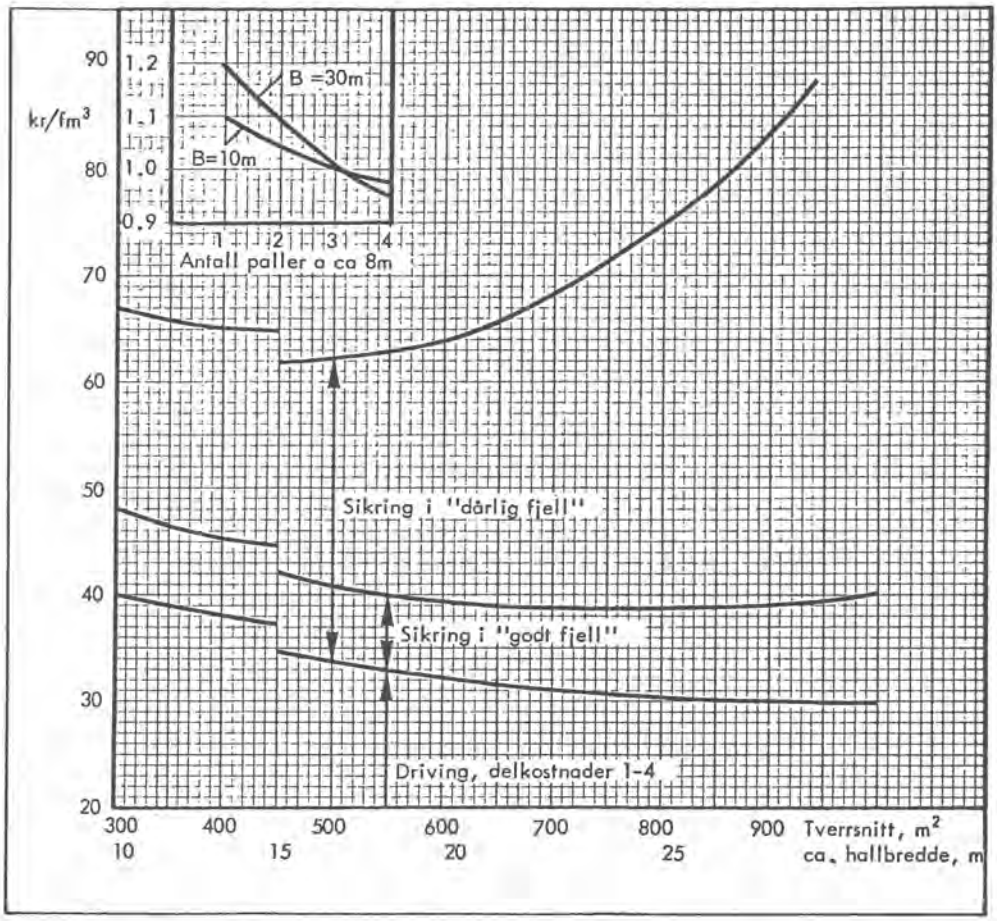


Fig. 17.10 Kostnader driving og sikring av hall med takskive og tre paller a ca 8 m. Korreksjonsfaktor for antall paller er vist øverst til venstre.

Fig. 17.11 viser kostnader, kr/fm^3, (tilrigginger og generalkostnader inklusive) som funksjon av lagringsvolum for oljelager i fjell.

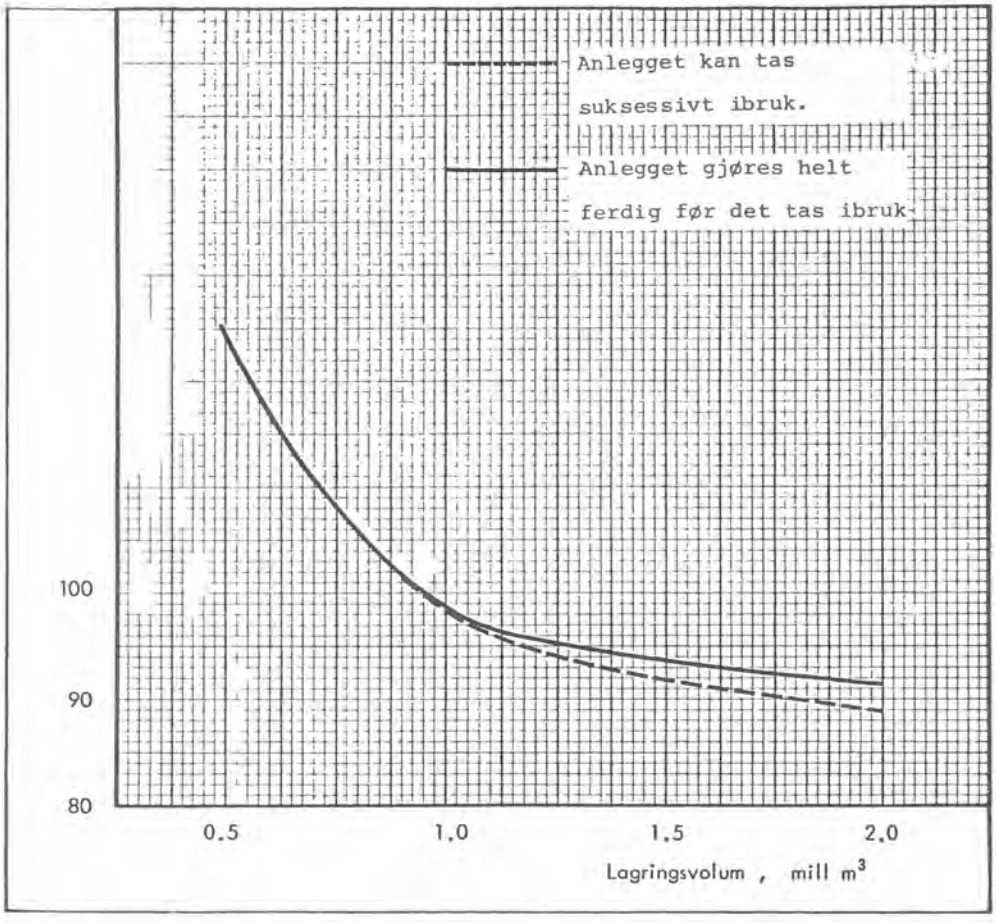


Fig. 17.11 Oljelager
Byggekostnader som funksjon av lagringsvolum. Tilrigginger og generalkostnader inklusive.

1–79 Fullprofilboring av tunneler
Modell og data for beregning av tidsforbruk og kostnader ved fullprofilboring. Presentert på Fjellsprengningskonferansen 1979.

8–79 Borbarhet, katalog over borsynkindekser
– en systematisert oversikt over utførte målinger av borbarhet.

3–80 Tunneldrift – Kalkulasjon EDB
Utvikling av EDB-program for beregning av:
– tidforbruk
– kostnader
– tunnelkostnadsindeks

7–80 Fullprofilboring av vegtunneler
Tilpasning av rapport 1–79: Fullprofilboring, til bygging av vegtunneler.

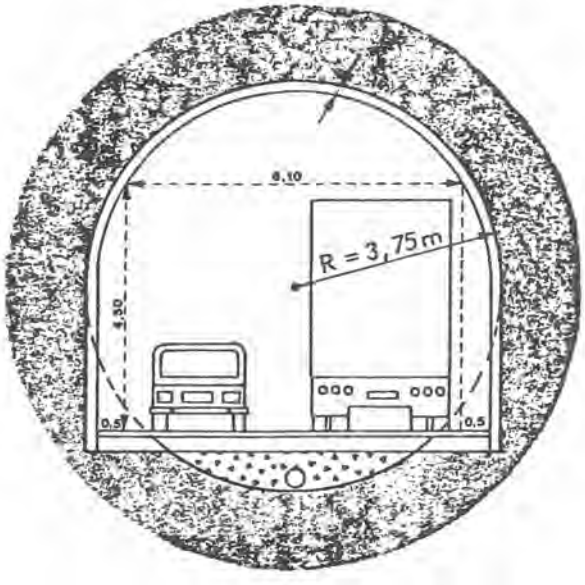


Fig. 17.12 Tofelts tunnel
Diameter 7,5 m
Tverrsnitt 47 m^2

KORT ORIENTERING OM ENDEL BVLI–PROSJEKTER.

Overingeniør Finn R. Eriksen, BVLI.

Først må jeg forklare hva disse bokstavene og begrepet Bergforskningen står for. Bergverkenes Landssammenslutning – BVL – er faglig sett delt i to grupper: BVLA som er en egen avdeling innen Norsk Arbeidsgiverforening og har liten interesse i denne sammenheng, og BVLI som står tilknyttet Norges Industriforbund og tar seg av andre saker av felles interresse for medlemsbedriftene. Her kommer Bergforskningen inn i bildet, og denne kan kort betegnes som det forskningsmessige samarbeide mellem samtlige større malm- og mineralbergverk i Norge – for tiden 27 bedrifter.

Betegnelsen forskning høres kanskje noe høytidelig ut, men jeg kan forsikre forsamlingen om at virksomheten er meget jordnær. Prosjektene foreslåes av bedriftene selv gjennom kontaktmenn og styres av fagkomiteer med medlemmer som har solid driftserfaring:

Geokomiteen – formann Ulf Smith-Meyer – A/S Sydvaranger
Grubekomiteen – formann Brynjulf Raae – ELKEM A/S
Oppredningskomiteen – formann Olav Øyasæter – A/S Sydvaranger
Sikkerhetskomiteen – formann Inge Nåvik – A/S Norcem
Naturvernkomiteen – formann Per Sandvik – tidl. Orkla Industrier.

Sammenlagt har disse komiteene til enhver tid 35-40 prosjekter igang med arbeidsutvalg som består av 80-90 bedriftsansatte og 20-30 instituttansatte ingeniører. Samarbeidspartnere er Bergavdelingen – NTH, IFF, NGU, NIVA og NLH.

Arbeidsmåten i de forskjellige prosjekter følger stort sett følgende mønster:

Innsamling av innenlandske erfaringer
Innsamling av stoff fra utlandet
Nødvendig forskningsinnsats

Bare ett av prosjektene har ansatte forskere. Ellers gjør utvalgsmedlemmene jobben uten spesiell godtgjørelse, da dette ansees som et ledd i deres daglige arbeid.

De synlige resultatene av prosjektene fremkommer efterhvert i form av trykte rapporter som sendes til medlemsbedriftene og til Gruvforskningen i Sverige og Finland som vi har et intimt samarbeid med, men den muntlige informasjon som foregår på de årlige kontaktmøter som hver enkelt av de fem fagkomiteene arrangerer, er kanskje vel så viktig. Dette er rundebordskonferanser med 20-25 deltagere hvor prosjektene diskuteres fritt.

Jeg vil nu raskt gjennomgå de prosjektene som kunne være av interesse for denne forsamling:

Geokomiteen

"Retningskontrollert dypboring". Hensikten er å kunne styre diamantboret og ikke bare å registrere hvor det er havnet. Forsøkene foretas i forbindelse med aktuelle boringer og består i avviksforsøk både med utstyr som er på markedet og med utstyr under utvikling.

"Sammenheng sprekker/spenninger i berg." Hensikten med dette prosjektet er å finne frem til en eventuell lovmessig sammenheng mellom opptredende sprekker og hovedspenningsretningen i berget. Hvis dette lykkes, kan man bl.a. erstatte kostbare bergtrykksmålinger med rimelige sprekkeregistreringer.

"Seismisk undersøkelsesmetodikk ved gruber". Prosjektet er basert på Ole Lindholms forslag i denne forsamling for noen få år siden om et nordisk samarbeide i forbindelse med hvilken praktisk nytte man kan ha av seismikk ved underjordsdrift. Det opprinnelige finske prosjektet er avsluttet med rapporten "Utveckling av seismiska metoder för geologiska och bergmekaniska undersökningar", og et samarbeide er etablert. Representanter for de tre land følger utviklingen i hjemlandet og holder de to øvrige orientert.

Grubekomiteen.

"Kontroll av bergtak". Prosjektet har efter hvert tatt for seg en rekke forskjellige metoder for lokalisering av sprekker og blokker samt for sikring av taket. Arbeidet med splittrørbolting og mekanisert fjellrensk ble presentert i denne forsamling ifjor. Bolteforsøkene fortsetter.

"Grubeventilasjon". Prosjektet bygger på Tom Myrans oppdragsvirksomhet ved Institutt for gruvedrift i forbindelse med ventilasjon og luftforurensninger, og bevilgningen kan betraktes som en støtte til forskningsarbeidet på dette felt. Til gjengjeld får bergverkene adgang til de praktiske erfaringer virksomheten fører med seg.

"Fotogrammetri under jord". Erik Ludvigsen ved Institutt for gruvedrift har gjennomført nøyaktighetsundersøkelser og bl.a. fastslått at metoden er velegnet for EDB-styrt opptegning av profiler, f.eks. i forbindelse med beregning av tykkelsen på sprøytebetong. Hensikten med prosjektet er å gjøre metoden lett tilgjengelig for grubene, slik at oppmålings- og kartarbeide kan rasjonaliseres.

"Elektrisk drift under jord." Hensikten med prosjektet er å legge forholdene tilrette for utvidet bruk av elektrisk kraft under jord, spesielt i forbindelse med mobilt maskineri. Det er et samarbeide mellem bergverkene, entreprenørene, Statskrafverkene og Elektrisitetsdirektoratet. EFI er engasjert for undersøkelse av jordingsproblemene.

"Mekanisk malmbrytning og kontinuerlig borttransport." Den første delen av prosjektet må sees som en videreføring av det samarbeidet Bergforskningen har hatt med O.T. Blindheim i forbindelse med fullprofilboring og har til hensikt å finne ut hvorledes de forskjellige maskintyper som efterhvert dukker opp, egner seg for norske malmer.

Den andre delen tar sikte på å følge med i hva som skjer ute i verden, både når det gjelder horisontal og vertikal kontinuerlig transport.

Vårt håp er engang i fremtiden å kunne gnage ut malmen og pumpe den opp av gruben direkte til oppredningsverket.

Sikkerhetskomiteen.

"Støybekjempelse ved bergverk". Den første delen av oppgaven er unnagjort, nemlig å gi en enkel oversikt over støyproblemene, og hvilke teoretiske muligheter man har til å bekjempe denne. Arbeidsutvalget som nu vesentlig består av verneledere og verneombud, har til oppgave å formidle opplysninger om praktiske tiltak som er gjennomført ved de forskjellige bedrifter og resultatene av disse, både de positive og de negative.

"Belysning under jord". Hensikten er å finne frem til den riktige belysningen på de forskjellige typer av arbeidsplasser under jord – hvilket ikke nødvendigvis betyr den sterkeste. Prosjektet samarbeider med EFI, og rapporten skulle være klar før nyttår.

Hvis noen ønsker å vite mer om spesielle prosjekter, kan de henvende seg til meg på et senere tidspunkt, slik at jeg kan sette dem i direkte kontakt med de respektive arbeidsutvalg. Takk for oppmerksomheten!

RISIKOANALYSE AV SPRENGSTOFFLAGER.

Hazard Analysis for Explosive storages.

Sivilingeniør Per Wollert Johansen, DYNO INDUSTRIER A.S. Sprengstoffdivisjonen.

SAMMENDRAG

Dyno Industrier A.S, Sprengstoffdivisjonen bruker risikoanalyser i forbindelse med arealplanlegging og sikkerhetsvurdering.

Det er utført en konsekvensanalyse og en hendelsesanalyse for Bjønndalen sprengstofflager-område. På grunnlag av beregnet grupperisiko, for tredje person, er sprengstoffmengder og lagerplassering justert slik at konsekvensene kan aksepteres.

Sannsynligheten for eksplosjon i sprengstofflager i Bjønndalen er beregnet til 9×10^{-4} pr. år.

SUMMARY

Dyno Industrier A.S, Explosives division make use of Hazard Analysis in connection with areaplanning and safety-evaluations.

A Consequence analysis and a Probility analysis are carried out for Bjønndalen Explosives Storage area.

On the basis of the calculated group risk, for third party, the amount of Explosives and the placing of the Storage were adjusted in such a way that the consequences were accepted.

The probality of an explosion in a Storage in Bjønndalen was calculated to be 9×10^{-4} pr. year.

Begrepet risikoanalyse blir stadig oftere nevnt når det snakkes om sikkerhet. Det var de militære feltherrer som først begynte å bruke risikoanalysen, da de beregnet mulige utfall og konsekvenser for sine slag. Senere har kjernekraftindustrien og flyindustrien vært svært opptatt av risikoberegninger og må regnes til pionerene på dette felt. I løpet av 70-årene har den kjemiske industi mer og mer tatt i bruk risikoanalyseteknikk i forbindelse med sikkerhetsarbeid.

Moderne risikoanalyse er dog fortsatt i sin barndom.

Hva er nå egentlig risikoanalyse? De fleste vil være enig i at risiko har noe å gjøre med hyppigheten av og størrelsen på en uønsket hendelse. Man kan si at risiko er en funksjon av sannsynlighet og konsekvens.

Risikoanalyse kan sies å være en systematikk for å identifisere og beregne sannsynligheter og konsekvenser for uønskede hendelser. Hva skal man bruke resultatene av en risikoanalyse til? For mange vil det være nok å få klarhet i hvor de største risikomomentene ligger. Andre ønsker seg et tall som kan måles mot et gitt kriterium.

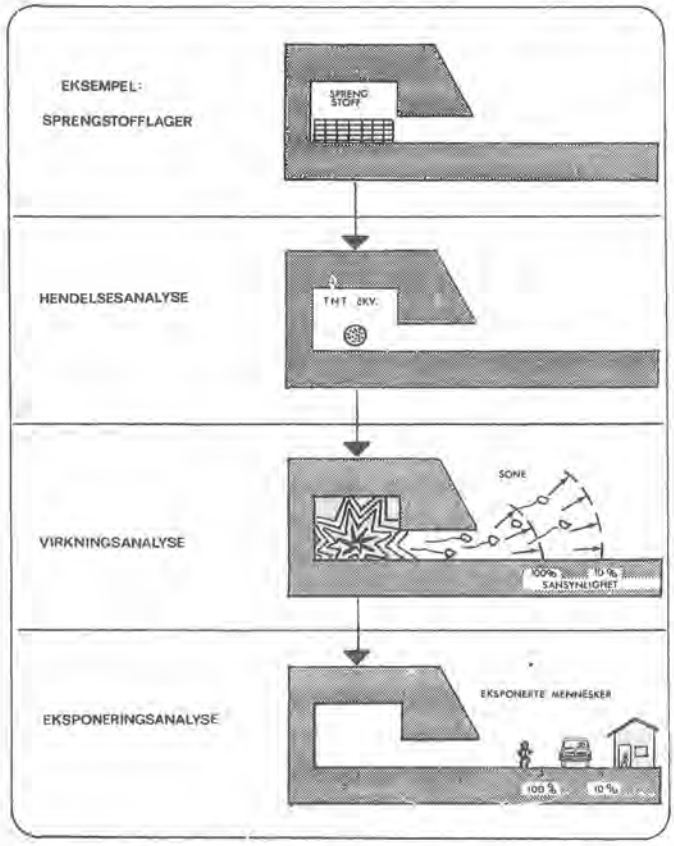


Fig. 19.1 Oppdeling av Risikoanalyse for sprengstofflager.

I sprengstoffdivisjonen brukes risikoanalyser som beslutningsunderlag i forbindelse med arealdisponering og sikkerhetsvurdering av nyanlegg. Vi ønsker at risikoanalyse skal gi oss grunnlag for å investere sikkerhetsbevilgningene våre der hvor vi får mest sikkerhet igjen for pengene.

Sprengstoffindustrien har fra gammelt av lært av dyrekjøpte erfaringer. Det er en av grunnene til at man tidlig fikk regler om sikkerhetsavstander. Metodene for beregninger av sikkerhetsavstander er forandret og forbedret i takt med økte kunnskaper om konsekvenser for mennesker og konstruksjoner ved eksplosjon. Siste gang sprengstoffdivisjonen revurderte sikkerhetsavstandskriteriene, var i 1974. Det var de strengeste militære kriterier som ble lagt til grunn. Det ble investert nær 50 mill. kr. for å omdisponere produksjonssanlegg

og transportveier ved våre tre sprengstoffabrikker. Omtrent samtidig begynte vi å vurdere bruken av risikoanalyser. Fra 1976 til 1978 fikk vi utført to store risikoanalyser. Den ene gjalt en produksjonslinje for pulversprengstoff, den andre gjalt Dyno's hovedlager for sprengstoff. Analysene ble utført av henholdsvis Hercules Inc. , USA og Basler & Hoffmann, Sveits, da man på dette tidspunkt ikke hadde tilstrekkelig risikoekspertise i Norge.

En risikoanalyse er et bedre grunnlag for å bestemme tillatte sprengstoffmengder og sikkerhetsavstander enn de statiske kriteriene for 1974. Hovedgrunnen til dette er at i en risikoanalyse tar man hensyn til hvor mange mennesker som er eksponert. Problematikken omkring lagring av sprengstoffer angår alle som arbeider med fjellsprengning. Jeg vil derfor redegjøre for hvordan sprengstoffdivisjonen utfører risikoanalyser for sine sprengstofflager. Fig. 19.1 viser hvordan analysen kan deles opp. Virkning og eksponering er to deler av konsekvenseanalysen. I forbindelse med at Dyno ønsket å utvide sitt hovedlagerområde i Bjønndalen, bad Sprengstoffinspeksjonen om å få fremlagt en risikoanalyse før de ville ta standpunkt til en eventuell tillatelse. Analysen ble utført i to deler. Den første delen var en konsekvensanalyse, den andre delen var en hendelsesanalyse.

Konsekvensanalyse for sprengstofflager i Bjønndalen.

Grunnlaget for en konsekvensanalyse er forutsetningen om at man har en eksplosjon. Dersom konsekvensene fra eksplosjonen kan aksepteres, skulle det være et godt grunnlag for å godta den gitte situasjon.

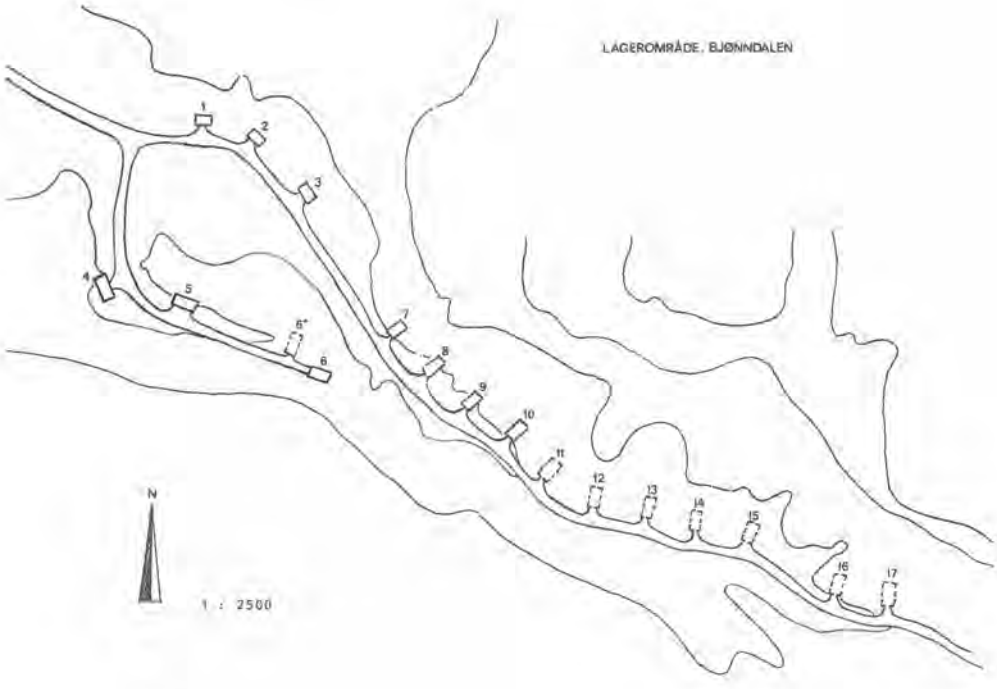


Fig. 19.2 Oversikt over sprengstofflagerområdet.

Fig. 19.3 Letalitetssoner for lager nr. 3.

Konsekvenseanalysen er utført med hensyn på tredje person, d.v.s. de menneskene som bor og ferdes i områdene omkring Bjønndalen. Når konsekvensene fra en eksplosjon skal vurderes, er det to typer konsekvenser som må taes i betraktning:

- Konsekvens fra kastestykker.
- Konsekvenser fra sjokktrykk.

Bjønndalen er en lang, markert dal med høye skråninger og fjellsider med mye trær. Sprengstofflagrene ligger i bunnen av denne dalen som vist i fig. 19.2. På grunn av dalens form ble det antatt at de farlige kastestykkene fra en eksplosjon ville slå inn i dalsiden og bli stoppet av de høye trærne som vokste oppover sidene.

Når man kjenner sprengstoffmengder og geometriske forhold i bygninger og terreng, kan man beregne skadeomfanget fra eksplosjonstrykk. Med bakgrunn i sammenheng mellom trykk og dødssansynlighet, først og fremst for mennesker som oppholder seg innomhus,

foretar man en soneoppdeling. For folk som er i friluft, er risikoen vesentlig mindre enn for de som er inne i bygninger. Fig. 19.3 viser en oppdeling i fem soner. Sannsynligheten for dødsfall for mennesker innomhus er fra sone 1 til sone 5 henholdsvis 100%, 50%, 10%, 1% og 0,1%.

Det kartlegges hvor mange mennesker som er eksponert i hver sone, og i hvor stor del av året (dagen) menneskene er til stede.

I eksponeringsanalysen er det vanlig å dele året opp i perioder. I denne analysen var det naturlig å skille ut periodene:
Arbeidstid, natt/hviletid, ferie/ukeslutt. Man tar videre inn en hendelsesandel (kausalitetsfaktor) som henger sammen med tidsperiodeoppdelingen. Nå kan man regne ut en såkalt objektivgrupperisiko, se fig. 19.4. Grupperisiko er en forventningsverdi for skadeomfanget av en ulykke uttrykt ved et veiet antall dødsfall.

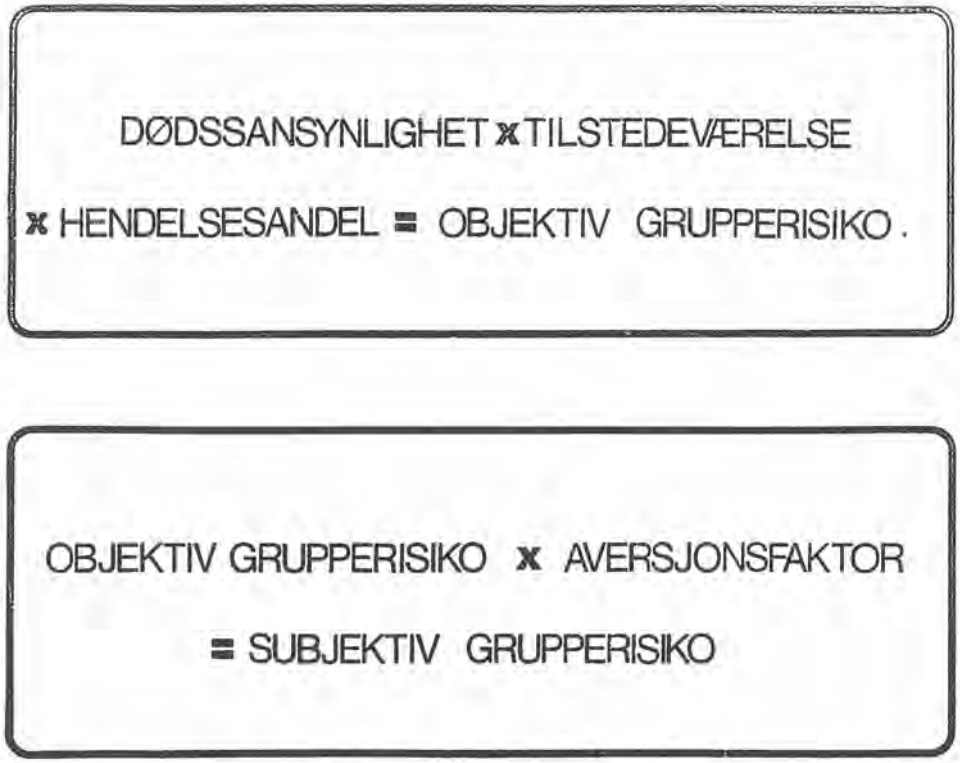


Fig. 19.4 Faktorer som inngår i grupperisikoen.

Jeg har tidligere sagt at risiko er en funksjon av konsekvens, og sannsynlighet og vil ofte bli regnet som et produkt av disse to.

Det viser seg at vi mennesker oppfatter en stor ulykke som skjer sjelden, som verre enn små ulykker som skjer ofte, selv om de mindre ulykkene samlet forårsaker flere dødsfall. Ta f.eks. ulykken med oljeplattformen "Alexander L. Kielland" og se den i forhold til trafikkulykkene som skjer her i landet. Hvert år har vi mer enn dobbelt så mange omkomne ved trafikkulykker som ved "Alexander L. Kielland" – ulykken. Denne aversjon mot større ulykker tar vi hensyn til i analysen. Dette gjøres ved at den objektive grupperisiko blir multiplisert med en aversjonsfaktor. Aversjonsfaktoren beregnes etter formelen

$$\varphi = 2^{A/5} \qquad A = \text{antall omkomne (gjelder fra 0 - 20)}$$

Man får nå en subjektiv grupperisiko som er benevnt Re, fig. 19.4.

Grupperisikoen er beregnet for de 10 eksisterende sprengstofflagrene i Bjønndalen samt for 7 planlagte sprengstofflagre. Resultatene for denne analysen er presentert i fig. 19.5 som viser subjektiv grupperisiko for lagrene i Bjønndalen.
Diagrammet viser:

- at dersom detonasjonsoverføring kan unngåes mellom sprengstofflager, er grupperisikoen for alle de eksiterende lagerne godt under 1.
- at dersom et av de tre første lagerene 1, 2 eller 3 eksploderer, vil man få en detonasjonsoverføring til de to andre lagerene. Det samme vil være tilfelle med lager 4 og 5. Hvis ett går i luften, vil begge eksplodere. Grupperisikoen for lagergruppe 1, 2 og 3 vil bli omkring 5, og for lagergruppe 4 og 5 blir grupperisikoen omkring 4.
- at det planlagte lager nr. 14 begynner å nærme seg bebyggelsen, noe som gir en eksponensiell økning i grupperisikoen for lager nr. 15, 16 og 17.

De sveitsiske militære myndigheter benytter denne type konsekvensanalyse for sine militære ammunisjonslagere, og har i den forbindelse akseptert at nye lager skal ha en subjektiv grupperisiko, ovenfor tredje-person, på under 1. Dette kriterium er blitt akseptert som rettledende av Sprengstoffinspeksjonen.

Følgende beslutninger ble fattet og ført ut i livet på grunnlag av denne konsekvensanalysen.

- Lager nr. 2 og 4 ble nedlagt som sprengstofflager for å hindre detonasjonsoverføring.
- Planene for lager nr. 15, 16 og 17 ble forkastet, mens lager nr. 11, 12, 13 og 14 ble bygget.
- Lager nr. 7, 8, 9 og 10 som hadde en særdeles lav grupperisiko, ble tillatt utnyttet til sin fulle kapasitet, som betydde en økning på 30 tonn sprengstoff pr. lager.

Grupperisikoen spør ikke hvem som blir eksponert for en eksplosjon. Det gjør derimot den såkalte individuelle risikoen. Individuell risiko kan visualiseres ved eksemplet i fig. 19.6. Tenk deg to sprengstofflager. Utenfor det ene ligger en villa hvor det bor fire mennesker. Utenfor det andre lageret går det en riksvei. De fire personene i villaen er tilstede nesten hele døgnet. De som er eksponert for det andre lagret, er de som kommer kjørende i bil eller buss og passerer i løpet av noen sekunder. Vi forutsetter at beregninger har vist at grupperisikoen er like stor for begge situasjonene. Den individuelle risikoen er minst for lageret ved siden av

veien, da eksponeringstiden for en og samme person er meget kort. I konsekvensanalysen er den individuelle risiko for tredje perosn beregnet og funnet aksepterbar.

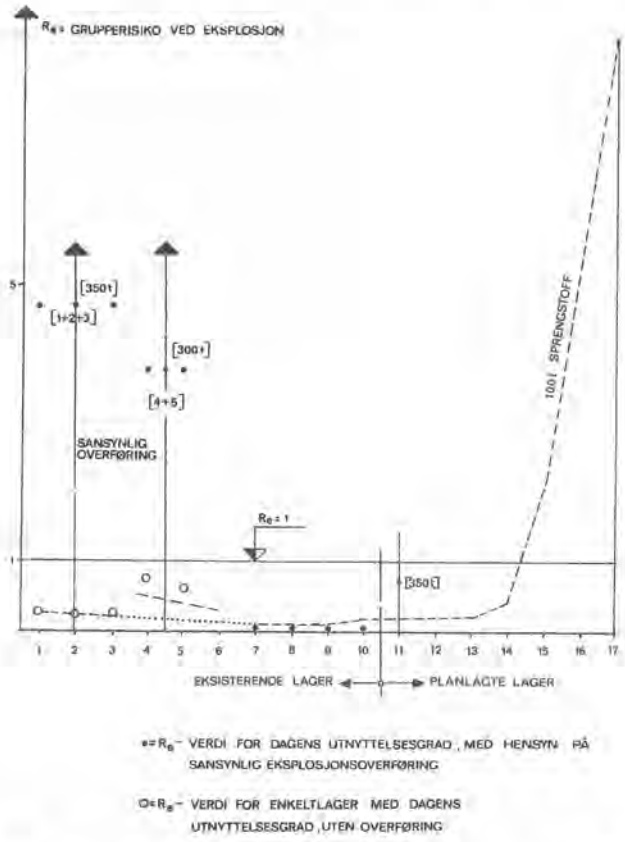


Fig. 19.5 Oversikt over subjektiv grupperisiko for sprengstofflager.

Hendelsesanalyse.

Allerede i forbindelse med konsekvensanalysen var det gjort undersøkelser vedrørende sannsynligheten for eksplosjon i et sprengstofflager. Basis for denne første undersøkelsen var statistikk fra sprengstoffindustrien i Vest-Europa og Canada. Statistikken indikerte at det ville kunne skje en eksplosjon i Bjønndalen på 1000 år.

Del 2 av risikoanalysen er en mer grundig beregning av sannsynligheten for en eksplosjon i Bjønndalen. En meget vesentlig del av en slik analyse er å kartlegge primærårsakene eller de såkalte utløsende omstendighetenr som kan føre til at et sprengstofflager eksploderer.

Utgangspunktet for hendelsesanalsyen var en undersøkelse av hvordan lagerområdet fungerte i praksis. Figur 19.7 viser et bilde av en del av lagerområdet. I en hel uke ble området inspisert og virksomheten kartlagt i detalj. For å få en opplisting av alle mulige primærårsaker som kunne føre til en eksplosjon i et sprengstofflager, ble det avholdt møter med de

som arbeidet i lagerområdet og andre Dyno-ansatte som man trodde hadde noe å bidra med.

En kvantitativ modell basert på prinsipper fra systemanalyse ble utviklet. I sin enkleste form kan modellen illustreres ved fig. 19.8. Initialhendelsene vil være fundamentalstimuli av type brann, slag, friksjon eller gnistpåvirkning. Ved analyse av den videre gang for initialhendelse til en eventuell eksplosjon inne i et lager er mulighetene for detonasjonsoverføring mellom sprengstoffsamlinger vurdert.

Kvantifisering av de nødvendige sannsynlighetsdata var til dels problematisk.

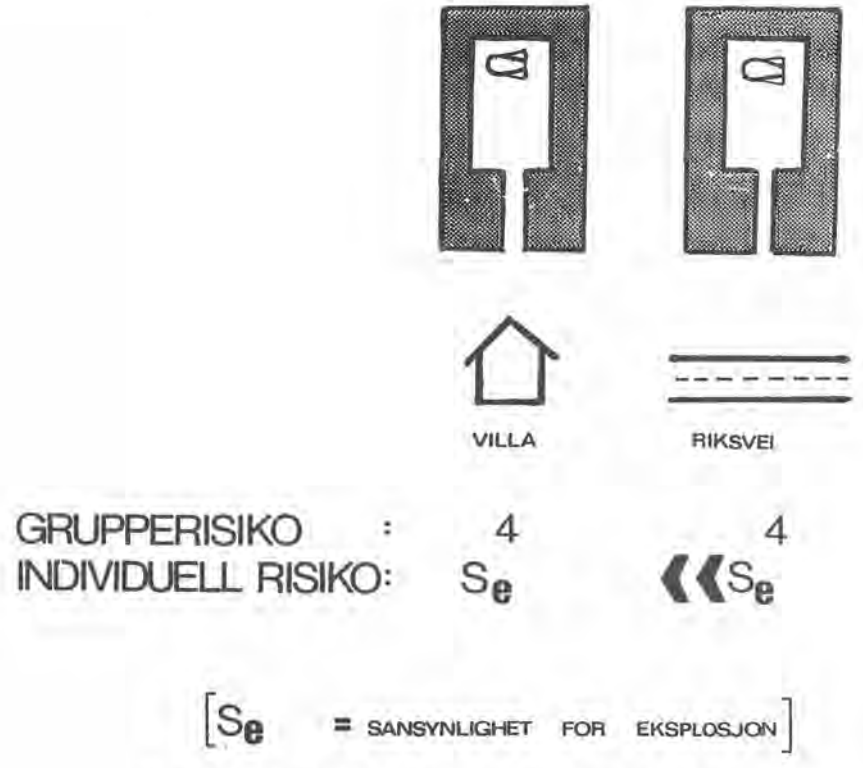


Fig. 19.6 Individuell risiko i forhold til grupperisiko.

Rene vitenskapelige data eller empiriske fakta var ikke tilstrekkelige. Der hvor problemene oppsto, overførte man meninger og erfaringer til subjektive sannsynlighetstall.

Gjennom hele analysen har man bestrebet seg på å bruke tallmateriale som ligger litt på den konservative siden. Likeledes er sannsynlighetsunderlaget for de mest kritiske "stier" i modellen gjennomgått flere ganger med hensyn på pålitelighet.

Konklusjonen på hendelsesanalysen kan sammenfattes i fig. 19.9. Her er de vesentligste utløsende omstendigheter risset opp langs diagrammets ene akse. Den andre aksen viser summen av delsannsynlighetene for eksplosjon. Man kan avlese hvilket bidrag hvert av de utløsende momenter gir til den totale eksplosjonssannsynlighet. Den øverste kurven viser

situasjonen slik som den var da analsyen ble utført. Her ser man at de utløsende omstendigheter: "Gaffeltruck treffer sprengstoff" og "Feil ved elektriske anlegg" var de som ga størst tilskudd til sluttsannsynligheten. Den nederste kurven viser sannsynligheten for eksplosjon når bestemte sikkerhetsforbedringer var foretatt. Nå kan man se at sabotasje er den desiderte største utløsende omstendighet. Dernest kommer : "Gaffeltruck treffer sprengstoff", men med svært redusert bidrag til sluttsummen.

Fig. 19.7 Sprengstofflager nr, 9, 10, 11 og 12.

I dag regner vi at sannsynligheten for en eksplosjon i Bjønndalen er 9×10^{-4} pr. år, d.v.s. at en eksplosjon vil kunne skje 9 ganger på 10000 år. Dette tallet stemmer meget godt med det vi fant ut fra den første grove sannsynlighetsvurdering i konsekvensanalysen.

Alt tyder på at fremtidens sprengstoffer i større og større grad vil være sikrere enn de vi har idag. Dette borger for at sikkerheten i sprengstofflagrene vil bli bedre og bedre etter som tiden går.

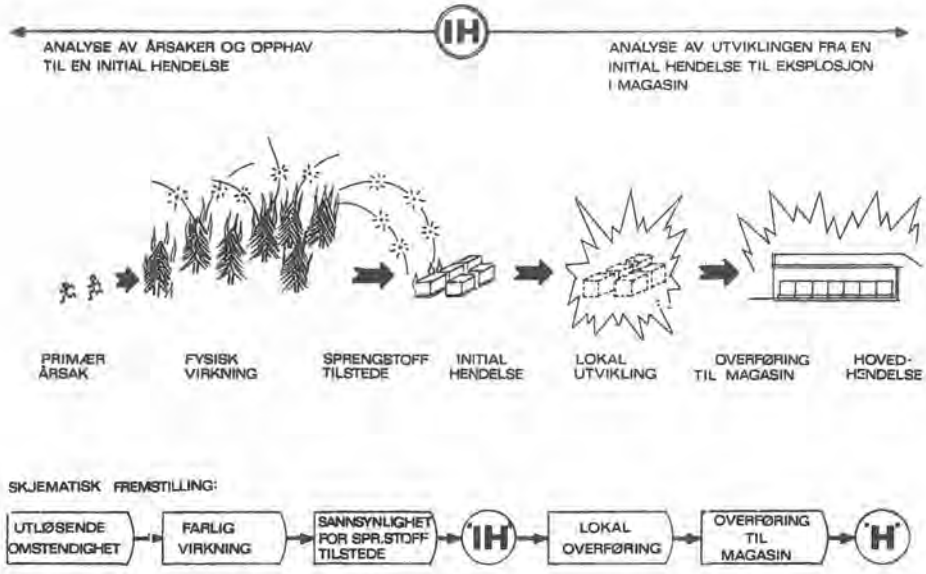


Fig. 19.8 Modell for hendelsesanalysen.

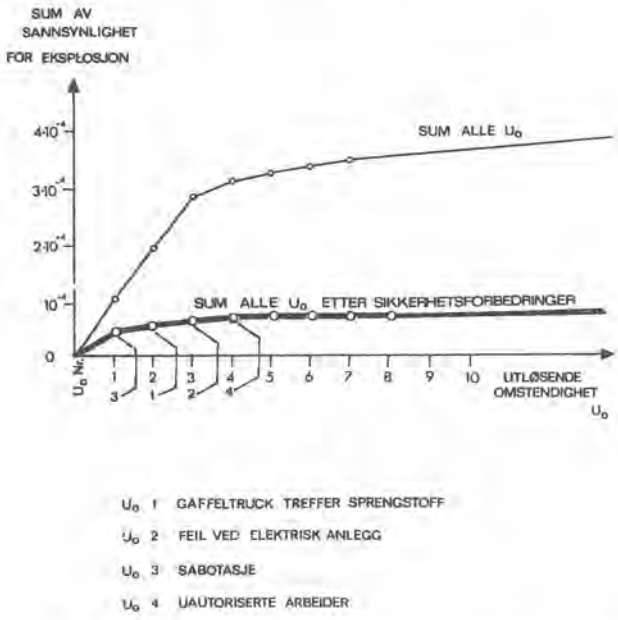


Fig. 19.9 Summen av utløsende omstendigheter.

Konklusjoner.

For sprengstoffdivisjonen er risikoanalsye blitt et viktig verktøy, som brukes i nært samarbeid med Statens sprengstoffinspeksjon.

Til å utføre risikoanalyse og kvantitative sikkerhetsvurderinger har vi en tverrfaglig risikoanalysegruppe bestående av 4 ingeniører.

Vi går ut fra at risikoanalysen vil få større betydning i forbindelse med godkjennelser fra de offentlige myndigheter i fremtiden. Det er vår tro at den omtalte metodikk for konsekvensanalyse vil kunne være et hjelpemiddel for alle som har ansvar for plassering av sprengstofflager.

Referanser.

1. Sicherheitsbeurteilung Lager-Areal Bjønndalen Phase I:
T. Schneider, H. Hader, Basler & Hoffmann, Zürich.

2. Sicherheitsbeurteilung Lager-Areal Bjønndalen Phase II: Ereignisanalyse.
T. Schneider, H. Hader, Basler & Hofmann, Zürich.

GEODYNAMICS IN PRACTICE

N. Janbu, C. Madshus, T.E. Frydenlund, T.J. Kvalstad and P. Selnes.

SAMMENDRAG

Norsk geoteknisk forening nedsatte i 1979 et Geodynamikk utvalg med Per Selnes, NGI, som formann, og T. Dahle, Noteby, T.E. Frydenlund, Veglaboratoriet, N. Janbu, NTH, T.J. Kvalstad, DnV, og C. Madshus, NGI, som medlemmer. En av utvalgets første handlinger var å utpeke geodynamikk som hovedtema for Geoteknikkdagen 1980.
Man ble enige om å starte dagens program med et generelt foredrag om geodynamikk, med bidrag fra utvalgsmedlemmene og sluttredigert på engelsk av N. Janbu.

I korte trekk tar foredraget for seg følgende temaer:

- elementære grunnprinsipper vedrørende svingninger og bølgeforplantninger.
- dynamiske lastkilder, slik som miljølaster, industrivibrasjoner, trafikkrystelser og anleggsrystelser.
- jordartens oppførsel (respons) under vibrering, og jord som bølgeforplantningsmedium.
- analytiske regnemodeller, med vekt på enkle idealiseringer.
- metoder og utstyr til målinger av rystelser, med korte kommentarer til akseptkriterier.

Hovedhensikten med innledningsforedraget var å gi konsentrerte glimt inn i de primære deler av geodynamikk slik den står idag. Resten av programmet tok seg av deltemaer i større bredde.

SUMMARY

Conventionally most design analysis in applied soil mechanics have until recently been dealing with static loads. As a result, our knowledge about soil behaviour is related to static stress-strain and static stress-strain changes. Under all circumstances such static analysis, and the related knowledge of soil responses due to static loads will remain to be a dominant field of applied soil mechanics.

However, devastating landslides, due to earth quake effects, and structural damages of various kinds, due to soil yield under dynamic loading effects, have clearly demonstrated the need for knowing:

- the nature of dynamic loads of different kinds, and how to model these loads for calculatory purposes.
- the response of the soil subjected to dynamic loads and how to measure the relevant response parameters.
- the interactive behaviour of superstructure and subsoil, both being exposed to dynamic forces simultaneously.

The main purpose of this introductory lecture is to give short glimses into several of the problems associated with dynamics. The lectures to follow will deal with some of these specific topics in greater detail.

1. INTRODUCTION

The Norwegian Geotechnical Society appointed in 1979 a national Soil Dynamics Committee, with P. Selnes of NGI as its chairman. The other members are T. Dahle, T.E. Frydenlund, N. Janbu, T.J. Kvalstad og C. Madshus.

One of the first acts of the committee was to select soil dynamics as the topic for Geoteknikkdagen 1980. It was decided to start the program of the day with a lecture of a general content.

The members of the committee first made individual contributions to the lecture. It was then decided that Janbu should edit the entire lecture within a given total frame, while Madshus did most of the "footwork" needed for section 3, 6 and 7. Due to space limitations these sections had to be very substantially reduced during the final editing.

2. ELEMENTARY PRINCIPLES OF GEODYNAMICS

The purpose of this part of the lecture is to give a brief review of some elementary principles in dynamics as applied to soils.

Generally, there are three common types of vibrations, namely

- periodic, whereof harmonic is the simplest
- stochastic, such as ocean waves
- transient, as for instance from blasting

The only type of vibration which is subject to relatively simple, closed solutions are the periodic types. The others usually require high-capacity computers for numercial solutions.

21. Basic concepts.

Fig. 20.1 shows a spring-supported mass in free, undamped vibration. A plot showing displacement z as function og time is also included in the figure. This key sketch defines a state of *harmonic vibration* expressed by the equation.

$$z = A\sin\omega t \tag{21-1}$$

from which the following definitions are derived:

A = amplitude (max. z)
T = period (time for one cycle)
$f = \frac{1}{T}$ = frequency (in Hz)
ω = circular frequency = $2\pi f$

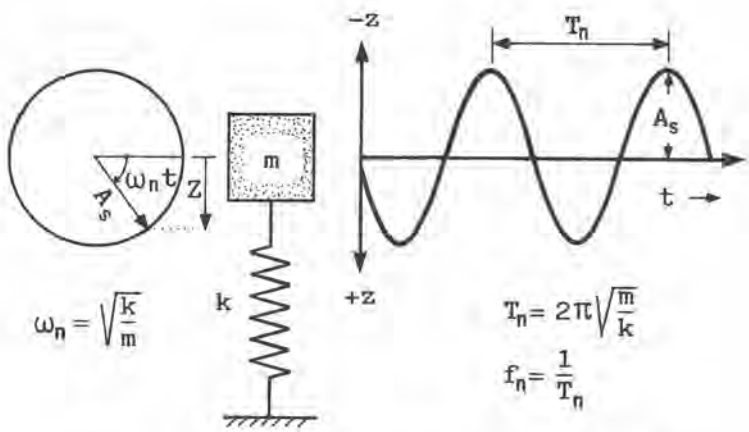


Fig. 20 1 Free, undamped vibration. Mass-spring model.

For this harmonic vibration $\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}}$ = natural, circular frequency, so that the natural period becomes

$$T_n = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}} \tag{21-2}$$

By definition of k the static displacement amplitude is $A_S = W/k = mg/k$ wherof

$$k = \frac{mg}{A_S} \tag{21-3}$$

Introduction for k into (21-2) one finds

$$T_n = 2\pi\sqrt{\frac{A_S}{g}} \qquad (21\text{-}4)$$

This very simple formula lead to the instructive chart in Fig. 20.2, showing the relationships between

- amplitude vs natural period
- frequency vs nominal shear strain

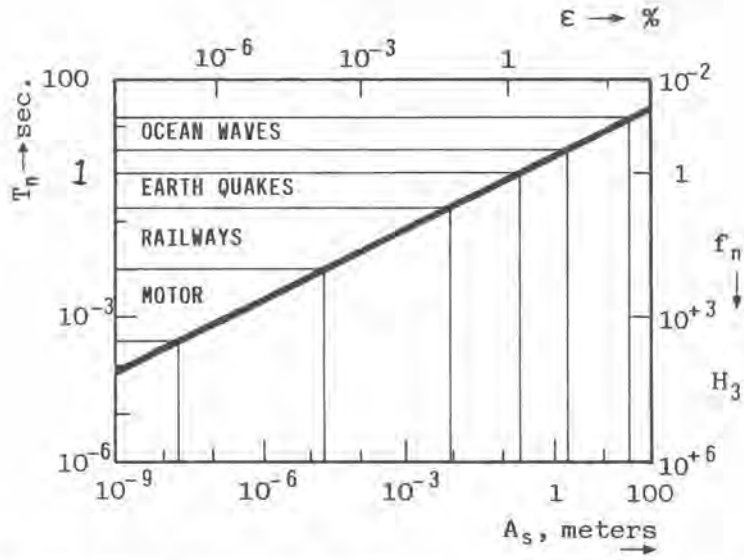


Fig. 20.2 Vibration parameter chart based on a simple mass-spring model.

Herein, nominal shear strain refers to a spring length of 10 m, and must be considered as an order of magnitude.
The known areas of ocean waves, earth quakes, railway vibrations and several machineries agree very well with this simple graph.

22. Forced, undamped vibration.

Fig. 22.1 illustrates a forced vibration system consisting of a mass m on an elastic spring k. By displacing the mass a distance z from its equilibrium position the following forces constitute the equilibrium system:

$m\ddot{z}$ = intertia force (reaction on mass)
kz = spring force (reaction on mass)
$-Q(t)$ = external excitation force (action on mass)

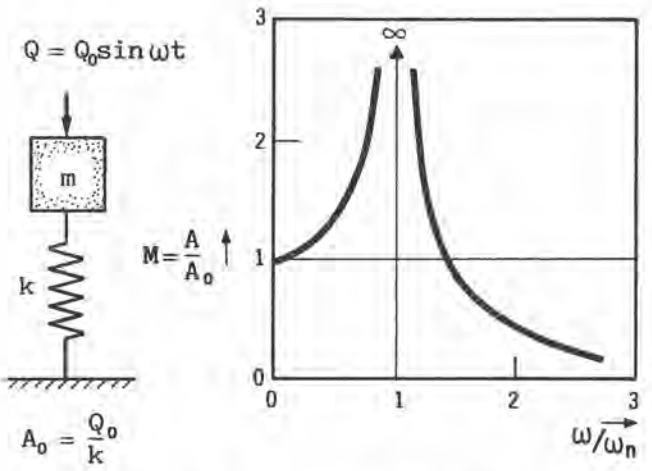


Fig. 20.3 Forced vibration, undamped, in principle.

Equilibrium of the mass requires that the sum of these forces is zero, hence:

$$m\ddot{z} + kz = Q(t) \tag{22-1}$$

Let Q (t) = 0 after the system is set in motion. Then the solution of Eq. (22-1) leads to

$$z = A\sin\sqrt{\frac{k}{m}}\,t \tag{22-2}$$

when z = 0 for t = 0.

If the excitiation force is harmonic

$Q(t) = Q_0 \sin\omega t$

and the static displacement $A_0 = Q_0/k$ is known, the real amplitude A becomes

$A = MA_0$

where M = magnification factor

The value of M is given in Fig. 22.1 as a function of the frequency ratio ω/ω_n. The most interesting theoretical information is

$$M \to \infty \text{ when } \omega \to \omega_n \tag{22-3}$$

This is a resonanse phenomenon leading to dynamic instability, occuring when the frequency of the exitation force coincides with the natural frequency of the vibration system.

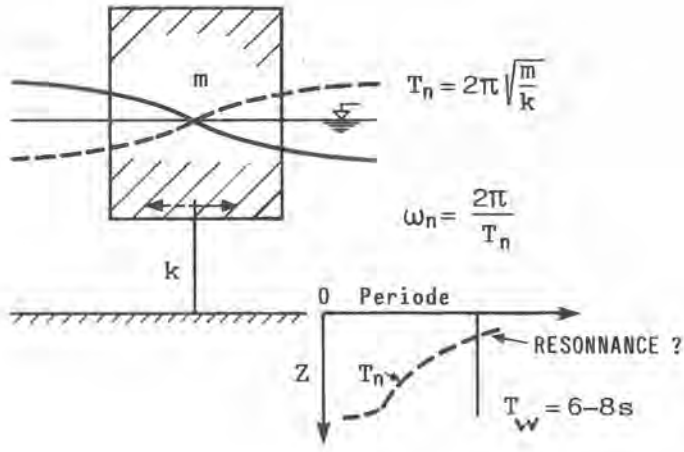


Fig. 20.4 Possible resonnance during platform installation. Simple model illustration.

A simple application of this principle is illustrated in Fig. 20.4, simulating the installation of a gravity platforms.
The dowels are idealized by one elastic pin, where the elastic lateral deflection defines the spring constant. Hence, the natural period T_n can be calculated and compared to the wave period T_w. If $T_n = T_w$ resonnance can occur. Since k increases with depth T_n decreases during dowel penetration until the skirts also penetrate, when T_n drops sharply.

23. Damped vibrations

Fig. 20.5 illustrates a simple damped vibration system, in which the following forces are acting at all equilibrium positions

$m\ddot{z}$ = inertia force
$+ cz$ = damping force (friction)
$+ kz$ = spring force
$- Q(t)$ = exitiation force

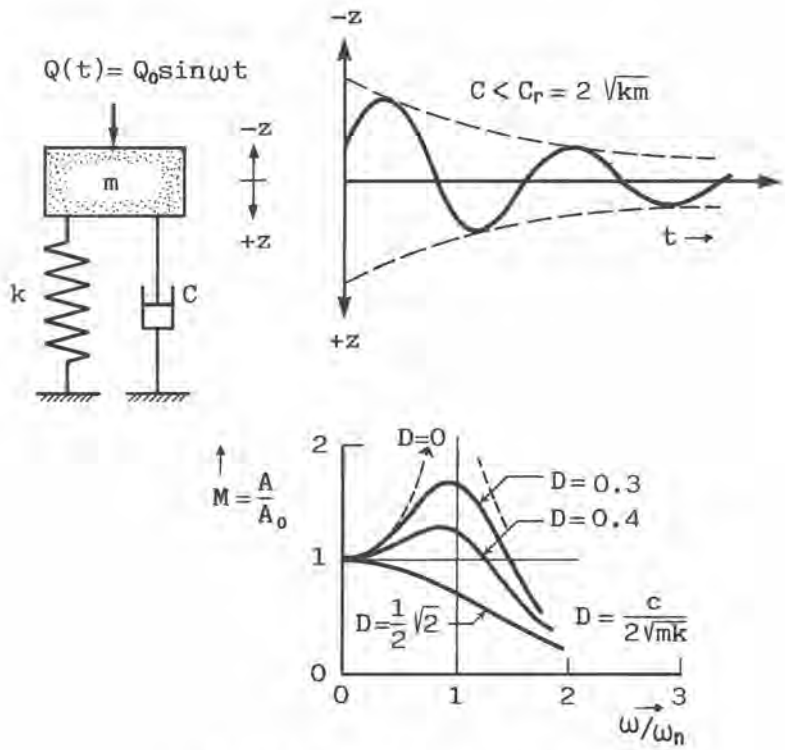


Fig. 20.5 Forced, damped vibration.

Equilibrium yield the following differential equation, by summing up the forces equals zero.

$$m\ddot{z} + cz + kz = Q(t) \tag{23-1}$$

If the system is left to itself, after being set in motion, one can insert Q (t) = 0. The equation can then be solved, but the solution depends on a dimensionless ratio

$$D = \frac{c}{2\sqrt{mk}} \tag{23-2}$$

where D = relative damping (material), while $2\sqrt{mk} = c_r$ = critical damping coefficient. Hence, $D = c/c_r$.
The solutions of Eq. (23-1) are different for three different ranges of D, namely

$D > 1$ overdamped
$D = 1$ critical damping ($c = c_r$)
$D < 1$ underdamped

It is the latter which is most common, and for z = 0 when t = 0 the solution reads

$$z = A \cdot \sin(\sqrt{1 - D^2}\ \omega_n \cdot t) \cdot e^{-D\omega_n \cdot t} \tag{23-3}$$

It is seen from this solution that for D = 0, the vibration is harmonic. In general, for D < 1, Eq. (23-3) lead to the following ratios

$$\frac{z_m}{z_{m+1}} = \frac{z_{m+1}}{z_{m+2}} = e^{\frac{2\pi D}{\sqrt{1 - D^2}}} = \text{constant}$$

The logarithmic decrement δ_m is defined as ℓn to this ratio hence

$$\delta_m = \frac{2\pi D}{\sqrt{1-D^2}} \tag{23-4}$$

If the ratio z_m/z_{m+1} is measured one can determine D from Eq. (23-4).

In case an harmonic exitation force $Q(t) = Q_0 \sin\omega t$ is used in Eq. (23-1), one can obtain the solution for the magnification factor, as shown in Fig. 20.5.

The main information from this figure is that for damped vibrations D > 0 one will never obtain M = ∞ or A = ∞. For estimates, observe that M = 1/2 D for $\omega = \omega_n$. Hence, M > 1 for D < 0.5, say M = 2 for D = 0.25 and M = 5 for D = 0.1.

24. Wave propagation theories

The field of application of wave propagation theories is steadily increasing in soil mechanics. This applies particularly to:

- stress wave analyses in piles
- waves in elastic media
- seismic survey by reflection/refraction

These three topics are briefly commeted upon below.

Stress waves in piles

When the ram hit the pile top a stress wave front of intensity σ_0 is generated and travels down the pile with the speed of sound, se Fig. 20.6.

$$c = \sqrt{E/\rho} = \sqrt{Eg/\gamma} \tag{24-1}$$

which is roughly equal to 3000 to 5000 m/s for the different types of pile materials.

The ram itself hits the pile with the velocity $v_0 = \sqrt{2gH\eta_0}$, where $H\eta_0$ = effective free fall height. The dynamic strain is $v_0/c = \epsilon_d$ and therefore $\sigma_0 = f\epsilon_d E$ when f = coefficient of energy losses at and during impact.

The intensity of the stress wave front can hence be written in the simple form

$$\sigma_0 = f_0 \sqrt{\gamma HE} \tag{24-2}$$

where $f_0 = f\sqrt{2\eta_0}$ = lumped coefficient of energy losses. In practical application $f_0 = 0.5 - 1.0$ from poor to good driving conditions.

When driving a pile to refusal (say to solid rock) the σ_0 may be overlapped by the reflected compression wave. This means that

$$\sigma_{max} \leqslant 2\,\sigma_0 \tag{24-3}$$

When driving the pile through a dense layer into a softer layer the stress wave σ_0 may be reflected as tension, hence

$$\sigma_{min} \geqslant -\sigma_0 \tag{24-4}$$

The simple considerations above are illustrated in Fig. 20.6.

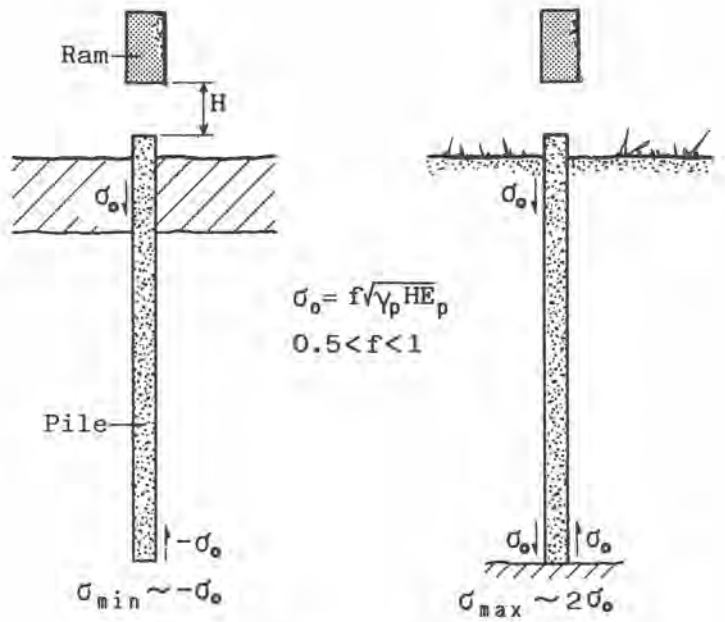


Fig. 20.6 Stress waves in piles during driving.

Waves in elastic media.

An infinite elastic media can transport two types of waves, namely

- compression waves, or P-waves (primary)
- shear waves, or S-waves (secondary)

The velocities of these waves are

$$V_P = \sqrt{\frac{M}{\rho}} \tag{24-5}$$

$$V_S = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \tag{24-6}$$

in which: M = modulus, G = Shear-modulus. In an elastic halfspace there is a third wave possibility, confined to a zone near the surface, namely

- Rayleigh waves, or R-waves

with a velocity close to v_s, but slightly less, as shown in Fig. 20.7. In the same figure the three types of waves is illustrated.

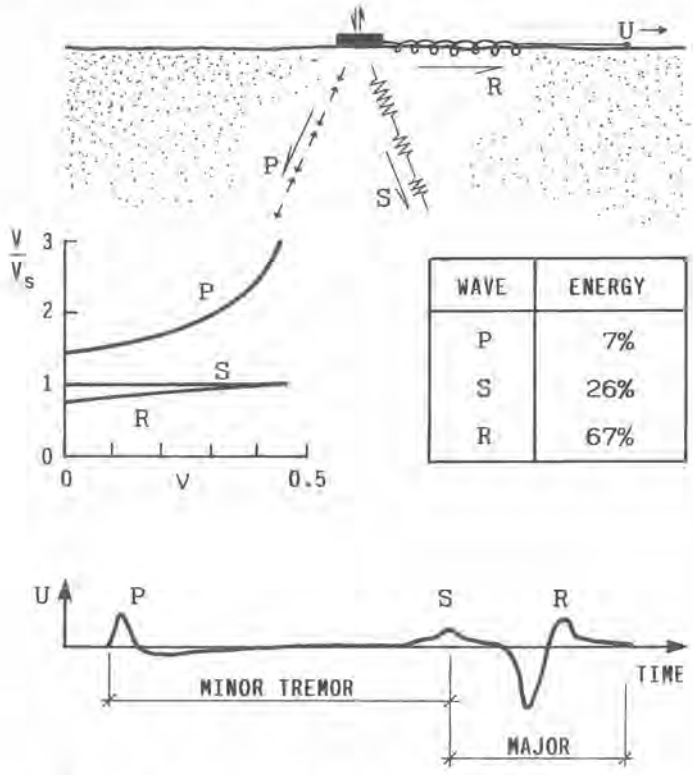


Fig. 20.7 Waves in elastic media, simplified illustrations.

For vertical vibration of a circular footing on the surface the relative energy carried by the three wave types are 67%, 26% and 7% for R–, S–, and P–waves, respectively.

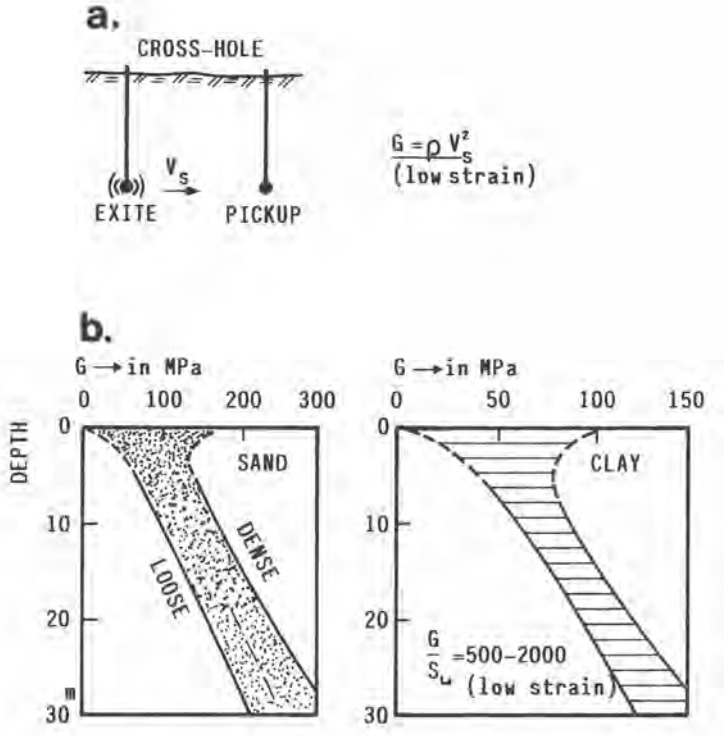


Fig. 20.8 Cross-hole method: (a) Principle and (b) Examples of results.

Formula (24-6) is used for in situ determination of G-modulus with depth in the cross-hole method, where v_s is measured between two boreholes, one used for wave generation and one for signal pickup, see Fig. 20.8 for principle and examples of test data.

Seismic methods.

Wave propagation theory is used in soil mechanics to determine boundaries of different soil layers, and for rough information about the relative "density" of the layers encountered. Refraction survey is the most well-known method.

Statistical information about wave velocities in different soils is the most important factor in connection with seismic test interpretation.

25. Earth quake effects.

The effect of an earth quake on the stability of rock mass on a sand layer is illustrated is illustrated in Fig. 20.9. Let the S-wave in the underlying rock give the overlying mass an horizontal accelleration of $\pm \alpha g$, leading to horizontal forces

$$Q_h = \pm \alpha W \tag{25-1}$$

If the sand layer is saturated the vibration may lead to excess pore pressure

$$U = \bar{B} N_0 \tag{25-2}$$

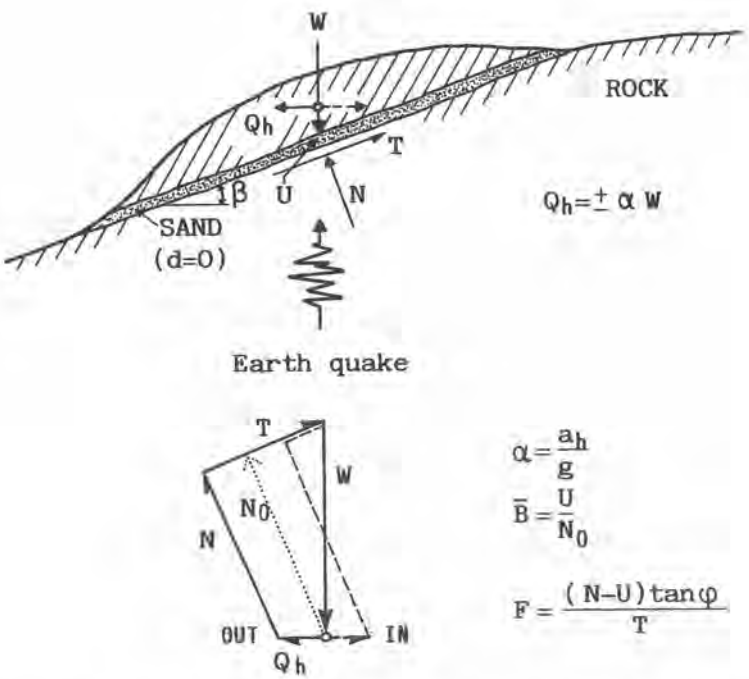


Fig. 20.9 Stability of rock mass on a saturated sand layer, exposed to an earth quake.

From the force polygon in Fig. 20.9 one can derive all necessary data for the calculation of the factor of safety (For c = a = 0)

$$F = \frac{(N-U)\ \tan\phi}{T} \tag{25-3}$$

The result becomes

$$F = \frac{(1-B) \mp \alpha \tan\beta}{\tan\beta \pm \alpha}\ \tan\phi \tag{25-4}$$

where upper and lower signs refer to out and inward Q_h, respectively. This simple principle is illustrated by a numerical example in Fig. 20.10.

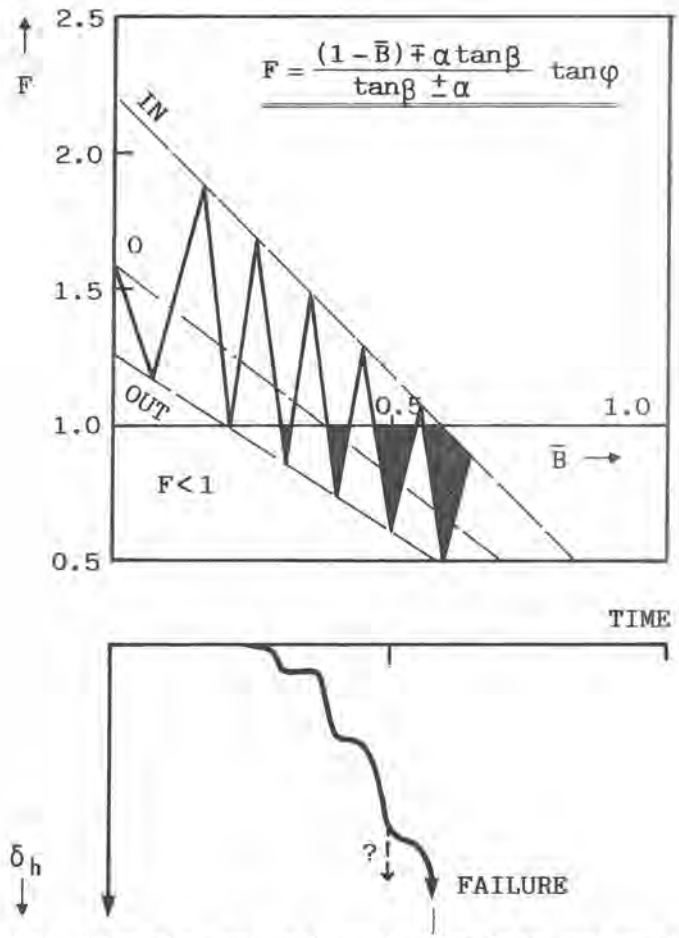


Fig. 20.10 Effect of an earth quake on the safety factor in the sand layer, and the horizontal displacement of the rock mass.

The factor of safety plotted versus pore pressure (or shock sequence) shows several areas where $F < 1$. Assuming that permanent outword displacement occurs when $F < 1$, these displacements, δ_h, can be calculated from the accelleration record (integrating twice). Such displacement analyses lead to a δ_h –time diagram of the type shown in Fig. 20.10.

3. SOURCES OF VIBRATION

In engineering practice there are a great many sources of vibration, such as environmental forces, industrial activity, surface traffic and various construction operations. These sources will be dealt with below, in brief terms.

31. Environmantal causes.

The most common environmental forces are caused by waves, wind and earthquakes.

Waves.

Wave loads are generally among the most important factors in the design of offshore and harbour structures. The wave forces are either transferred to the soil indirectly by a structure (offshore platforms) or directly as wave pressure on the sea bed and on breakwaters. For regular waves, the stresses included in the subsoil is illustrated in principle in Fig. 20.11.

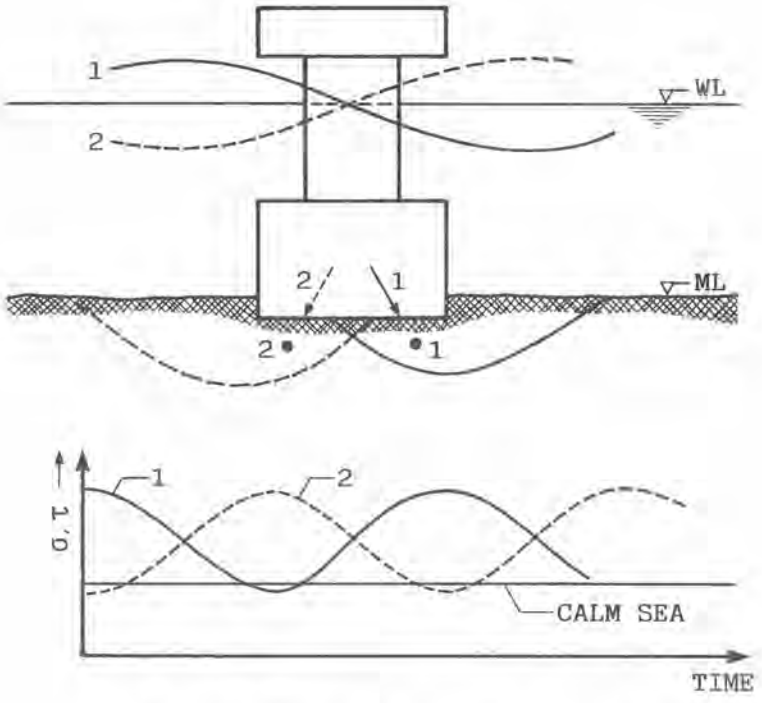


Fig. 20.11 Wave-induced stresses in the subsoil. Key sketch.

The response of a structure and its foundation to passing waves is stochastic and a realistic decription of the response therefore require the use of statistical methods. Short term and long term wave statistics form the basis for prediction of design wave loads.

In deterministic methods of design, the 100-year wave is often used. It is defined as the wave height that can be expected to be exceeded once in 100 years. For the North Sea for instance H_{100} is of the order of magnitude of 30 m. A given storm will contain waves of different heights and periods. In general the number of waves of a given height increse with decreasing height, while the wave period increase with increasing wave height.

The effect of wave loading on a structure is heavly dependent on the dynamic behaviou

of the structure and its foundation. Generally a wave exposed structure is to be designed so that the resonance frequencies do not coincide with the dominating wave period range of 5 to 20 seconds

Serious dynamic problems may occur when the resonance period of the structure/foundation system exceeds 5 to 6 seconds.

Wind.

Wind represents one of the most significant design loads for many types of structures, like chimneys, towers, bridges, high rise buildings and various offshore structures.
The wind forces are transferred indirectly into the soil through the structure. The magnitude and time history of the windinduce foundation forces is heavly dependent on geometry and the dynamic behaviour of the structure.

Structures may be subject to wind-induced oscillations of large amplitude and involving severe stresses when damping is small. Critical conditions can occur for slender or relatively flexible structure.

For high wind speeds the flow behind an object is no longer a streamline. Flow separation will occur and vortices will appear behind the structure. Vortices appear in pairs if the structure is symmetrical.

While the structure is at rest, the vortex frequency is controlled by the wind. Certain discrete velocities, will induce vortex frequencies which coincide with, or are multiples of, the natural frequency of the structure,and resonance (or self-excited oscillations) will occur.

Earthquakes.

Earthquakes are caused by the sudden release of energy in the earth's crust. The energy is released along weak zones called faults. The area over which energy is released may be several 1000 km^2 for a large earthquake.

The size of an earthquake is measured in terms of Richter Magnitudes. This gives a very rough measure of the amount of energy released during the earthquake. The level of shaking at a particular site is traditonally being measured in terms of intensity. One such intensity scale is the Modified Mercalli.

The earthquake shaking have frequencies in the range 0.1-10 cps with most energy between 1 - 5 cps. Maximum horizontal accelarations above 1 g, maximum velocity up to 100 cm/sec. and maximum cyclic displacements of up to 20 - 30 cm have been recorded. The duration of strong shaking is seldom more than 20 - 30 sec. Maximum acceleration values for any one site on the west coast of Norway have been assessed to 0.1 g and 0.2 g for 50 - 100 year and 200 - 500 years time period, respectively. In Norway earthquake loading has been, or is presently being considered for large dams, pipelines, atomic powerplants and oil platforms. A study of the seismicity for the Norwegian Continental Shelf found the seismic risk to be similar to the risk outside the east coast of the USA.

32. Industry Vibrations.

Vibration problems give rise to considerable yearly costs to the Norwegian Industry. These costs could have been reduced substantially if vibrations and their control had been considered during planning of new facilities.

In industry the most serious problems arise in cases where the vibrations are lead into,

and transmitted through the ground. In these cases the vibration frequencies usually are relatively low - in the range of a few Hz to about 30 Hz.
The higher frequencies are rapidly attenuated in the soil.

Experience shows that specific types of machines repeatedly cause serious vibration problems. Among these are piston compressors, saw-frames, sieving devices, centrifuges and crushers. The unbalanced forces of these machines represents excitation of one or a few stable frequencies. They therefore make a large risk for conducing structures into resonance vibrations.

Various types of mills can cause serious problems. Their unbalanced forces represent a more broad-band exitation.

Forging hammers, presses, punching machines and devices for destructing waste are typical sources of large impact exitations.

Unforunately, these problems are too often first discovered after the facility has been built and put in operation. This oversight thus leads to extra costs, and makeshift solutions often prove insufficient.

To prevent such problems, potential vibration levels should be considered early in the planning of any new facility.

33. Traffic vibrations.

The traffic vibration sources usually stems from road traffic or railway traffic. Since each have their own specifics, these two sources are dealt with separately.

Road traffic.

In addition to the sound noices created by moving vehicles, vibrations transmitted through the ground may also be perceived by roadside residents, sometimes even causing annoyance. Claims for damaged property have also been filed on this basis. The main factors affecting the vibration levels caused by road traffic are: road surface characteristics, vehicle type (total load, no. of axles, tyres and suspension system), driving speed, roadbase (materials, layer thickness) and subsoil (soil type, water content, layer thickness). The influence of these factors vary, but road surface characteristics (irregularities, bumps, potholes etc.) and subsoil conditions seem to be of major importance.

Tests involving different types and sizes of vehicles indicate that "larger" units create vibrations of higher magnitude than "smaller" ones, and that passenger cars have no significant effects in this connection.

The effects of variations in subsoil materials and conditions are, however, considerably more dominant. If a distinction is made between clay, sand/gravel and moraine deposits, in general, the largest vibrations are measured near roads on clayey subsoils while firm moraine deposits allow only minor vibrations to develop. With roads founded directly on bedrock, vibration effects are virtually nonexistent. On soft subsoils reduced vibration effects are observed near the road during the winter season when the top soil crust is frozen, but the stress waves created tend to propagate for a longer distance (less damping).

Types of subsoil and layer thickness also seem to influence resulting vibration frequencies, lower frequencies (5 - 15 hz) dominating in clayey soils while higher frequencies (40 - 45 hz) are observed in friction soils, but type of surface irregularity and driving speed also have some effect on resulting frequencies.

In order to reduce or eliminate disturbing vibration effects on roadside residents, an abvious measure would be to maintain a minimum distance between roads and buildings. This is of course only practically applicable during the planning stage, and in this country existing building codes tend to provide satisfactory safety margins (30 m and 12.5 m from the centreline of main roads and secondary roads, respectivly).

Railway traffic.

Railways passing through urban areas usually represent sources of annoying noise and vibration.

Most people make no clear distinction between vibrations and noise. Vibrations are oscillating movements of the ground or structures, sensed by either the whole body or parts of the body. Noise, on the other hand, consist of higher frequency fluctuations transmitted through air, either directly or through structures. Noise is perceived be the ears.

Vibrations from railways usually range approximately between 0.2 and 2.5 mm/s. Under special conditions, higher levels may occur. Since most people perceive very well levels higher than about 0.6 mm/s, railway vibrations often give rise to major complaints. Even though the vibrations can be felt rather strongly by people, their intensity very seldom reach levels which cause damage to buildings.

Most of the vibration energy radiated from the railway track is distributed over the frequency range between a few Hz to about 100 Hz. At some distance from the railway track, the frequencies in the lower part of this range tend to dominate.

The soil conditions constitute the most important factor governing the vibration intensity from railways.

Annoying railway vibrations are encountered almost exclusively in conditions where the soil profile consists of soft clays or saturated, loose sand-silt materials. Rock or hard (stiff) sediments usually give no vibration problems.

Generally, for distances shorter than the train length, the attenuation of the vibrations as a function of distance from the track is neglegible. This is due to the fact that most of the vibration energy is transmitted as surface waves forming plane wavefronts.

34. Construction vibrations.

Various construction activities in many cases may cause annoyance to the neighbourhood due to resulting vibrations, in some cases also causing property damage. Apart from blasting operations, pile driving and soil compaction activities are among the main contributors to such problems.

Pile driving.

Piles are generally forced into the ground by drop hammers or vibration units. With drop hammers transient vibrations in the surrounding soil occurs, the resulting vibration levels depending on the hammer energy applied and the driving resistance experienced. In soft soils (clay) the major part of the hammer energy is used in plastic deformation of the soil. In firm soils the pile penetration per blow will be less and a greater portion of the energy is transmitted to the soil in the form of elastic deformations or vibrations. Particular care should be taken when driving piles through a firm top layer overlying softer soils.

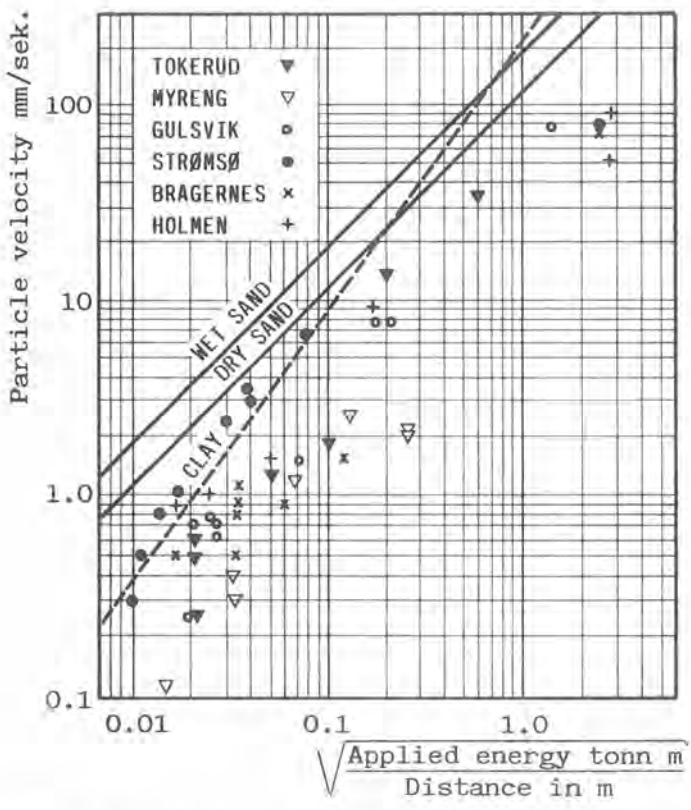


Fig. 20.12 Maximum particle velocities resulting from pile driving in wet and dry sand and clay. (After Wiss).

In any case it is often of interest to be able to predict resulting vibrations from piling operations. An empirical chart designed for this purpose is shown in Fig. 20.12. Here resulting particle velocity can be predicted on the basis of hammer energy and distance from the pile for two types of soil (clay and sand). However, no allowance is made for variations in driving resistance, and as may be seen from vibration levels measured at different constructions sites, the plotted values show a considerable scatter, but all values fall below the predicted maximum level.

Most drop-hammer units have a relatively low repetition frequency, and in general the transient vibration signal will be damped out before the next blow. With vibration units continuous vibrations are applied to the pile top.

Again some of the enrgy not used up in plastic deformations is transmitted to the surrounding soil. In general vibration units may represent a means of reducing vibration levels as compared to hammer units. However, with continuous vibrations there are always the danger of resonance problems asising, and this effect should be observed carefully. In order to pre-

vent resonance problems, most vibration units operate on variable frequencies above the resonance frequencies of buildings. Care must still be taken when passing through the frequency range from 0 to operation frequency and back to 0.

Compaction.

For soil compaction purposes vibrations are applied in order to achieve greater compaction effects, particularly on friction soils. The effects on compaction performance have been studied in great detail by ,many investigatiors, but considerably less interest has been shown in measuring resulting vibration levels transmitted to the surrounding areas. Nevertheless large vibratiory compaction units may produce both annoying vibration levels in nearby buildings and sometimes even damage.

In such cases several factors are involved such as total weight and contact area of the compaction unit, weight of rotating mass, rotation frequency, type of subsoil and distance. Most units, however, operate with frequencies in the range of f = 20 - 50 Hz which is above the resonance frequency of most buildings.

4. SOIL RESPONSE

If a soil is being exposed to repeated stress-strain changes it may undergo gradual changes in its behaviour or response, particularly for low-frequent stress changes. These changes in behaviour pattern have been an important target for research in the last decennium. The main field of application being earthquake engineering and off shore engineering.

41. Elementary principles.

Fig. 20.13 shows a saturated soil sample tested in a triaxial cell, in which the initial stress cinditions and the stress changes are easily controlled. The deviator stress change $\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$ is repeated N times under undrained conditions. These low-frequent repetitions will lead to:

Δu = pore pressure changes
$\Delta\epsilon$ = strain changes

both of which increase with time.

Typical results of Δu and $\Delta\epsilon$ as functions of N are shown in Fig. 20.13.

In both diagrams it is seen that the load repetitions lead to a cumulative change and "elastic" fluctuations around the average, cumulative trend.

The simplest expressions for the cumulative components are

$$\Delta u_{cu} = \frac{\Delta\sigma_d}{r_u} \ln N \tag{41-1}$$

$$\Delta\epsilon_{cu} = \frac{1}{r_\epsilon} \ln N \tag{41-2}$$

where r_u and r_ϵ are dimensionless resistance numbers, depending primarily on the degree

of shear mobilization in the soil sample during the test.

For undrained load changes on a fully saturated soil (with no volume change, ie $\epsilon_2 = \epsilon_3 = -\,{}^1/_2\,\epsilon_1$) the "elastic" fluctuations can be expressed as

$$\Delta u_e = \alpha \Delta \sigma_m \tag{41-3}$$

$$\Delta \epsilon_e = \frac{\Delta \sigma_d}{3G} \tag{41-4}$$

where $\Delta\,\sigma_m$ = change in mean, total principal stress and $\alpha \leqslant 1.0$. (Usually $\alpha < < 1$).

For low-amplitude load changes the response may be close enough to an elastic behviour to justify the use of the theory of elasticity.

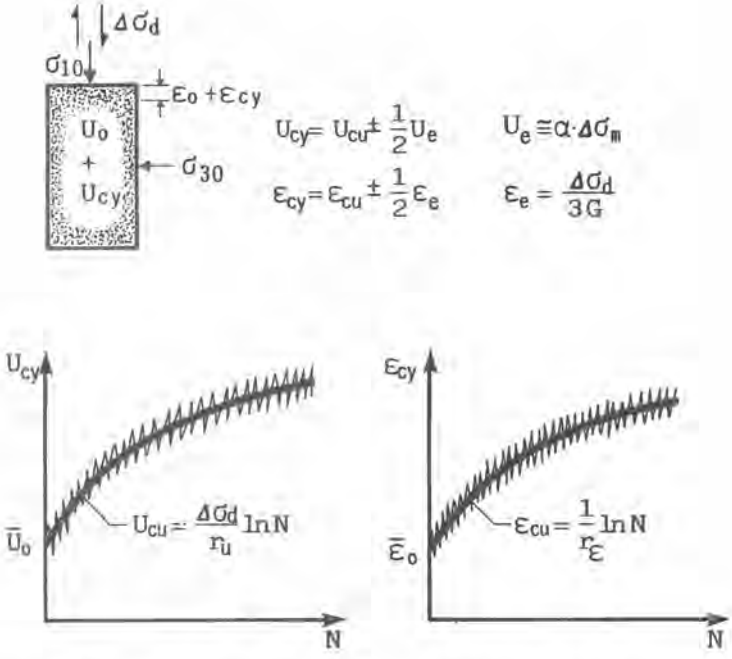


Fig. 20.13 Soil response due to cyclic loading in a triaxial cell. Basic principles.

42. Response parametres.

The equivalent elastic response parameter G can be determined in principle in many ways, wherof Eq. (41-4) indicates one way, while cross-hole methods in situ, and resonance column technique, in the laboratory, are others. For clay one finds that G-values depend on strain level, and a dimensionless plot of results is in prinsiple shown in Fig. 20.14 (b).

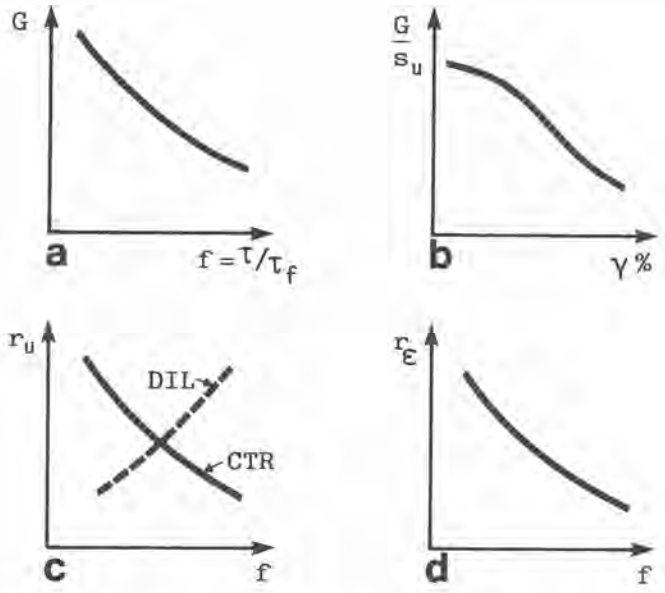


Fig. 20.14 Parameter dependency on degree of shear mobilization.

The cumulative parameters r_u and r_ϵ, for low-frequent stress changes, depend primarily on degree of shear mobilization, for a given soil and a given system of stress changes. This dependency is illustrated in principle in Fig. 20.14.(c) and (d).

The changes in the effective shear strength parameters due to load repetitions below acceptable shear stress levels may often be insignificant, so that the reduction in stability is due to increasing pore pressure. In total stress analysis the increased pore pressure is responsible for the apparent strength reductions.

5. ANALYTICAL MODELS

To model a complex vibration system for calculatory purposes is more or less an art. There are several ways of going about it, however, depending on the problem at hand.

A large number of practical cases deal with the interaction between soil and superstructure, both being exposed to dynamic action. In such cases one will have to idealize by models:

- the soil response
- the structure (masses and structural members)

It is commonly recognized that the accuaracy obtained for the interacting systems is mainly governed by the soil response model. Broadly speaking one can talk about two

cathegories of numerical solutions, or tools:

- computer program solutions
- analogue model solutions

A few comments will be given below for each cathegory.

51. Simple analogue models.

An example of a very simple analogue model may be represented by a mass m placed on an elastic half-space. The circular contact area is assumed rigid, and of radius r_0.

From theory of elasticity the static, vertical displacement y under the load $Q = mg = \pi q r^2_0$ becomes

$$y = \frac{\pi(1-\nu^2)}{2}\ \frac{qr_0}{E} = \frac{(1-\nu^2)Q}{2r_0 E} = \frac{(1-\nu)Q}{4r_0 G} \tag{51-1}$$

By definition of a spring constant k one gets

$$k = \frac{Q}{y} = \frac{4r_0 G}{1-\nu} \tag{51-2}$$

For $\nu = {}^1/_3$, for instance, it is seen that $k = 6\, r_0\, G$.

In free, undamped, vertical vibration of this mass-spring model the natural period T_{ny} becomes

$$T_{ny} = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi\sqrt{\frac{(1-\nu)m}{4r_0 G}} \tag{51-3}$$

This simple reasoning can be extended to a gravity platform exposed to wave action.

During a storm, periodic changes take place in the vertical force ($\pm \Delta Q_v$) in the horizontal force ($\pm \Delta Q_h$) and in the overturning moment at mudline ($\pm \Delta M_m$). These force variations will set the platform in motion. The combined effect of the various modes of vibration involved require very extensive and complex analyses.

However, if one isolates each mode of vibration (vertical and horizontal translation at the mudline, and rocking) one can use simple analogue models to obtain approximate information of considerable value.

The static displacements at mudline in vertical (z) and horizontal (x) directions will, according to a mass-elastic spring analouge, become

$$x = \frac{\Delta Q_h}{5\,GR} \tag{51-4}$$

$$y = \frac{\Delta Q_v}{6GR} \tag{51-5}$$

while the corresponding rocking angle ψ (or slope) about the fixed foundation center at mudline is

$$\psi = \frac{\Delta M_m}{4\,GR^3} \tag{51-6}$$

Herein,

G = shear modulus of soil
R = foundation radius (equivalent circle)

The analouge spring values corresponds very nearly to $\nu = {}^1/_3$ for all tree cases.

For each analouge model the corresponding natural period of vibration can be estimated by the following formula, when applying Q_v = mg = dead load of platform:

$$T_{nx} = 2\pi\sqrt{\frac{m}{5GR}} \tag{51-7}$$

$$T_{ny} = 2\pi\sqrt{\frac{m}{6GR}} \tag{51-8}$$

$$T_{n\psi} = \pi\frac{h}{R}\sqrt{\frac{m}{GR}} \tag{51-9}$$

In Eq. (51-9) h = height of equivalent center of lumped mass above mudline.

To exampify, let Q_v = 3500 MN, $\Delta Q_h = \pm 400$ MN, $\Delta Q_v = \pm 100$ MN, $\Delta M = \pm 13000$ MNm, R = 65 m, h = 120 m and G = 30 MPa. These data lead to:

$x = \pm 40$ mm $y = \pm 4$ mm $\psi = \pm 0.0004$
$T_{nx} = 1.2$ s $T_{ny} = 1.1$ s $T_{n\psi} = 2.5$ s

With these data, a point 250 m above mudline would sway ± 14 cm, if the platform was considered rigid.

The simple mass-spring model could easily be extended to a mass-spring-dashpot model for inclusion of damping.

For real systems there will be a coupling between those three modes of vibration. Especially for the y and ψ mode, taking this coupling into account will significantly change the natural frequencies above. Computations including coupling are more complicated than shown above.

52. Computer program solutions.

For complex structures on layered soil with non-linear characteristics numerial methods and computers are required for the solutions of vibration problems. In principle two methods of analyses are used today:

- finite element methods
- finite difference methods

Each of them have their specific advantages and disadvantages.

So far FEM is probably used most extensively of the two. Simple non-linearity and material damping can be accounted for, and solutions obtained by iterations over frequency. Extensive non-linearity, however, will require solutions for a large number of time steps. Geometric damping is very difficult to describe in FEM. However, with the use of transmitting boundaries and calibrition with known solutions attemps have been made to account for geometric damping in FEM.

Finite difference methods allow large flexibility in describing complex material models. Solutions can only be obtrained in several time steps. Otherwise there are similar restrictions as in FEM.

6. VIBRATION MEASUREMENTS

The purpose of vibration measurements is to quantify the parameters which characterize a vibration sequence. These parameters depend on the problem under consideration and vibrations usually represent rather complex sequences. Vibration measurements are thus not a very simple thing.

61. Scope of problem

Vibrations in the ground, or in structures in interaction with the ground, have aqtual frequencesies ranging approximately between 1/100 Hz to 100 Hz.

Almost all devices for measuring vibrations are nowadays electronic. Only such devices are dicussed here.

Even the simplest instrumentation for measuring vibrations must contain three basic elements:

- a vibration sensor (transducer)
- a signal conditioning unit
- a readout/display unit

For problems requiring more elaborate measurements two additional elements are required:

- a unit for storing and replaying the measured sequences
- an analysing unit

Each of these units will be commented on in the order given above.

62. Sensors

Two different types of sensors are commonly used for measuring ground and structural vibrations:

- velocity transducers (seismometers)
- accelerometers

Ordinary velocity transducers are electrodynamic. The most used types have a frequency range from about 4 to 10 Hz up to some 100 Hz. These units are sturdy, unaffected by humidity and give no noise problems when connected to long cables.

Ordinary accellerometers are piezoelectric or piezoresistive. Such units are well suited for indoor use under dry conditions. The cable length is restricted to some few meters. The units can be used in the frequency range from some 1000 Hz down to a few Hz. A variety of different sensitivities are available, but no accellerometer of this kind has high enough sensivity for measuring really low frequency vibrations. Accellerometers generally have large accuracy.

Measuring vibrations in the very low frequency range from about 1/100 Hz to about 1 Hz is difficult. Even if the displacements and velocities are considerable, the acceleration levels are extremely low. For these purposes servo accellerometers is the only suitable type. These are highly sensitive and accurate units.

63. Signal conditioning readout/display units

All signal conditioning units contain at least an amplifier with variable gain. Usually filters are also contained to eliminate signals outside the frequency ranges of interest.
Integrators are often included to transform signals from velocity transducers into displacements, or signals from accellerometers into velocity or displacement.

A variety of different possibilities can be included in the signal conditioning depending on the applications of the unit.

The most commonly used display units, when more information than a peak average value is required, are pen recorders or UV-recorders. These recorders trace the vibration sequence on a strip chart. They can be either single or multi chanel (usually 2, 6 or 12 ch.).

Pen recorders can trace vibrations with frequencies up to about 50 Hz. The corresponding limit for UV-recorders can be extended to several 1000 Hz depending on the galvanometer put into the unit.

64. Recording analysing units

Upon examination of the charts from this kind of recorder, a well trained operator can avaluate parameters such as maximum values, mean values, and prevalent frequencies, provided that the signals do not contain too many frequency components. The evalution will, however, tend to be somewhat subjective.

To get a more accurate and general analysis of the vibration signals special analysing equipments must be used.

Signals to be analyzed are generally recorded on tape recorders and later replayed into an analyser.

Almost all of today's analyses of vibration signals are based on digital signal processing.

More sophisticated analyses, especially analyses involving processing of simultaneously recorded signals from several sensors, require the use of large computers, containing software-programmed analysing routines.

Measuring vibrations to obtain somewhat more than peak value or an average value can seem complicated to a non-specialist. However, today's developement in microprosessor electronics will in the near future put into the market a variety of vibrationmeasuring instruments suitable for many purposes.

7. ACCEPT CRITERIA

From static design it is well known that a very difficult part is to obtain precise accept criteria. The best example of these difficulties are criteria for allowable settlements, not to mention allowable differential settlements. The present basis is purely empirical.

In dynamics the situation is not better. Although noteworthy efforts have been made all over the world, and a number of tentative "design diagrams" exist, there are still a large number of questions ahead, – to be better clarified.

The present state of art should hence call for intensified efforts to utilize full scale case records for statistical analyses for the purpose of improving the existing and obtaining new empirical accept criteria.

8. REFERENCES

For further study of basic principles, see eq.

Richard, F. E., R. D. Woods and J.R. Hall (1970): "Vibration of soils and foundations". Prentice-Hall, 414 p.

Otherwise, parts of this lecture is based on:

Frydenlund, T. E. (1977): "Vibrasjoner fra vegtrafikk og enkelte anleggsaktiviteter." Int. rapp. nr. 779, Veglaboratoriet, Oslo.

Janbu, N. (1976): "Soils under cyclic loading". Chairman Report, Specialty Session, BOSS 76, Trondheim. Vol II, pp. 373-385.

Janbu, N. (1979): "Design analyses for gravity platforms". BOSS 79, London Vol. I, pp. 407- 426.

NTNF. Safety Offshore (1979): "Earthquake risk for offshore installations: preliminary study". Report, 28/1. 25p.

Selnes, P.B. (1979): "Aspects of engineering seismology and seismicity in Scandinavia". Soil Dynamics Course, VBB, Stockholm 1979. NGI Internal Report, 51508-8.

Westerlund, G. J. (1978): "Undersøkelse av dynamisk skjærmodul i leire". Dr. ing. theses. Geoteknikk, NTH, Trondheim.

Wiss, J.F. (1967): "Damage effects of pile driving vibration", No 155 Highway Research Record.

Øner, M. , (1975): "A Finite Element Approach to the Equivalent Spring Constant Problem in Soil Dynamics". Dr. ing.Theses. Norw. Inst. of Techn., Trondheim.

Dawn, T. M. (1979): Ground Vibration from Passing Trains"
Standworth, C. G Journal of Sound and Vibration Vol. 66 No 3 p. 355.

GRUNNSJOKKBELASTNINGER PÅ FJELLANLEGG

Ground shock on rock installations.

Overing. K. E. Aase, Fortifikasjon A/S.

SAMMENDRAG

Sprengning av kjerneladninger og store konvensjonelle bomber og sprengladninger kan forårsake jordskjelvliknende grunnsjokk i jord og fjell. Fjellanlegg tåler generelt store grunnsjokkbelastninger, skader kan imidlertid påføres personell, innbygning, instrumenter og utstyr. Beregningsmetodene for grunnsjokkets størrelse er usikre og for lite spesifiserte. Det er vanskelig helt eksakt å forutsi virkningen på et aktuelt anlegg. Oppgaver over hva instrumenter og utstyr tåler av grunnsjokk er mangelfull. Beregningsmetoden gir sannsynligvis verdier på den "sikre siden", og beskyttelsestiltakene blir derfor i noen grad overdimensjonerte. Forsøk og undersøkelser pågår i mange land for å komme fram til nye sikrere og mer pålitelige beregningsmetoder.

SUMMARY

Nuclear explosion and explosion of big conventional bombs and charges, generates groundshock waves in the ground similar to those from earthquake. Rock caverns are generally resistant to groundshock loadings, but the installations, instruments and personell mey be hurt. The calculation methods are uncertain and too general. It is difficult to transfer the calculation results to the cavern in question. Information about groundshock tolerances for instruments and equipment are inadequate. The calculation methods will give results on the "safe side" and the protection meassurements are therefore to some degree oversized. Further tests and investigations to produce new reliable calculation methods are going on in many countries.

Grunnsjokk

Jordskjelvet i El Asnam viste hvilke ødeleggelser som kan oppstå når grunnen beveger seg og rister.

Liknende bevegelser kan frembringes kunstig ved kjerneladningseksplosjoner og i noe mindre skala også med store konvensjonelle bomber og sprengladninger. Slike kunstige påkjenninger i grunnen kaller vi med et fellesnavn for grunnsjokk.

Grunnsjokket vil være noe forskjellig avhengig av hvor eksplosjonen skjer. En skiller van-

ligvis mellom følgende sprengningstyper, vist i figur 21.1.

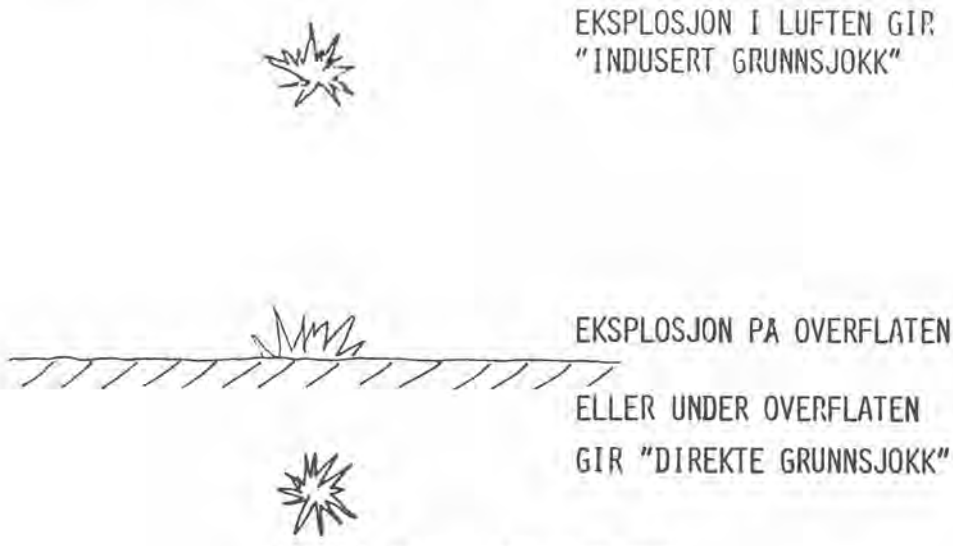


Fig. 21.1 Skisse av eksplosjonstyper.

1) Under overflaten
2) På overflaten
3) I luften

Eksplosjoner under overflaten er årsak til:
Direkte grunnsjokk.
Eksplosjoner på overflaten gir både:
Direkte og indusert grunnsjokk.
Eksplosjoner i luften er årsak til det vi kaller
Luftindusert eller bare indusert grunnsjokk.

Virkningene av grunnsjokket er igjen avhengig av grunnforholdene, og de er som kjent svært forskjellige. Dette gjør det vanskelig å beregne grunnsjokket siden formelverket stort sett bare skiller mellom:

1) Eksplosjoner i fjell og
2) Eksplosjoner i jord.

Erfaringene med grunnsjokk fra kjerneladninger skriver seg naturlig nok mest fra amerikanske forsøk i ørkenstrøk, og i helt forskjellig fjell fra det vi har.

Det er imidlertid gjort en del forsøk både her og i utlandet med sprengning av store konvensjonelle ladninger. Resultatene er siden skalert opp til å tilsvare virkningene av kjernlad-

ninger. Det er også utført en rekke forsøk i laboratorier, men resultatene gir svært forskjellige verdier på grunnsjokket, og det er vanskelig å overføre resultatene til et aktuelt anlegg i fjell.

Utbredelse og virkning av grunnsjokk i fjell

Ved eksplosjoner under eller på overflaten går en del av energien med til å danne krateret, en del går til varmestråling, og fra kjerneladninger går noe til radioaktiv stråling. Resten går med til å danne en sjokkbølge som forplanter seg utover fra sprengningsstedet både i luften og i grunnen.

Sjokkbølgen setter bakken i bevegelse, og det oppstår svingninger som i fjell vanligvis har en frekvens mellom ca. 40 p/s og 150 p/s avhengig av hvor hardt fjellet er. Frekvensen er ikke direkte proporsjonal med elastisitetsmodulen, men øker i et visst forhold til denne.

Svingningene brer seg i fjeller som såkalte mediebølger, og når disse treffer overflaten og reflekteres langs denne, får en overflatebølger, fig. 21.2.

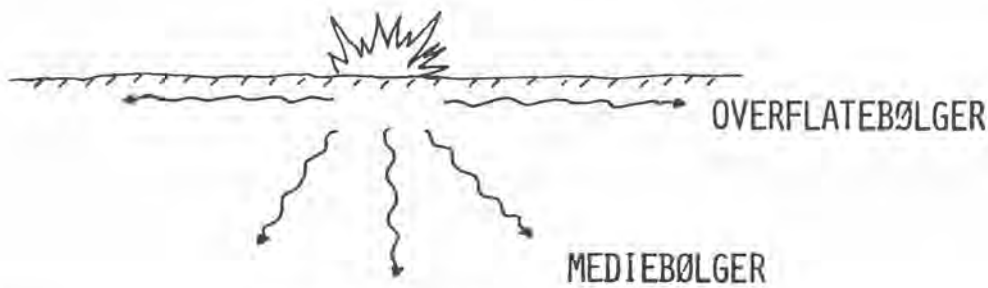


Fig. 21.2 Utbredelse av grunnsjokkbølger.

Mediebølgene sprer seg i alle retninger ut fra eksplosjonsstedet og er sammensatt av støtbølger som gir en fram- og tilbakegående partikkelbevegelse i bølgeretningen og en skjærbølge på tvers av bølgeretningen.

Skjærbølgen forplanter seg med noe mindre hastighet enn støtbølgen.

Overflatebølgene gir både vertikale og horisontale svingninger langs bølgeretningen og på tvers av denne. For bygninger på overflaten har det vist seg at det er de vertikale svingningene som er de farligste.

Det er meget kompliserte bevegelser som oppstår. Registreringene på fig. 21.3 viser en typisk bevegelse for en 20 t granittblokk. Vi ser at bevegelsene foregår i alle retninger. Seismogrammet i fig. 21.4 viser et opptak fra kjerneladningsprøvene i operasjon "Stagecoach" 1500 m fra nullpunktet. Opptaket viser bevegelser fram og tilbake, opp og ned og til høyre og venstre i forhold til bølgeretningen. Vi ser videre at varigheten er liten, 2-3 s, i forhold til jordskjelv som kan vare opptil 10-30 s.

Når en slik sjokkbølge treffer et fjellrom, vil den bli reflektert som en strekkbølge, og en kan få utstøtning av fjellet fordi fjellet bare kan oppta små strekkpåkjenninger.

Indusert grunnsjokk får vi når en sjokkbølge i luft farer fram over bakken. Sjokkbølgen i

luft avtar langsommere i styrke enn et direkte grunnsjokk fra en eksplosjon under overflaten. Indusert grunnsjokk vil derfor kunne gi skader på lengre avstand fra sprengningspunktet enn tilsvarende skader fra et direkte grunnsjokk. Se fig. 21.5 der forholdet mellom rekkevidde av indusert og direkte grunnsjokk er illustrert.

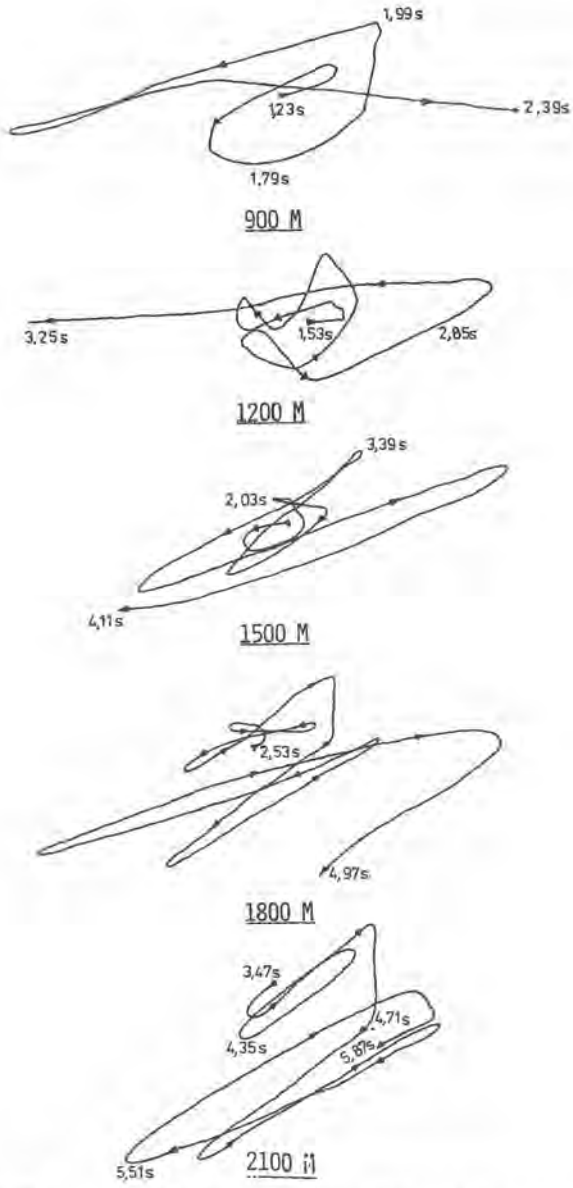


Fig. 21.3 Partikkelbanen til en 20 t granittblokk ved kjerneladningsprøven ved Drowing Ford site. Bemerk: Avstanden fra nullpunkt oppgitt i m, tiden etter sprengning i sekunder.

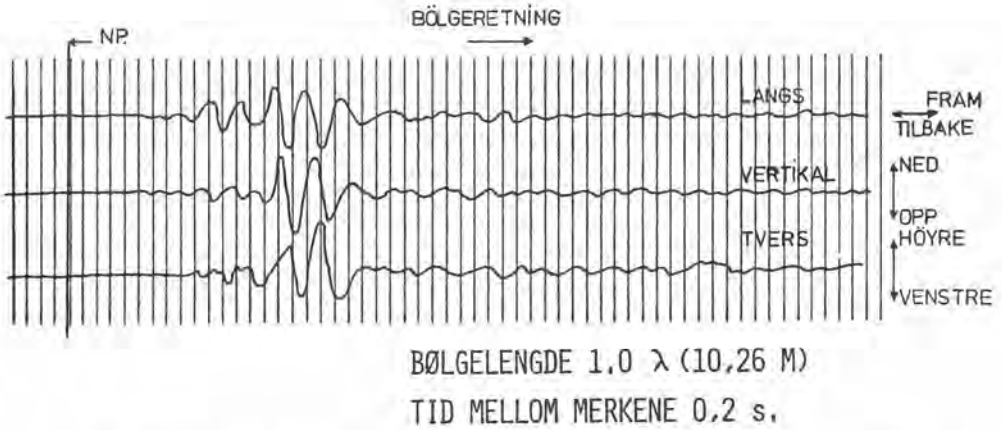


Fig. 21.4 Seismisk opptak 1500 m fra nullpunkt for operasjon "Stagecoach".

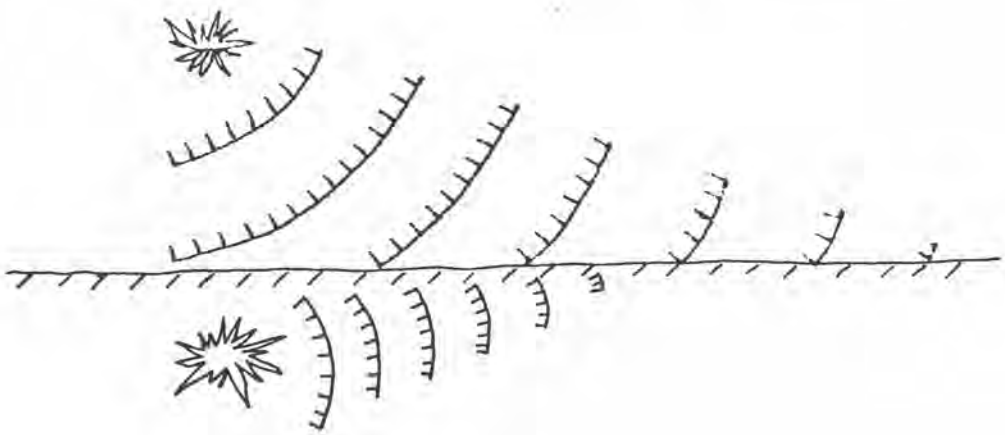


Fig. 21.5 Luftsjokkbølgen avtar langsommere i styrke enn en direkte grunnsjokkbølge,og indusert grunnsjokk vil derfor opptre på lengre avstand fra nullpunktet enn direkte grunnsjokk.

Ved indusert grunnsjokk skiller en mellom tre forskjellige tilfeller avhengig av forplantningshastigheten til luftsjokkfronten. Vi ser av fig. 21.6 at ved det superseismiske tilfellet er luftsjokkfrontens hastighet større enn grunnsjokkbølgenes hastighet.

Ved det transseismiske tilfelle ligger luftsjokkfrontens hastighet mellom trykkbølgens og skjærbølgens hastighet. Ved det subseismiske tilfelle er begge grunnsjokkbølgenes hastigheter større enn luftsjokkfrontens hastighet.

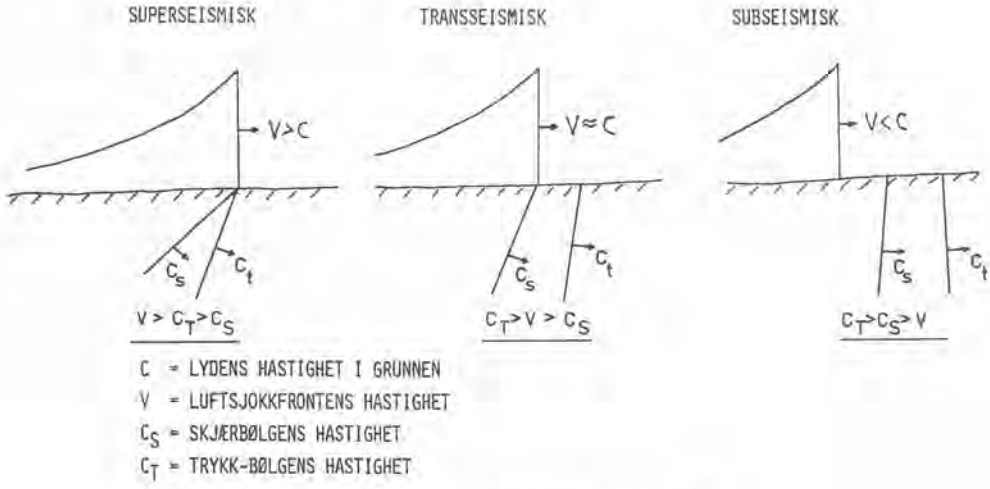


Fig. 21.6 Typer av indusert grunnsjokk.

Tabell 21.1 Tabell for overgang mellom superseismisk og trans- og subseismisk indusert grunnsjokk.

GRUNNFORHOLD	LUFTSJOKKFRONTENS TRYKK MOT GRUNNEN MPA (1 MPA = 10 ATO)
GROV SAND (TØRR)	0,1 - 0,7
GROV SAND (VAT)	0,3 - 3,4
SANDHOLDIG LEIRE	0,7 - 3,4
SANDSTEIN	3,4 - 13,6
SKIFER	4,4 - 17
GNEIS	7 -
KALKSTEIN	10 -
GRANITT	20 -

TRYKKET MOT GRUNNEN VED OVERGANG MELLOM SUPER- OG TRANSSEISMISK HASTIGHET PÅ LUFTSJOKKFRONTEN. MINDRE TRYKK ENN ANGITT INNEBÆRER TRANS- ELLER SUBSEISMISK GRUNNSJOKK.

Ved superseismiske grunnsjokk kan grunnsjokket beregnes basert på teorien om utbredelse av en en-dimensjonal bølge.

Ved sub- eller transseismiske grunnsjokk forplantes det induserte grunnsjokket fortere enn luftsjokket. Dette gjør det vanskelig å beregne deformasjonene i marken.

Overgangen mellom superseismisk og transseismisk grunnsjokk er forskjellig, avhengig av grunnforholdene og det statiske trykket i luftsjokkfronten. Er luftsjokkfrontens trykk mindre enn verdiene angitt i tabell 21.1, har man å gjøre med et trans- eller subseismisk grunnsjokk, og må velge beregningsformler i henhold til dette.

De grunnsjokkverdier en vanligvis er interessert i å beregne, er:

1) Trykket i grunnsjokkfronten
2) Impulsen
3) Varigheten av trykkpulsen
4) Akselerasjonen i vertikal og horisontal retning
5) Hastigheten i vertikal og horisontal retning
6) Forskyvninger i vertikal og horisontal retning.

For fjellanlegg må man beregne grunnsjokkvirkningen på følgende anleggsdeler:

1) Inn- og utgangstunneler
2) Hoved- og sidehaller
3) Inn og utgangsbarrierer
4) Ventilasjons- og pipesjakter
5) Ømtålige installasjoner og utstyr
6) Innbygningen herunder:
   - Ut- og innvendige vegger
   - Tak og dekker
   - Gulv og fundamenter

Resultatet av disse beregningene legges til grunn for videre beregning av nødvendige tiltak for å sikre:

1) Mot steinsprang fra tak og vegger
2) Mot at hvelv, vegger eller gulv bryter sammen
3) Mot at barrierene bryter sammen eller at det oppstår lekkasjer
4) Mot lekkasjer i vannbasseng og drivstofftanker
5) Mot at det oppstår farlige vibrasjoner eller rystelser i utstyr og innstallasjoner
6) Mot at personell blir skadet.

Beregning av grunnsjokket

Påkjenningene fra grunnsjokket på bygningsmessige konstruksjoner finnes hovedsaklig ved beregning av treghetskrefter.

Konstruksjoner som er fast forbundet med fjellet, får tilnærmet samme akselerasjon som dette.

Frittstående vegger, installasjoner o.l. får akselerasjonpåkjenninger avhengig av egensvingetallet og av hvorledes de er koplet til andre grunnsjokkpåkjente deler.

Sikringen består hovedsaklig i oppdimensjonering av den aktuelle konstruksjonsdel eller ved beregning av nødvendig sjokkdempning slik at det dynamiske system får en egenfrekvens som reduserer grunnsjokkets virkning til et akseptabelt nivå.

I de tilfeller der det ut fra erfaring ser ut til at konstruksjonsdelen tåler påkjenningene, kan det være tilstrekkelig å foreta kontrollberegninger.

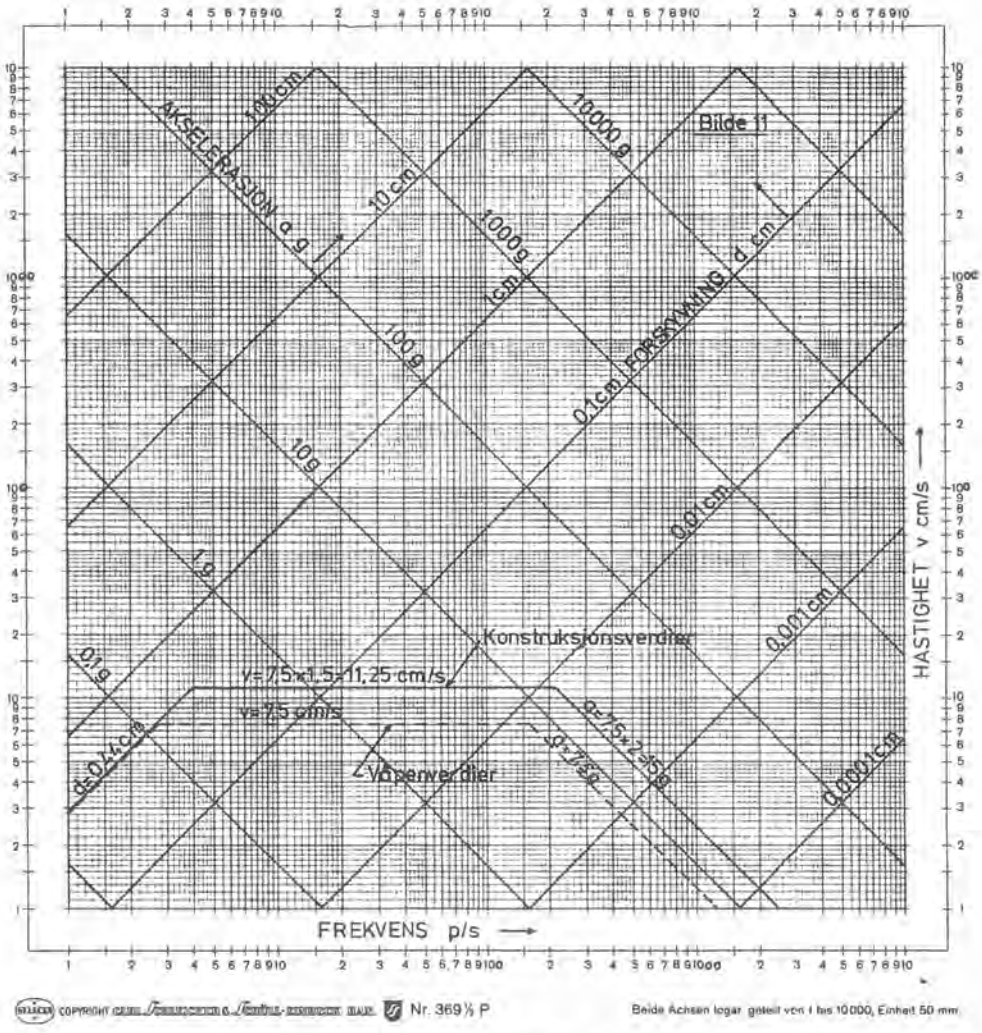


Fig. 21.7 Eksempel på sjokkspekter.

Til hjelp i beregningsarbeidet bruker en et grunnsjokkspekter hvor de aktuelle verdier for

forskyvning, hastighet og akselerasjon tegnes inn. Grensekurven for de verdiene konstruktøren skal bruke beregnes slik:

1) Antatt forskyvninger x 1
2) Antatt hastighet x 1,5
3) Antatt akselerasjon x 2. Dette gjelder for direkte og luftsjokkindusert grunnsjokk i fjell.

I fig. 21.7 er det tegnet inn verdier for:

1) En 100 kt lufteksplosjon som treffer et fjellanlegg med en luftsjokkbølge som har et statisk overtrykk i bølgefronten på 1 MPa (10 ato).

2) Grunnsjokkverdiene for våpenvirkningene er tegnet med streket linje, og de verdiene en skal bruke i styrkeberegningene for anlegget, er tegnet med hel linje.

Med hensyn til selve fjellrommet er det spesielt faren for utstøtning som må hindres. Dette kan gjøres f. eks. med bolter, sprøytebetong eller annen forsterkning. Generelt har det vist seg at fjellrom er meget sikre mot grunnsjokk og at det skal direkte treff av ganske store våpen til for å skade et fjellanlegg alvorlig.

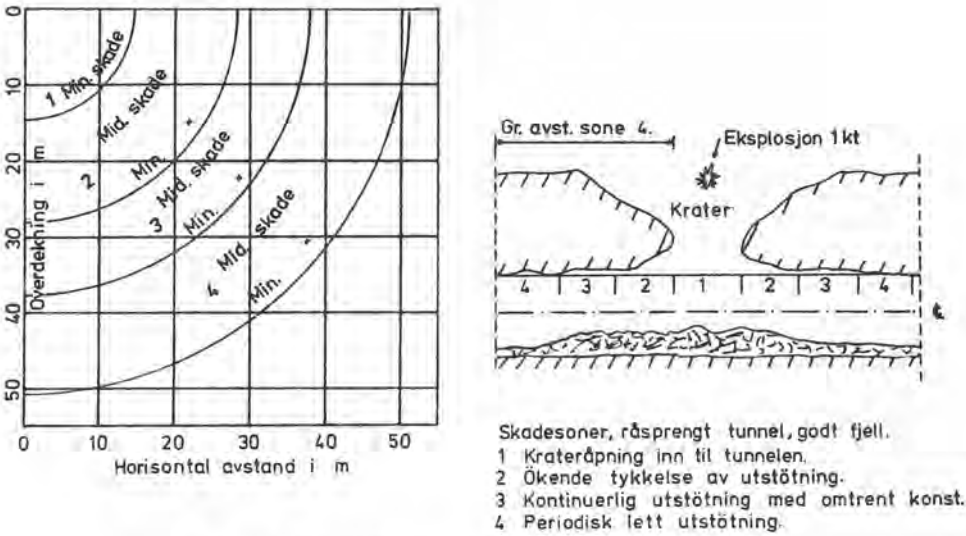


Fig. 21.8 Eksempel på virkning av en overflateeksplosjon.

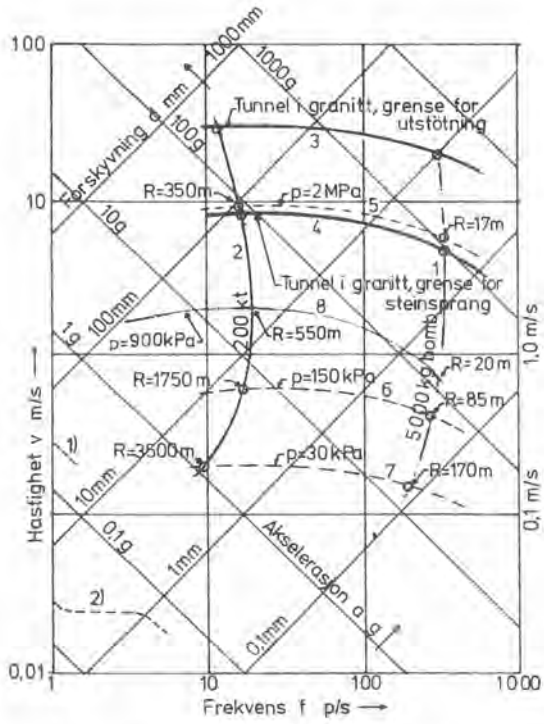
På fig. 21.8 ser vi virkningen av en 1 kt overflateeksplosjon på en tunnel i godt fjell av granitt. Påførte skader er inndelt i soner fra 1 til 4.

1) I sone 1 får en et krater og kan risikere gjennomslag.

2) I sone 2 og 3 kan en risikere utstøtning i tunneltaket. Noe større tykkelse i sone 2 enn i sone 3.

3) I sone 4 er risikoen kun enkelte steinsprang og mindre partier med utstøtning.

4) Skissen viser også omtrent tykkelse på den steinhaugen som vil dannes av steinmassene som detter ned fra tak og vegger. I diagrammet ser vi at skadene reduseres raskt med økende avstand mellom anlegg og eksplosjon og med økende overdekning. Inntreffer f.eks. eksplosjonen på en avstand av 45 m og vi har en overdekning på ca. 15 m vil det bare oppstå minimum skader, hvilket omtrent tilsvarer skader i sone 4.



Våpen	Enhet	Grenseverdi: Utstøtning	Grenseverdi: Steinsprang	Luftsjokktrykk p Pa: 2MPa 20 atm	150kPa 1,5atm	30kPa 0,3atm
5000 kg bombe	Skadeavstand R m			17	85	170
	v m/s	20	4,9	6	0,42	0,15
	d mm	12	2,6	3,1	0,26	0,13
	a g	3800	1000	1200	75	19,5
	f p/s	290	320	320	270	200
200 kt	R m			350	1750	3500
	v m/s	20,8	8,2	9	0,63	0,2
	d mm	400	80	95	6	3,5
	a g	200	83	90	6,5	1,2
	f p/s	11	16,5	16	17	9,5

Fig. 21.9 Overflateeksplosjon. Direkte grunnsjokk i tunneler i granitt.

Dette framgår også av sjokkspekteret i fig. 21.9. Her er det tegnet inn beregnede direkte grunnsjokkverdiene for overflateeksplosjoner i fjell av en konvensjonell bombe og en kjerneladning.

Kurve 1 gjelder for en 5000 kg's konvensjon eller bombe. Kurve 2 gjelder en 200 kt kjerneladning. Kurve 3 og 4 gjelder nedre grense for utstøtning og nedre grense for stein-

sprang. Hele kurvene 5,6 og 7 gjelder luftsjokkfrontens statiske trykk henholdsvis 2 MPa, 150 kPa og 30 kPa.

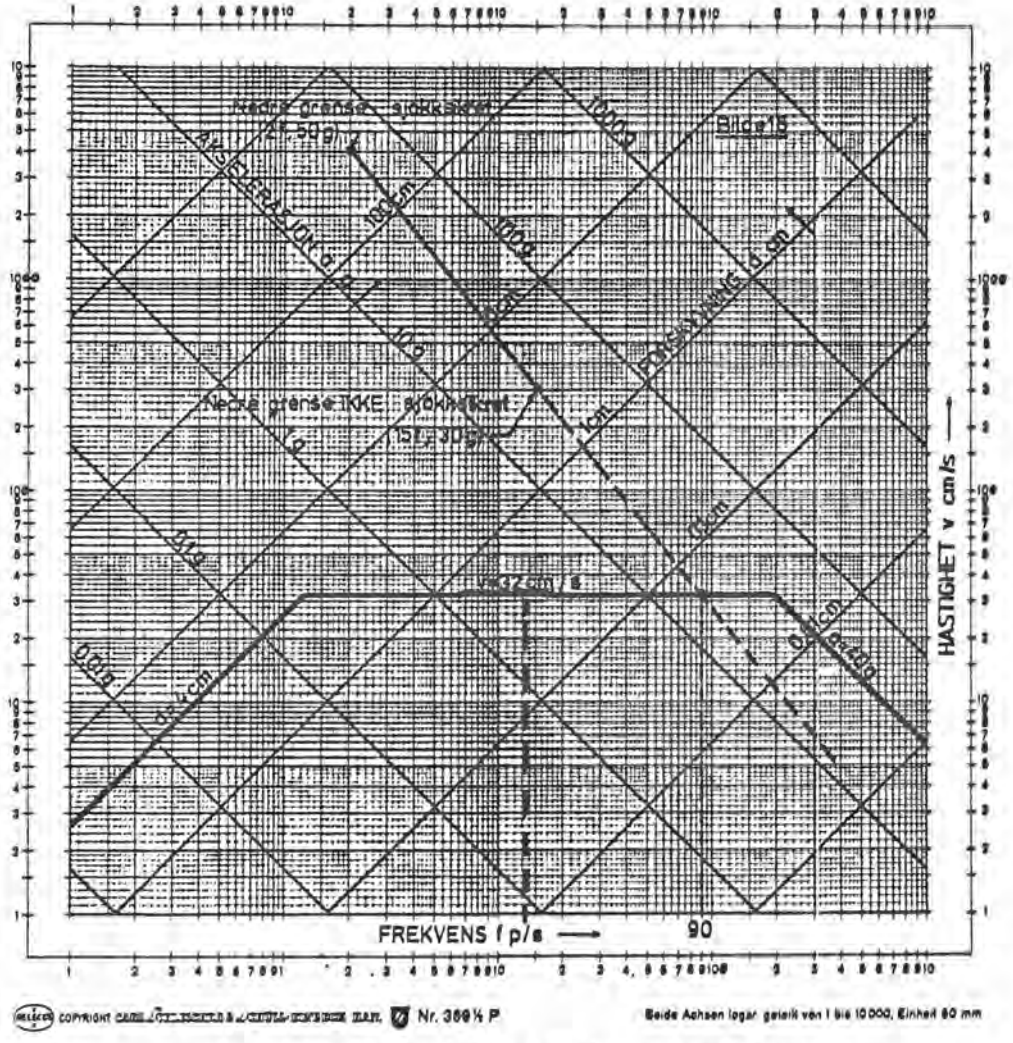


Fig. 21.10 Eksempel på bruk av sjokkspekterdiagram.

Vi ser også fra de verdiene som er oppført i tabellen at det skal store krefter til for å gi utstøtning. F.eks. for en 5000 kg's bombe kreves det en akselerasjon helt opp til 3800 g og en forskyvning på 12 mm før en kan forvente utstøtning i godt fjell. Vi ser også at på avstand (overdekning) på 17 m, så er det bare risiko for mindre steinsprang.

For en 200 kt kjerneladning kreves det naturlig nok adskillig større avstand (overdekning); opptil 350 m for å redusere skaden til enkelte steinsprang. For disse store kjerne-

ladninger skal det altså flere hundre meter overdekning til for å hindre utstøtning ved overflateeksplosjoner. Ved bruk av kjerneladninger kreves det av hensyn til egne tropper og eget territoriums sikkerhet at det minst skal være 90 til 99 % sannsynlighet for at en ladning ikke skal eksplodere på eller under overflaten. Vi behøver derfor normalt bare å ta hensyn til luftsjokkindusert grunnsjokk.

Kurve 8 viser induserte grunnsjokkverdier for en 36,6 lufteksplosjon hvor luftsjokkfronten har et trykk på 900 kPa (9 ato). Vi ser at denne kurven ligger langt under det som er nødvendig for at man kan få steinsprang eller utstøtning.

Innbygningen, utstyr og installasjoner kan derimot skades og må eventuelt grunnsjokksikres.

Dersom toleransegrensene for instrumenter og utstyr ikke er kjent, må utstyret sjokkprøves i en sjokkmaskin, eller om dette ikke er mulig, kan man holde seg til de generelle regler for maksimal akselerasjon og frekvens:

1)	Mekanisk utstyr	a	$\leqslant$ 3g
		f	$\leqslant$ 10 p/s
2)	Elektrisk utstyr	a	$\leqslant$ 3g
		f	$\leqslant$ 10 p/s
3)	Elektronisk utstyr	a	$\leqslant$ 1,5g
		f	$\leqslant$ 10 p/s.

En del utstyr er prøvet, og oppgaver over hva utstyret tåler av sjokk og vibrasjoner finnes i forskjellige handbøker, og det er også endel fabrikanter som kan oppgi sjokkverdier for sitt utstyr. Noe av dette utstyret er oppført i tabell 21.2.

Det er antatt at "Ingen skade" tilsvarer tabellens nedre verdier.
"Moderat skade" ligger omtrent midt i området.
"Stor skade" ligger ca. 4 ganger høyere enn verdiene for "Moderat skade".

For utstyr som ikke anses livsviktig er det tilstrekkelig å sjokksikre til nivå for "Moderat skade", mens alt annet utstyr må sikres etter nedre grense for "Ingen skade".

Utstyrets toleranse varierer med frekvensen.

Som et eksempel på bruken av tabellverdiene og et sjokkspekter som tidligere er vist, har jeg valgt en vifte fra gruppe 3. Viften skal sikres til et nivå for "Ingen skade", og vi bruker tabellens laveste verdier.

I vårt tilfelle tegner vi inn punkter for verdiene f = 2 p/s og a = 50 g, samt f = 15 p/s og a = 30 g. Disse punktene forbinder vi med en linje som eventuelt ekstrapoleres ned til aktuelt område for konstruksjonsverdiene.

I vårt eksempel er konstruksjonsverdiene tilfeldig valgt til:

1)	Forskyvning	d = 4 cm
2)	Hastighet	v = 32 cm/s
3)	Akselerasjon	a = 40 g

Vår vifte er festet med to bolter som tåler en akselerasjon på 50 g og behøver derfor ingen ytterligere forsterkning.

Derimot ser vi at viftens toleransekurve skjærer konstruksjonskurven ved frekvensen f = 90 p/s. Frekvensen er for høy i forhold til oppgitt toleranseverdi for viftens frekvens.

Tabell 21.2 Tabell som viser antatt skadegrense for frekvens og akselerasjon for en del utstyr.

GRUPPE	UTSTYR X)	SJOKK-SIKRET	ANTATT SKADEGRENSE	
			F EGENFREKVENS P/S	A AKSELERASJON G
1	MOTORER, GENERATORER, TRANSFORMATORER (2000 KG)	NEI	5 - 15	10 - 30
		JA	1 - 5	10 - 60
2	PUMPER, KONDENSATORER KLIMAANLEGG (500 - 2000 KG)	NEI	10 - 20	15 - 45
		JA	1 - 7	30 - 90
3	VIFTER, SMÅ MOTORER (500 KG)	NEI	15 - 35	30 - 70
		JA	2 - 10	50 -150
4	SB-STATIVER, RELEER, ROTERENDE MAGNET ENHETER, STORT ELEKTRONISK UTSTYR MED ELEKTRONRØR	NEI	10 - 50	2 - 8
		JA	2 - 10	10 - 90
5	LITE ELEKTRONISK UTSTYR, RADIOER, LYSPÆRER	NEI	20 - 80	20 - 80
		JA	2 - 25	50 -450
6	TV-RØR	NEI	5 - 25	1,5 - 4,5
		JA	1 - 5	5 - 25
7	TRANSISTORISERTE REGNEMASKINER, LYSRØR, ATOMREAKTORER	NEI	10 - 50	5 - 20
		JA	1 - 15	20 -200
8	STORE BATTERIER (ALLE TYPER) RØR, KANALER	NEI	5 - 35	20 -120
		JA	1 - 10	50 -250

X)
EN NOE MER UTFØRLIG LISTE FINNES I FORTIFIKASJONSHÅNDBOKEN 1973.

Tabell 21.3 Skadegrenser for personell ved påvirkning av grunnsjokk.

SJOKKRETNING OG TYPE	SKADEGRENSE		
	AKSELERASJON A G.	HASTIGHET V CM/S	VARIGHET T MS.
VERTIKALSJOKK OPPOVER			
STÅENDE PERSONER	20	300	15
SITTENDE	15	400	15 30 30
VERTIKALSJOKK NEDOVER			
GRENSE FOR KONTAKT MED UNDERLAGET	1		
STÅENDE		300	
SITTENDE		400	
HORISONTALSJOKK			
STÅENDE	0,5		
SVINGNINGER VERTIKALE OG HORISONTALE.			
SITTENDE FAST-SPENT (70 KG)			
F ≤ 10 HZ	1,75		
F > 10 HZ	0,1xHZx1,75		
STÅENDE VERTIKALE	0,75		
HORISONTALE	0,75		
KOMBINERTE SVINGNINGER			
SITTENDE			
F ≤ 10 HZ HORISONTALE/ VERTIKALE	1,75		
F > 10 HZ "	0,1xHZx1,75		
STÅENDE HORISONTALT	0,75		
VERTIKALT	0,5		

Med oppgave over viftens vekt og data for sjokkdempernes fjærkonstant kan viftens egenfrekvens beregnes.

Egenfrekvensen bør dempes ned slik at det ikke er fare for at det kan oppstå interferens med annet utstyr i nærheten, f.eks. viftens motor som i vårt eksempel er beregnet til 25 p/s, og viftens egenfrekvens er beregnet dempet ned til 13 p/s. Ved denne frekvens leser vi av viftens forskyvning til 0,26 cm, hastigheten til 32 cm/s og akselerasjonen til 2,6 g.

Personell som er inne i fjellanlegget, vil også bli påvirket av grunnsjokket. Det er svært mange faktorer å ta hensyn til, bl.a. personellets vekt, kondisjon, om man sitter, står eller ligger, hvilket underlag man har osv.

På en stående person er det bena som skades, mens en sittende person er mest utsatt i ryggen, og for en liggende person er hodet mest utsatt.

Tabell 21.3 viser eksempler på skadegrenser. Personellet tåler ganske store akselerasjoner, men det som er farligst for personellet er at de faller og blir skadet ved sammenstøt med skarpe og harde kanter o.l. Dette må vi ta hensyn til ved vurdering av om f.eks.hele innbygningen i fjellanlegget skal sjokkdempes eller ikke.

Det skal store våpen til for å skade et fjellanlegg med grunnsjokk. Vi vet imidlertid at slike våpen finnes. Vi må derfor også ta hensyn til grunnsjokket ved sikring av viktige anlegg mot krigsskader selv om grunnsjokkberegningene er vanskelige og usikre.

For best mulig å beregne og begrense virkningene av grunnsjokket, bør man følge følgende oppskrift:

1) Foreta så grundige geologiske undersøkelser av byggetomten som mulig.

2) Fastlegge beskyttelsesnivået.

3) Beregne grunnsjokkverdiene.

4) Fastlegge best mulig planløsning og orientering av innganger og haller i forhold til fjellforholdene.

5) Bruke et sprengningsprofil på haller og tunneler som gir minst spenning i fjellet.

6) Foreta forsiktig slettsprengning.

7) Sikre fjellet med prøvede og anerkjente sikringsmetoder.

8) Bruke seige og sterke materialer i innbygninger, f.eks. stål og armert betong.

9) Unngå bruk av sprøe materialer eller uarmert betong, murverk.

10) Unngå bruk av betongpuss fordi den har tendens til å løsne.

11) Sjokkisolere hele eller deler av innbygningen.

12) Montere ømtålig utstyr på sjokkdempere.

13) Sørge for at forbindelser mellom faste og bevegelige konstruksjoner gjøres fleksible.

For de som er spesielt interessert i grunnsjokk og grunnsjokkberegninger henvises til Fortifikasjonshåndboken 1973 kapittel 5, utgitt av Forsvarets bygningstjeneste.

Litteraturliste

- Fortifikasjonshandboken 1973, FBT.
- Rapport nr. 68 - 7 - K. Retningslinjer for sikring av tilfluktsrom mot grunnsjokk. E. Skomedal og T. K. Nilssen, DNV.
- Notat 19/62. Sjokkbølger i jord og fjell. A.Jensen, FBT.
- T.M.nr. B 44 nov. 1970. Luftstötvågsinducerad markskakning.Hasse Odenö. Fortifikasjonsförvaltningen Forskningsbyrån, Stockholm.
- Notat nr. 140/79, Dempning av kraterindusert grunnsjokk. Einar S. Halseth, FBT.
- Notat nr. 127/78, Grunnsjokk. Litteraturstudier med tanke på parametre til bruk ved prøving av utstyr, samt konstruksjon og dimensjonering av anlegg, FBT.
- TN - F - 315/77. Shockwavw - Rough surface interaction. D. Hveding, FFI.
- The effects of nuclear weapon 1964. S. Glasstone. USA atomic energy commision.

SJOKKBØLGER I FJELL – EKSEMPEL FRA FORSØK UTFØRT I FRANZEFOSS BRUKS STEINBRUDD PÅ STEINSKOGEN.

Stress waves in rocks - examples from a standard experiment performed in the stone quarry at Steinskogen, Franzefoss Bruk A/S.

Universitetsstipendiat Tore Lasse By
Institutt for mekanikk, NTH, Trondheim

SAMMENDRAG

Sjokkbølger i fjell kan overføre energi over store avstander. Det er viktig å kjenne de parametre som er bestemmende for fjellet som bølgeforplantningsmedium, spesielt for å kunne vurdere de påkjenninger anlegg i fjell og overflatekonstruksjoner kan utsettes for i forbindelse med nærliggende sprengningsarbeider. Professor Leif N. Pedersen, NTH, har gjennom en årrekke arbeidet med disse problemene. Denne artikkelen bygger på konklusjoner fra hans studier, og gir en beskrivelse av et forsøksopplegg i praksis.

SUMMARY

Stress waves in rocks can transmit energy over large diatances. It is of great importance to get knowledge of the parameters which determine wave propagation in rockmasses, specially to give an evaluation of the effects on underground facilities and surface constructions from explosions in the immediate neighbourhood. Professor Leif N. Pedersen, at the Norwegian Technical Institute in Trondheim, has for a number of years been working with these problems. This article is based on the results from his studies, and it gives a description of a standard experiment.

1. Innledning

Overføring eller transmisjon av kinetisk og potensiell energi gjennom partikkelbevegelser rundt en likevektsposisjon, kalles en bølge. Bølgen er altså en energibærer og kan transmitere energi over store avstander. Bølgeforplantning er således utbredelse av mekaniske forstyrrelser i et medium.

Bølger i fjell kan oppstå på mange ulike måter. Noen få eksempler er jordskjelv, vulkanutbrudd og eksplosjoner. Fordi bølger nettopp er en overføring av energi gjennom partikkelbevegelser, vil det være viktig å kjenne til de parametre som er bestemmende for fjellet som bølgeforplantningsmedium.

På en rekke områder spiller bølgeforplantning i fjell en viktig rolle. Dette har i mange år vært gjort til gjenstand for studier. Viktige forskningsområder innen geofysikk og jordskjelvforskning er etablert.

Nettopp fordi bølger i fjell er så viktig på så mange områder, er det nødvendig å begrense behandlingen til en spesiell type bølger innen et helt avgrenset område. Den teknikk og teori man benytter seg av vil være avhengig av de begrensninger man legger på systemet.

Denne artikkelen behandler sjokkbølgeforplantning i fjell i "nærområdet" for en detonerende ladning. Med dette har man lagt den nødvendige begrensning på gyldighetsområdet for den teori som benyttes. "Nærområdet" er ikke et entydig oppmålt parti i fjellet.
Med betegnelsen menes det området rundt en eksplosjon der man vil få en støtbølge som er så kraftig at man ikke kan utelukke skader eller ubehag av noe omfang. Det er altså det første "knyttneveslaget", støtbølgefronten, som antas å ha dominerende betydning for en skadeutvikling. Hva angår øvrige bølgetyper som skjær-, Love- og Rayleighbølger antas at disse har underordnet betydning for skader forårsaket av rystelser i fjell i nærområdet for en detonerende ladning.

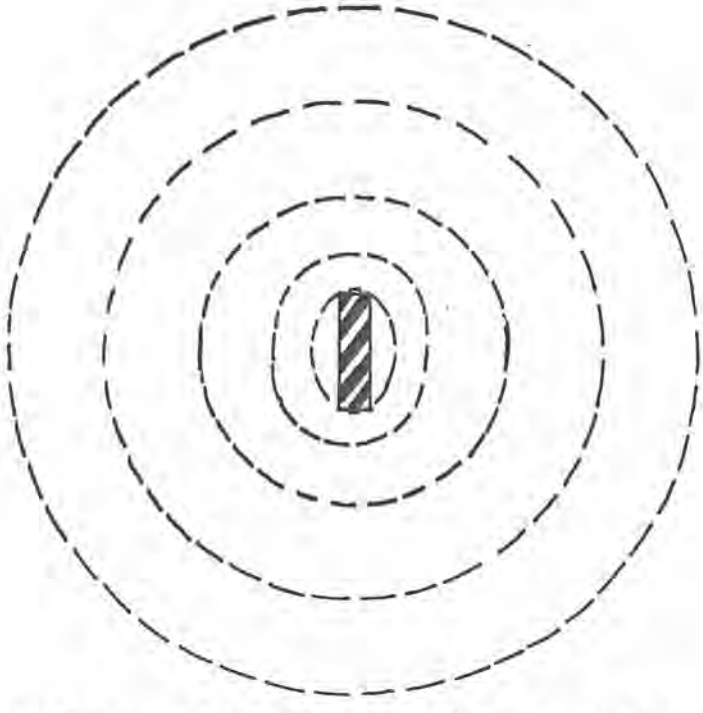


Fig. 22.1 3-4 lengder unna ladningens karakteristiske lengde, vil bølgefronten kunne betraktes som kuleformet. Vi har altså fått kulesymmetriske bølger.

2. Fjell som bølgeforplantningsmedium.

Vi har flere ulike bølgetyper: plane bølger, sylindriske bølger og sfæriske eller kulesymmetriske bølger. Den siste typen, der bølgeutbredelsen skjer på kuleflater, vil vi ha i

hele nærområdet. Selv fra sylindriske ladninger vil sjokkbølgefronten ha en kulesymmetrisk form allerede 3-4 lengder unna ladningens karakteristiske lengde, se fig. 22.1. På de aktuelle måleavstander, dvs,. der våre instrumenter ikke blir ødelagt fra sprengningen, vil vi altså kunne betrakte bølgefronten som kuleformet. Dette forhindrer ikke at det rent lokalt kan være mest korrekt å behandle bølger som plane eller sylindriske.

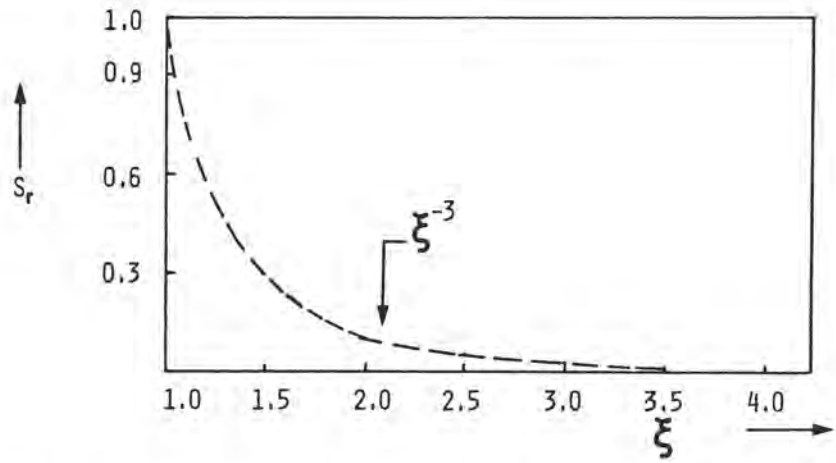


Fig. 22.2 Maximal spenningsamplitude for en impulsivt startet puls i elastisk medium, kulesymmetriske bølger, dempes ut som $\frac{1}{\xi^3}$
Sr = dimensjonsløs spenning,
ξ = dimensjonsløs avstand

Nå kjenner vi altså hvilken bølgetype vi skal behandle. I et elastisk medium kan det vises at kulesymmetriske bølger som startes impulsivt vil dempes ut som $\frac{1}{d^3}$, dvs. omvendt proporsjonalt med avstanden i 3.potens, se fig. 22.2. Dette er også kalt den geometriske demping, fordi sjokket fordeles på større og større kuleflater.

Forsøk i fjell har vist at for en endelig pulslengde, f.eks. den trykkpuls som overføres til fjellet fra en sprengning. vil bølgen dempes ut raskere enn $\frac{1}{d^3}$. Fjell in situ er derfor ikke et elastisk materiale. Men hva slags materialmodell kan man da benytte for å beskrive sjokkbølger i fjell? Som tidligere nevnt, er bølger transport av energi. Det vi trenger er derfor et medium som "spiser opp" energien, dvs. inneholder en enrgiforødende mekanisme. Dette kaller vi energidissipasjon.

I et såkalt "Kelvin-medium" (et visko-elastisk materiale) finner vi denne energiforødende mekanisme. En modell av slikt materiale er vist på fig. 22.3.

Modellen består av en elastisk fjær og et hydraulisk dempet stempel. Disse er bestemmende for henholdsvis deformasjonsevne og treghet.

For et elastisk materiale kjenner vi denne sammenhengen mellom spenning og deformasjon:

$\sigma = E \cdot \epsilon$

σ – *spenning*

E – *elastisitetsmodul*

ϵ – *tøyning*

For et viskoelastisk materiale har vi følgende sammenheng:

$\sigma = E \cdot \epsilon + E \cdot \eta \cdot \dot{\epsilon}$

η = *energidissipasjonen, har dimensjon tid*

$\dot{\epsilon}$ = *deformasjonens tidsderiverte*

Spenninger i et visko-elastisk materiale et altså tidsavhengige, slik at for en uendelig langsom pålastning, dvs. $\dot{\epsilon} \approx 0$, vil vi også her få E = *en materialkonstant.*

Et såkalt "Kelvin-materiale" vil oppføre seg likt for strekk og trykk. Fjell vet vi er istand til å oppta bare svært begrensede strekkspenninger. I prosjekteringsarbeider har vi i realiteten ikke lov til å regne at fjellet kan oppta strekk i det hele tatt. Fjell er altså heller ikke et "Kelvin-materiale", men i denne sammenheng hvor formålet er å analysere en trykkpuls, kan vi med stor grad av sikkerhet karaktisere fjellet som et tilnærmet visko-elastisk materiale.

Vår behandling av sjokkbølger i fjell må altså baseres på en teori for kulesymmetriske bølger i et visko-elastisk materiale. Denne teorien skal ikke omtales nærmere her. Det skal kun nevnes at såkalte interpolasjonsformler er utviklet [1], i hvilke vi setter inn de størrelser våre feltforsøk gir. Teorien er gitt begrenset gyldighet. Vi må holde oss i det området der sammenhengen deformasjon/avstand utvikler seg lineært, fig. 22.4.

Det vil føre for langt å utdype dette, så her konkluderes bare med at den såkalte attenuasjonskurven, fig. 22.4, er krum svært nær sprengningen og på avstander så store at rystelsene vanligvis ikke har noen praktisk interesse. Målinger som ligger i de krumme partier kan ikke taes inn i evalueringsarbeidet.

Et visko-elastisk materiale har en del karakteristiske egenskaper som har betydning for signalanalyseringen.

Energidissipasjonen sørger for en meget rask utglatting av diskontinuiteter. Kun for meget små avstander er det tale om en sjokkfront.

Det er **impulsen** som har betydning for bølgeutbredelsen.

Høye spenningsnivå forplanter seg langsomt. Lave spenningsnivå forplanter seg raskt. **Det er derfor ikke mulig å definere en bølgehastighet.** Pulslengden vil altså ikke være konstant, men øke slik som vist på fig. 22.5. Når det i et visko-elastisk materiale er snakk om en signalhastighet, er det kun maksimalordinatens forplantningshastighet som menes.

3. Målemetode.

Hensikten med de forsøk som utføres med bølgeforplantning i fjell, er å komme frem til et sett parametre som karaktiserer det fjellparti som undersøkes. Disse parametre kan da

igjen f.eks. benyttes for beregning av hva man kan vente av rystelser ved senere sprengninger i det samme fjellet. Altså er valg av forsøksområde helt avgjørende. Undersøkelsene må skje i et fjell som er representativ for det materiale man skal vurdere.

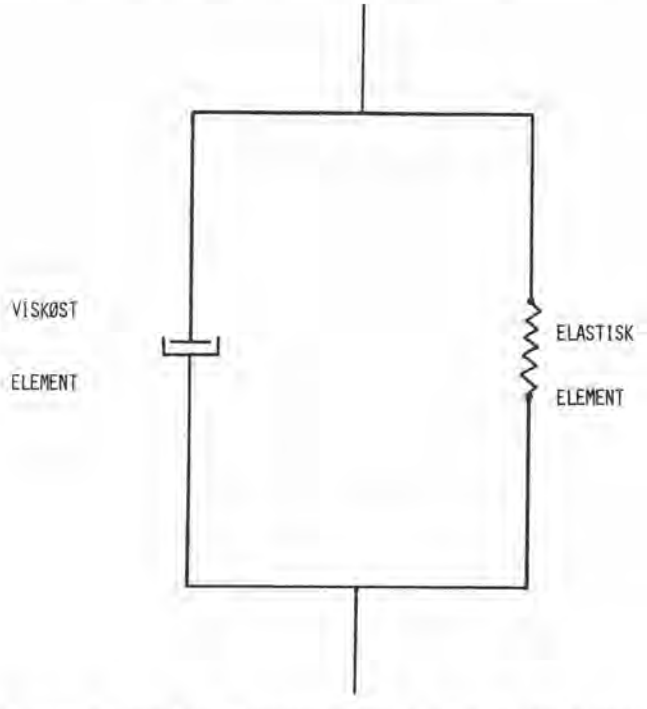


Fig. 22.3 Et Kelvin-eller Voigt-element er en modell av et viskoelastisk materiale.

Forsøk kan utføres med såkalte standard rekker. En standardrekkes geometri er vist i fig. 22.6.

Hullene A,B,C,D,E,F,G,H er sprengningshull, hullene 1,2,3,4,5,6 er sondehull. Et forsøk går i enkelthet ut på at små ladninger detoneres i hullene A–H. Sjokkbølgen i fjellet registreres av målesonder støpt inn i hullene 1–6. Disse sondene er utstyrt med strekklapper for måling av deformasjoner i μ-strain og aksellerometre som registrerer akselleraSjoner i m/sek^2. Sondene er på forhånd kalibert for konvertering av μ-strain-verdier til trykk i atmosfærer. Det benyttes ladninger på 0,5 kg og 2,0 kg. En prinsippskisse av en sonde er vist på fig. 22.7. Fig. 22.8 viser en sonde klar til innstøpning. Signalene fra sondene forsterkes og spilles inn på en båndopptager, hvorfra de senere kan kjøres ut på en lysskriver for behandling. Fra signalene tar man ut maksimalordinaten i μ-strain, stigehelningen i μ-strain/μ-sek, pulslengden og avstand mellom maksimalordinatene for de ulike sonder for bestemmelse av signalhastighet fig. 22.9. Fra aksellerometerregistreringene finnes maksimalordinatene i m/sek^2. Hele denne prosedyren er nå egentlig noe foreldet, i det båndopptagerregistreringene idag kan spilles direkte ut til en signalanalysator, som uten videre gir oss de størrelser som er av betydning for det videre evalueringsarbeidet.

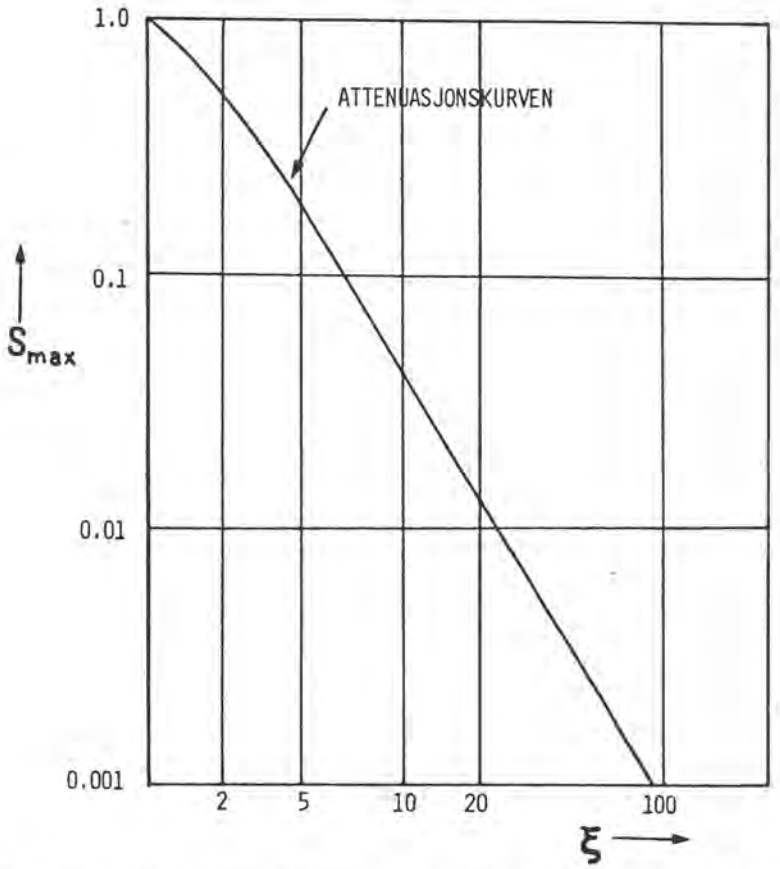


Fig. 22.4 Attenuasjonskurven i dobbeltlogaritmisk målestokk. Kurven er tilnærmet lineær i "nærområdet", dvs. for $5 \leqslant \xi \leqslant 20 - 30$.
(S_{max} = dimensjonsløs maksimalamplitute,
ξ = dimensjonsløs avstand)

Den videre databehandling skjer ved innføring av de nevnte interpolasjonsformler fra den viskoelastiske teorien. Denne databehandlingen er tildels ganske vidløftig, og kan best forstås etter studium av [1] eller [2]. Resultatet er at man kommer ut med 4 parametre som beskriver fjellet og den prosess som har funnet sted:

κ – *en størrelse avhengig av den prosess som har funnet sted i fjellet.*

τ_0 – *en stort sett sprengstoffavhengig størrelse, karakteristisk for et bestemt sprengstoff*

a_0 – *hulromsradiusen, dvs. radiusen i det rom i fjellet som man tenker seg er direkte påvirket av en detonasjon.*

p_0 – *trykket i atmosfærer på innsiden av dette hulrommet.*

Fig. 22.10 viser størrelsene a_0 og p_0. Dette er naturligvis ikke målbare størrelser. De er imidlertid avgjørende for en vellykket oppskalering av standardrekken til å gjelde aktuelle ladningsmengder. Man skal merke seg at "κ" er avhengig av den prosess som finner sted, altså om vi har overflatesprengning, kammersprengning eller en fullt fordemt sprengning. Likeledes er τ_0 fullstendig sprengstoff-avhengig, slik at en forutsetning for oppskalering er at man har samme prosess og samme sprengstoff som ved materialprøvningen med standardrekker.

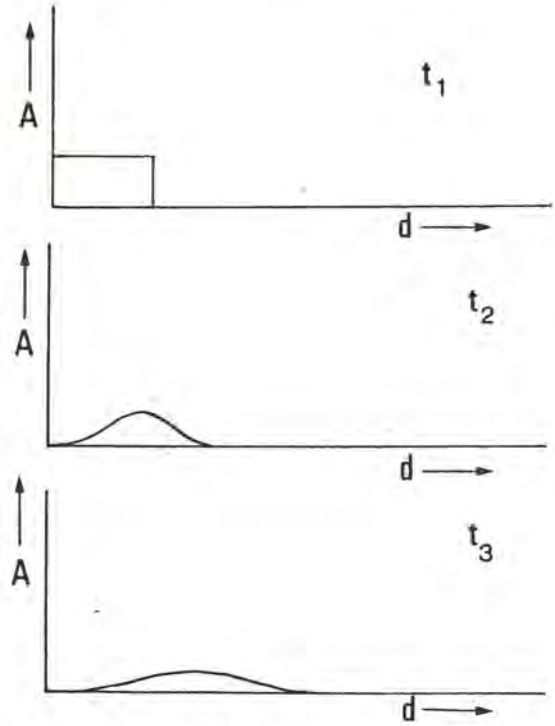
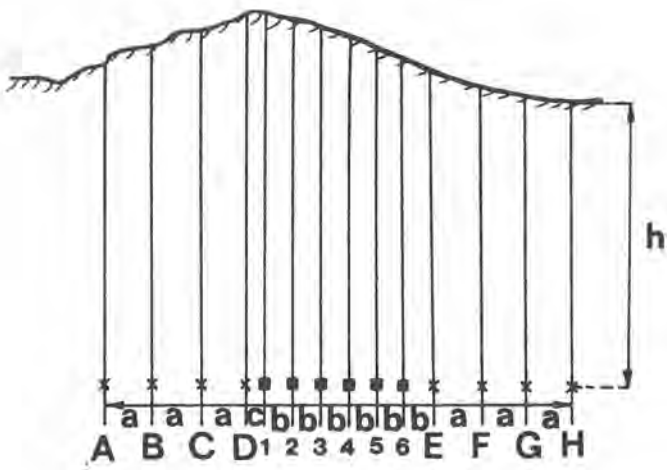


Fig. 22.5 I et viskoelastisk materiale vil alle diskontinuiteter viskes ut. Puls-lengden vil øke fordi lave spenningsnivå forplanter seg raskere enn høye.

4. Praktisk bruk av rekkeforsøk.

For å gi er eksempel på hvorledes man kan nyttiggjøre seg de opplysninger et rekkeforsøk har gitt, er valgt resultatene fra forsøk utført i en dolomitt, under ledelse av professor L. Persen. Evalueringsarbeidet og utregning av fjellparametrene er utført av forfatteren. Fullstendig rapport fra disse forsøk, finnes på Institutt for mekanikk, NTH. Fig 22.11 viser attenuasjonskurven for de korrigerte μ-strain verdier, A, plottet mot den dimensjonsløse avstanden, ξ. Fig. 22.12 viser de korrigerte dimensjonsløse stigehelninger plottet mot de dimensjonsløse avstander. Interpolasjonsformler fra den viskoelastiske teorien [1], gir oss sammenheng mellom attenuasjonskurvens helning, λ, og de karakteristiske fjellparametre κ og τ_0, fig. 22.13.

STANDARDREKKENS GEOMETRI



a = 1.25m b = 0.75m c = 0.50m

h = 6 - 8m

X = LADNING

■ = SONDE

Fig. 22.6 En standard forsøksrekke består av 14 hull fordelt som vist på figuren. Rekken tillempes etter de lokale forhold.

Beregningsarbeidet for det nevnte forsøk gav følgende fjellparametre:

$\kappa = 0.0059$
$\tau_0 = 0.15$
$a_0 = 0.2739$ m
$p_0 = 4629.6$ atm
$C_S = 4830$ m/sek.
$\lambda = -1.8805$

Her er κ, τ_0, a_0 og p_0 omtalt tidligere.
C_S = signalhastigheten.
λ = attenuasjonskurvens helning.

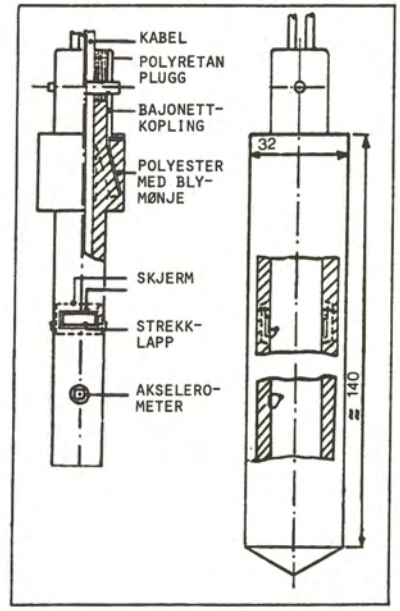


Fig. 22.7 Skisse av sonde med strekklapper og akselerometer. Mål er i mm.

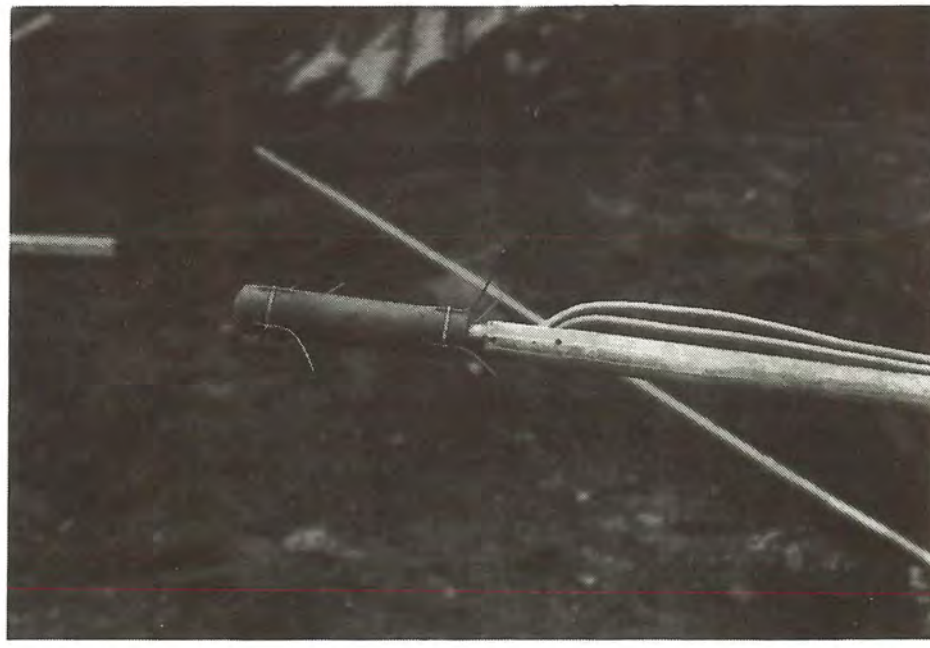


Fig. 22.8 Sonde med påmonterte styrepinner for sentrering i borhullet, klar til innstøpning.

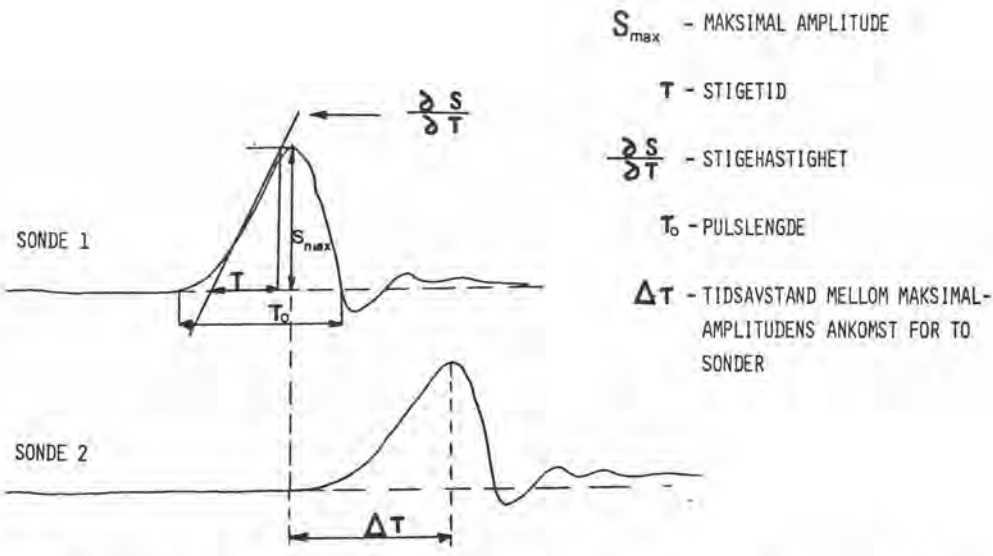


Fig. 22.9 De mottatte signaler fra strekklappene blir analysert m.h.t. stigehastighet, maximalamplitude, pulslengde og signalhastighet.

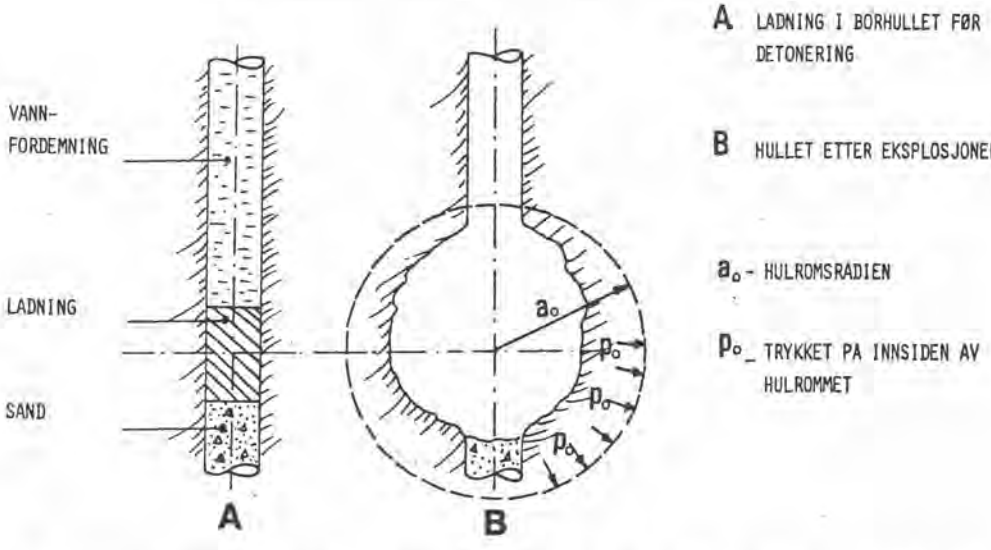


Fig. 22.10 a_0 er radiusen i det hulrom i fjellet som tenkes direkte berørt av sprengning. P_0 er trykket på innsiden av dette hulrom.

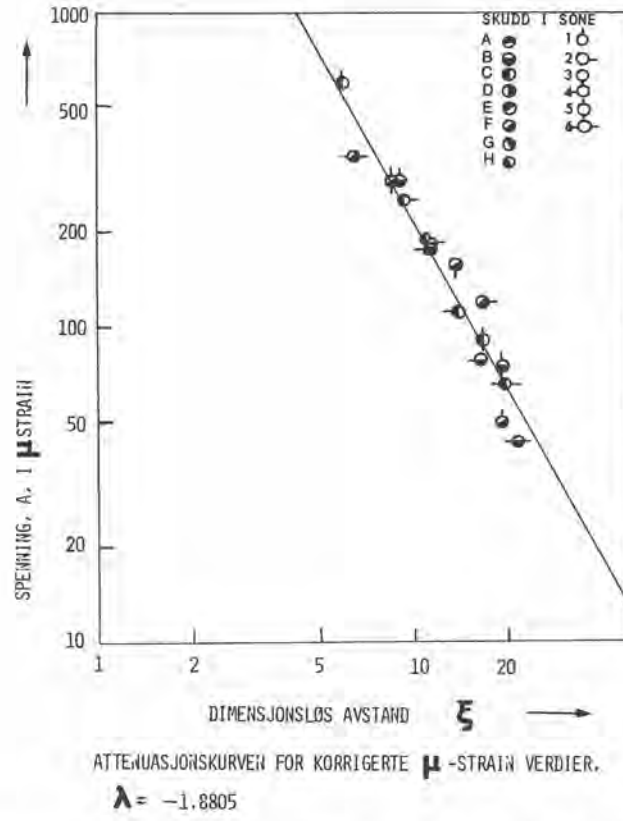


Fig. 22.11 Attenuasjonskurven for de korrigerte μ-strainverdier fra rekkeforsøk i dolomitt. Størrelsene er angitt i dobbeltlogaritmisk målestokk.

Det konkrete problem vi vil løse ved hjelp av de resultater rekkeforsøket har gitt er følgende:

En tunnel skal drives i dolomitten. Tunnelen går 20 m under dagen. Rett over tunnelen ligger bygningen der største tillatte svinghastighet er satt til 200 mm/sek. Hva kan største ladning i kg pr. tennernummer være, uten å overskride følsomhetsgrensen? Sprengstoffet må være det samme som rekkeforsøkene er utført med, p.g.a. prosessens sprengstoffavhengighet.
Det er mulig å vise følgende sammenheng mellom målt spenning i μ-strain og svinhastighet i mm/sek:

$$p_0 = \rho_0 \cdot C_S \cdot V_0$$

Her er: p_0 = trykket på innsiden av hulrommet med radius a_0
ρ_0 = spesifikk vekt

C_S = signalhastighet
V_0 = teoretisk svinghastighet på hulromsoverflaten

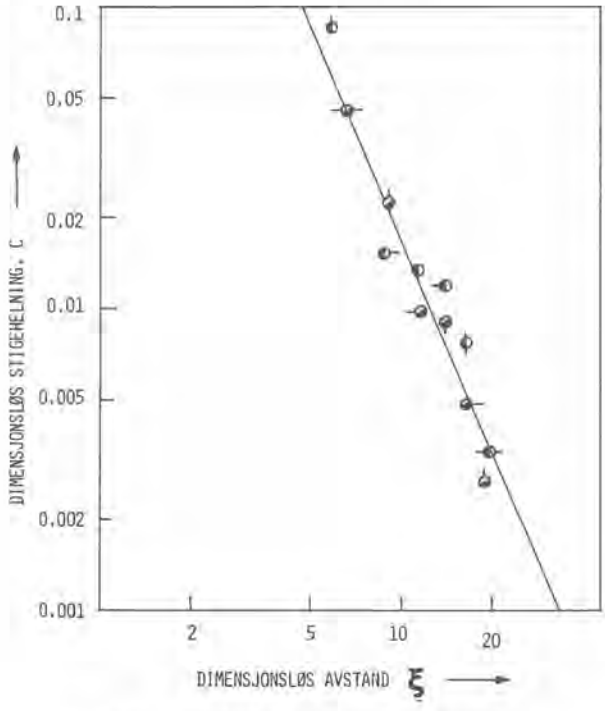


Fig. 22.12 Attenuasjonskurven for de korrigerte dimensjonsløse stigehelningsverdier fra rekkeforsøk i dolomitt. Størrelsene er angitt i dobbeltlogaritmisk målestokk.

For dolomitten får vi

$$V_0 = \frac{p_0}{\rho_0 \cdot C_S} = 44150 \text{ mm/s}$$

Videre må vi regne ut på hvilken dimensjonsløs avstand vi har den tillatte svinghastighet, 200 mm/s. Imidlertid kan det vises at ved refleksjon fra overflaten vil den maksimale hastighetsamplituden bli dobbelt så stor som maksimal-amplituden av den bølgen som når overflaten, dvs. vi kan kun tillate en innkommende bølge med største svinghastighet lik 100 mm/s:

$$V = V_0 \cdot \xi^{\lambda}$$

$$100 \text{ mm/s} = 44150 \text{ mm/s} \cdot \xi^{-1.8805}$$

$$\xi = 25.5$$

Dette tilsvarer en hulromsradius på 20 meters avstand på

$$a_0 = \frac{d}{\xi}$$

$$a_0 = \frac{20 \text{ m}}{25.5} = \mathbf{0.7843 \text{ m}}$$

For 0.5 kg hadde vi en hulromsradius på 0.2739. Hvilken ladning gir en hulromsradius på 0.7843 m er nå det siste problemet. Vi kan vise at følgende sammenheng mellom ladning, W, og hulromsradius, a_0, gjelder:

$$\frac{a_1}{a_2} = \left(\frac{W_1}{W_2}\right)^{1/3}$$

$$\frac{0.7843}{0.2739} = \left(\frac{W_1}{0.5}\right)^{1/3}$$

$$\mathbf{W_1 = 11.74 \text{ kg}}$$

Konklusjon:

For den gitte situasjon vil største tillatte ladning pr. tennemummer være 11.74 kg for ikke å overskride grensen på 200 mm/s.

For sammenligningen skyld kan vi regne ut ladningsmengden fra den alminnelig anvendte formel:

$$V = k\frac{\sqrt{Q}}{R}$$

V = svingehastighet

k = fjellkonstant

Q = ladning pr. tennemummer

R = avstand

Dersom k = 1000

V = 200 mm/sek

R = 20 m

får vi

$$\sqrt{Q} = \frac{200 \cdot 20}{1000}$$

Q = 16 kg

Dette viser at med en så høy k-verdi som 1000 og uten å ta hensyn til annet enn den geometriske dempning i fjellet, vil vi allikevel antakelig stipulere en for høy ladningsmengde pr. tennemummer.

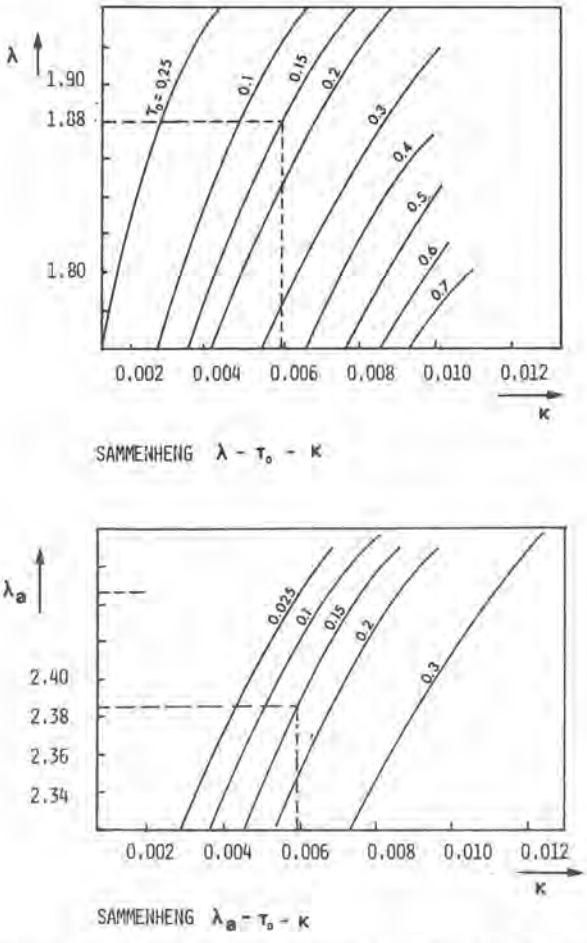


Fig. 22.13 Fra den visko-elastiske teorien er det mulig å sette opp interpolasjonsformler som gir sammenhengen mellom λ, τ_0 og κ og λ_a, τ_0 og κ. Figuren viser beregning av κ og τ_0 fra rekkeforsøk i dolomitt.

5. Eksempel på gjennomføring av rekkeforsøk

Ved planlegging og utføring av rekkeforsøk i fjell, må man stille strenge krav til nøyaktighet. Reproduserbarheten i fjell er minimal. Man må derfor være ytterst presis og registrere alle de forhold som kan ha betydning for forsøksresultatet. Man bør ha mer enn én rekke for

kontroll med datagrunnlaget. Videre må plasseringen av rekkene være slik at en eventuell retningsavhengighet i fjellet kan påvises.

Fig. 22.14 0.5 kg pentritt-voks eksploderer i borhull på ca. 8 meters dyp. Som fordemning benyttes vann.

I mai/juni 1980 ble det utført innledende rekkeforsøk i Franzefoss Bruks dagbrudd på Steinskogen. Disse forsøk danner grunnlaget for videre arbeider med sjokkbølger i fjell, et arbeid som skal munne ut i avhandling der sjokkbølger i lagdelt fjell skal behandles spesielt.

Forsøksresultatene fra Steinskogen er ikke endelig utarbeidet når dette skrives. Imidlertid er en del fremherskende trekk og sammenhenger funnet, slik at det er mulig å trekke visse konklusjoner. En del problemer med utstyret, som hadde stått lagret i lengre tid, samt uheldig valg av forsøksfeltet, gjorde at forsøksresultatene i seg selv kanskje ikke har så stor verdi. Nå ble heller ikke disse forsøkene utført for en materialprøving av fjellet i bruddet. Hensikten var å oppøve de impliserte i de nødvendige rutiner, samt perfeksjonere forfatteren i avaluering av måledata og i gjennomføring av slike forsøk.

Gangen i forsøkene skal i korte trekk gjennomgås:

a) Utsetting av rekkene ble enkelt utført med målebånd og nivellerkikkert. På en horisontal snor ble hullposisjonene avmerket og loddet med til fjellet.

b) Boring ble utført av de faste borere i bruddet. Hullene var 2 1/2" og 8-8 1/2 meter dype, sondehullene 1/2 meter dypere enn sprengningshullene.

c) Etter boringen ble målerekkene innmålt og det ble utført avviksmålinger i hullene. Arbeidet ble utført av Institutt for gruvedrift, NTH, i samarbeid med Institutt for Fjellsprengningsteknikk, NTNF.

d) Sondene ble støpt ned i hullene 1-6 i tannlegegips. Gipsen var på forhånd godt blandet, for å gi en jevnest mulig masse uten luftblærer eller andre inhomogeniteter.

e) Små sprengladninger på 0.5 kg PV ble avfyrt i følgende hullrekkefølge: A,B,C,H,G,F,D,E, fig. 22.14. Trykkbølgen som ble dannet, passerte sondene og signalene fra disse ble lagret på bånd.

Det vil bli utgitt en egen rapport fra disse forsøkene. [4].
Der blir dataevalueringen nøye gjennomgått og resultatene analysert.

Som nevnt var valg av forsøksted noe uheldig. Ved nærmere undersøkelse viste det seg at en knusningssone krysset målerekkene. Videre må man anta at tidligere sprengninger i dagbruddet har påvirket fjellet også i det dyp der sondene var plassert.

Det skulle vise seg å bli gjenspeilet i de fjellparametre man fant. Signalhastigheten var svært varierende i rekkene, og den totale dempning av sjokkbølgene svært stor. Disse resultatene er ganske sikkert ikke karakteristiske for den jomfruelige bsalten i bruddet på Steinskogen, men gir nok et riktig bilde av fjellet der sondene var plassert.

I samband med borearbeidet, ble et hull diamantboret. Kjernene fra dette huller er analysert ved Bergmekaniklaboratoriet, NTH. Det er i tillegg gjort en enkel RQD-klassifisering. Ikke overraskende gav denne testen fjellet karakteren "Svært dårlig".

Ved å studere og sammenholde laboratorieundersøkelsene med resultatene fra rekkeforsøkene, kan det følgelig være mulig å gi en meget brukbar kvalitetsvurdering av de bergmasser man har materialprøvet.

6. Hvordan kan vi bruke kunnskaper om sjokkbølger i fjell?

Undersøkelser av sjokkbølgeforplantning i fjell, med utregning av fjellparametre, kan tenkes å være til nytte på flere områder.Man har lenge hatt et ønske om en sikrest mulig kartlegging av fjellmasser mot dypet. En kvalitetsvurdering med opplysninger om de materialtekniske egenskaper utifra borhullsundersøkelser, vil være sikrere enn laboratorieforsøk med små kjerneprøver, som oppviser tilnærmet elastiske egenskaper for trykkbelastninger. Foreløpig er rekkeforsøk i fjell utført på 6-8 meters dyp. Det er forsåvidt ikke noe i veien for å gå langt dypere. Innstøpning av sondene blir imidlertid mer tungvingt, og noe usikrere. Nettopp for å slippe denne innstøpningsprosessen, samt for å kontrollere sondene etter bruk, arbeides det for tiden med utvikling av en borhullsonde, utstyrt med akselerometer, for plassering i diamantborhull på 46 mm i diameter. Sonden skal spennes fast i borhullet for så å kunne taes opp for kontroll etter bruk.

Kjennskap til bølger i fjell kan også brukes på andre områder:
Overvåking av fjellanlegg med langtidsregistrering av aktivitet i fjellet, kartlegging av oppsprekningssoner rundt tunneler og kontroll med bergtak. Dette ligger utenfor målet med

rekkeforsøkene på Franzefoss Bruk A/S, men vil antakelig stå sentralt i det fortsatte arbeidet med testing av fjellkvaliteter med borhullsundersøkelser.

Et felles nordisk samarbeidsprosjekt kalt "Utveckling av seismiska metoder för geologiska och bergmekaniska undersøkningar," [3], er startet opp i Finnland. Foreløpig er det foretatt enkle registreringer av lydhastighetfordelinger i pillarer. Med støtte fra nordisk industrifond er det meningen å komme fram til passende utstyr for kartlegging av pillarer og fjellpartier m.h.p. malmfordeling og mekaniske egenskaper samt gi en kvalitetsvurdering. Kartleggingen skal foretas med egnet borhullsinstrumentering, en type 3-komponent givere. Norge er representert i dette samarbeidet med en kontaktmann, utpekt av BVLI.

Referanser i litteratur

(1) **Persen , Leif N., 1975**
"Rock Dynamics and Geophysical Exploration. Introduction to Stress Waves in Rocks." Elsevier, Amsterdam-Oxford-New-York.

(2) **Persen, Leif N., 1974**
"Undersøkelse av trykkbølgeforplantning i fjellet ved Bjørntvedt stenbrudd, Porsgrunn." Institutt for mekanikk, Norges tekniske høyskole, Trondheim.

(3) "Utveckling av seismiska metoder för geologiska och bergmekaniska undersøkningar." **Sarja A, N:o 59 1979, Bergsmannaföreningen, Uleåborg, Finnland.**

(4) **By, Tore Lasse, 1980.**
"Bølgeforplantning i fjell. Rapport fra rekkeforsøk utført i Franzefoss Bruks dagbrudd på Steinshøgda". Institutt for mekanikk, Norges tekniske høyskole, Trondheim.

BRUK AV LANDSAT-DATA VED SPREKKEKARTLEGGING I FJELL

Use of LANDSAT imagery in fracture mapping

Professor Ivar B. Ramberg
Institutt for Geologi, Universitetet i Oslo

SAMMENDRAG

De siste års utvikling av fjernanalyse (dvs. bruk av LANDSAT-bilder, andre typer satelittdata og flybårne målinger) har gitt oss et vell av nye data om jordoverflaten og et effektivt redskap bl. a. til kartlegging av sprekker i fjell.

I artikkelen gis en kort presentasjon av fjernanalyse-teknikken, med vekt på det sivile LANDSAT-system. Deretter gis en del erfaringer og resultater ved bruk av LANDSAT data, bl. a. fremstilling av regionale og detaljerte sprekkekart. Det regionale sprekkekart for hele Norge viser at kartet kan inndeles i naturlige sprekkeprovinser som ofte er sammenfallende med større geologiske enheter. Til slutt gis en vurdering av metodens anvendelsesområder innenfor geoteknikk/bergmekanikk.

SUMMARY

The last few years developement in remote sensing (viz. the use of LANDSAT imagery, other types of satellite data, and airborne measurements has provided a wealth of new data about the earth's surface, and an effective tool for fracture mapping. A short review of the remote sensing method is presented here with emphasis on the civilian LANDSAT system. Experience and results from our own application of LANDSAT data are summarized; for example, construction of regional and detailed fracture maps. The fracture map of the entire Norwegian landmass demonstrates that the area may be subdivided in a number of fracture provinces, often coinciding with large-scale geological units. Finally, the potential use of the method as a tool in geotechniques/rock mechanics is briefly evaluated.

1. INNLEDNING

I det siste ti-år har fjernregistrering fra satellitter gitt oss et nytt og effektivt redskap til kartlegging og analyse av fysiske fenomener på jordoverflaten. Fjernstudier av jorden har vært, og er, et sentralt punkt i de amerikanske og russiske romfartsprogrammer; fransk-

mennene, japanerne og andre nasjoner følger hakk i hel og vil snart kunne tilby satellittdata på kommersiell basis.

Ved siden av å tilveiebringe en mengde informasjon som tidligere var utilgjengelig, har satellittenes "fugleperspektiv" gitt oss en ny dimensjon å arbeide med. Forskjellige former for fjernanalyse har derfor på få år fått stor og økende anvendelse innenfor en rekke fagområder som f.eks. meteorologi, landbruk, hydrologi, ressurskartlegging, forurensningsovervåking, katastrofevarsling, osv. Geologiske og geotekniske fag utgjør ikke noe unntak i denne sammenheng. F.eks. har bruk av satellittdata vist seg som et viktig hjelpemiddel ved kartlegging av sprekkesoner i **regional** målestokk, og ser også ut til - riktig anvendt - å bli et nyttig redskap ved mer detaljerte geotekniske og bergmekaniske undersøkelser.

Utrykket **sprekk/sprekksone** (fracture/fracture zone) er i det følgende benyttet som en uspesifisert term for alle slags planære svakhetssoner i fjell, bl.a. vanlige bruddplan og riss, forkastninger, knusningssoner, slepper o.a. Et **lineament** er en kartleggbar linjestruktur på et satellitt-eller flyfoto, og som antas å skyldes sprekker i berggrunnen.

I den følgende presentasjon vil det først bli gitt en kort oversikt over satellitteknologi/fjernanalyse, spesielt med henblikk på LANDSAT-systemet. Deretter diskuteres en del erfaringer og resultater ved bruk av LANDSAT-data ved Institutt for geologi (Universitetet i Oslo), og til slutt gis en vurdering av metodens anvendelighet og betydning ved sprekkekartlegging i fjell.

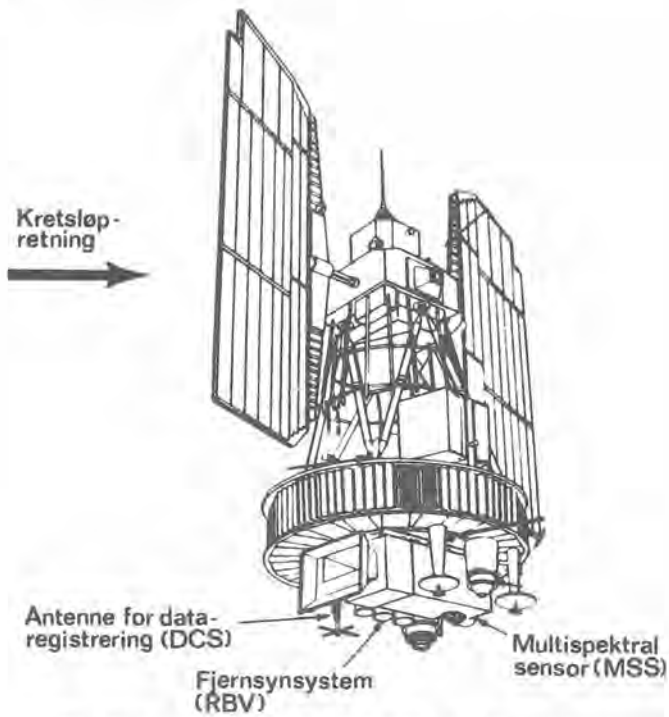


Fig. 23.1 Skisse av LANDSAT (fra NASA, 1976).

LANDSAT–SYSTEMET

Det sivile LANDSAT-programmet er et amerikansk satellittprogram med studier av jordoverflaten som siktemål. Systemet hadde opprinnelig betegnelsen ERTS (Earth Resources Technology Satellite), men er senere omdøpt til LANDSAT for å bringe det i overenstemmelse med betegnelsene på andre systemer, som f.eks. SEASAT, MAGSAT, etc. Til nå er det skutt opp tre satellitter i LANDSAT-serien, men bare èn av disse er i virksomhet pr.i dag. Til tross for en del tekniske vanskeligheter har LANDSAT-programmet vært en formidabel suksess, og mange forhåpninger knyttes til de neste satellitter i serien, hvorav den første ventes i 1981/82.

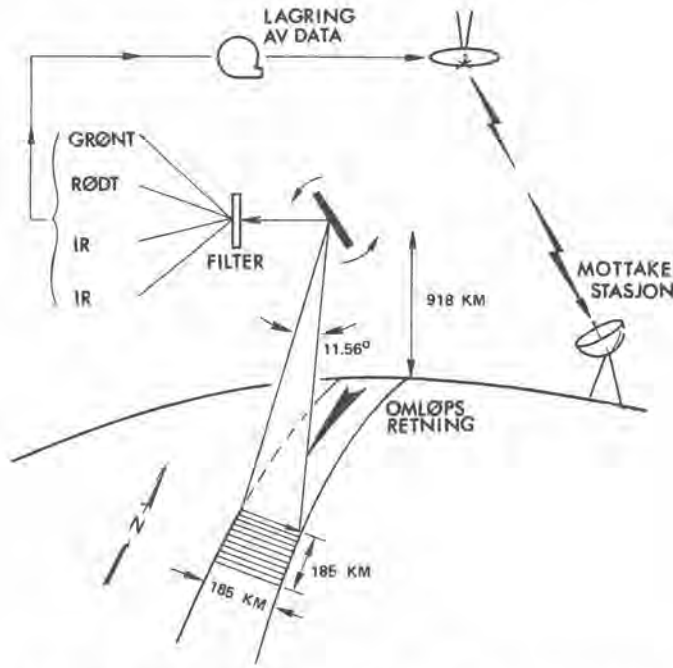


Fig. 23.2 Prinsippskisse for virkemåten til den multispektrale scanneren (MSS) (fra NASA, 1976).

Satellittene i LANDSAT-programmet har flere data-systemer for mottagelse av informasjon; et data-kollektor-system (DCS), et fjernsynsystem (return beam vidicon, eller RBV) og en multispektral scanner (MSS), se Fig. 23.1. Det kanskje viktigste instrument er scanneren, dens virkemåte er skissert i Fig. 23.2. Scanneren registrerer reflektert sollys fra jordoverflaten, og gjør samtidig opptak innenfor 4 forskjellige bølgelengdeområder, dvs. de såkalte bånd 4 (0.5 - 0.6 μm, grønt), bånd 5 (0.6 - 0.7 μm, rødt), bånd 6 (0.7 - 0.8 μm, nær infrarødt) og bånd 7 (0.8 - 1.1 μm, nær infrarødt). De forskjellige bånd har til dels forskjellige anvendelsesområder; for berggrunnsstudier har bånd 5 og 7 vist seg spesielt hensiktsmessige. Båndene kan analyseres hver for seg, eller kombineres til såkalte "falskfargebilder" ved hjelp av datateknikk.

LANDSAT-systemets satellitter går i sirkulære baner fra nord til syd i ca. 920 km høyde over bakken, og gjør ca. 14 kretsløp pr. døgn (Fig. 23.3). Dvs. at hver enkelt satellitt dekker hele jordoverflaten (bortsett fra polområdene) på ca. 18 dager. De velkjente LANDSAT-bildene lages på grunnlag av data fra multispektral-scanneren. Dataene tas ned digitalt,og hvert bilde, som i prinsippet svarer til et bilde på en TV-skjerm, dekker et område på ca. 185 x 185 km på bakken. Oppløseligheten er ca. 75 m x 75 m, noe som vil bli vesentlig forbedret i fremtidige versjoner.

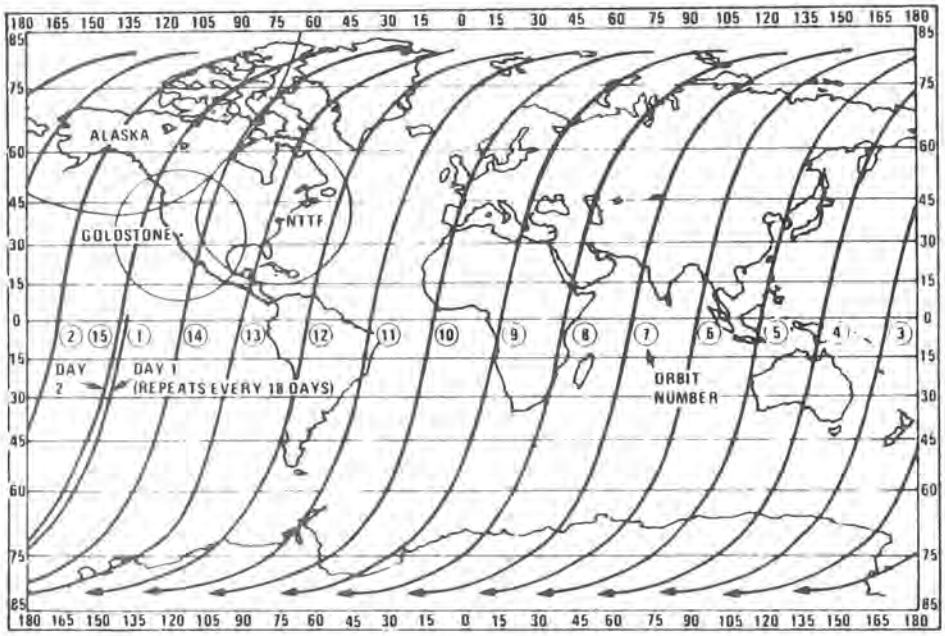


Fig. 23.3 Banemønster fra LANDSAT-satellittene (fra NASA, 1976).

Foruten LANDSAT er det en rekke andre satellittsystemer i sving, eller på planleggingsbordet. Disse vil tildels operere innenfor andre deler av det elektromagnetiske spektrum. F.eks. vil forskjellige typer radaropptak være av stor interesse ved studier av berggrunnen, da radar trenger gjennom vegetasjon og tynn overdekning. Franskmennenes SPOT-satellitt er også av stor interesse; den vil gi steroskopisk billeddekning og meget høy resolusjon. - Dette er eksempler på en utvikling hvor det er viktig at Norge er med og bygger opp ekspertise, både på det teknologiske og tolkningsmessige plan, slik at vi kan stå vel forberedt til å utnytte de fremskritt som ventes å bli gjort på området.

3. SPREKKEKARTLEGGING VED FJERNANALYSE

Det har lenge vært klart at forskjellige former for fjernanalyse er et viktig redskap ved

sprekkekartlegging. Et blikk på et LANDSAT-bilde over Norge viser en rekke lineamenter som avspeiler en sterkt oppsprukket berggrunn. Nærmere granskning av dataene viser at lineamenter forekommer i alle størrelsesordener. Ved bruk av forskjellige typer overførings- og tolkningsteknikker kan satellittene brukes til fremstilling av strukturelle karter og modeller.

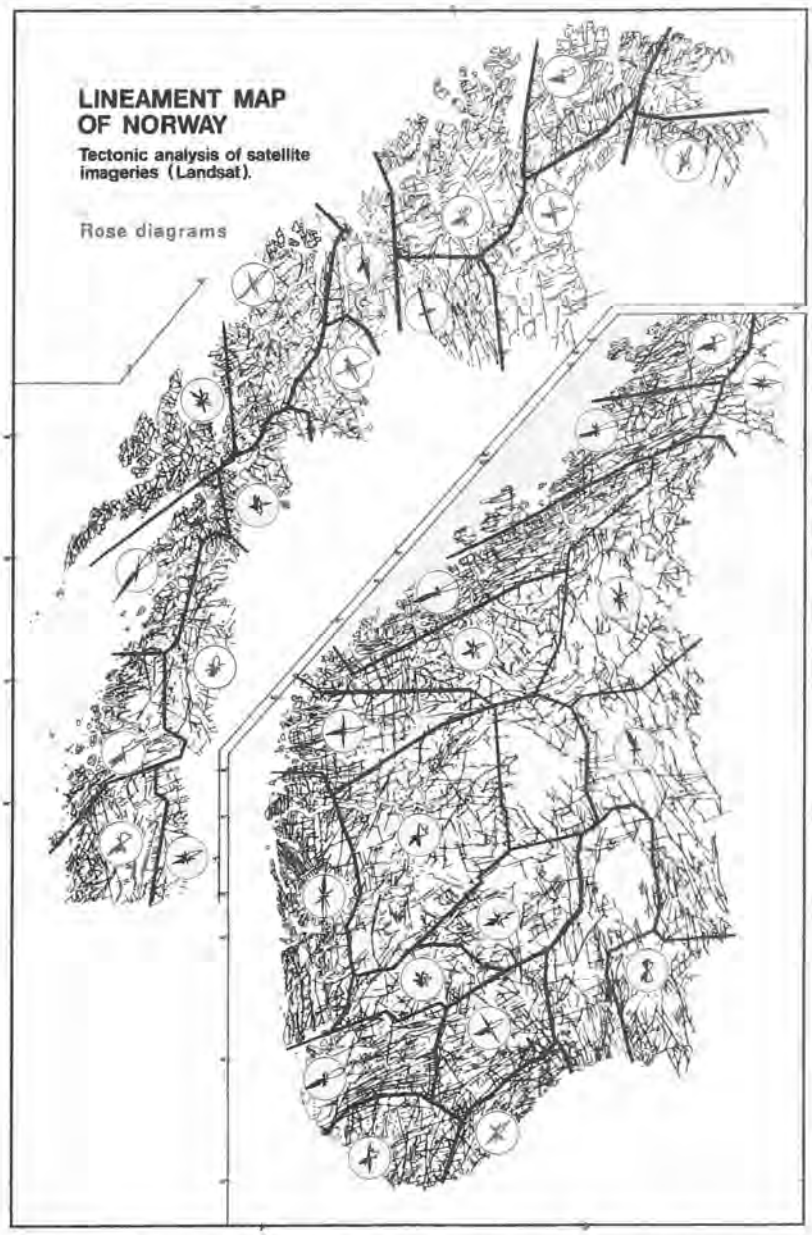


Fig. 23.4 Sprekkekart over Norge basert på LANDSAT-lineamenter. Kartet er inndelt i naturlige sprekkeprovinser med innfelte sprekkroser.

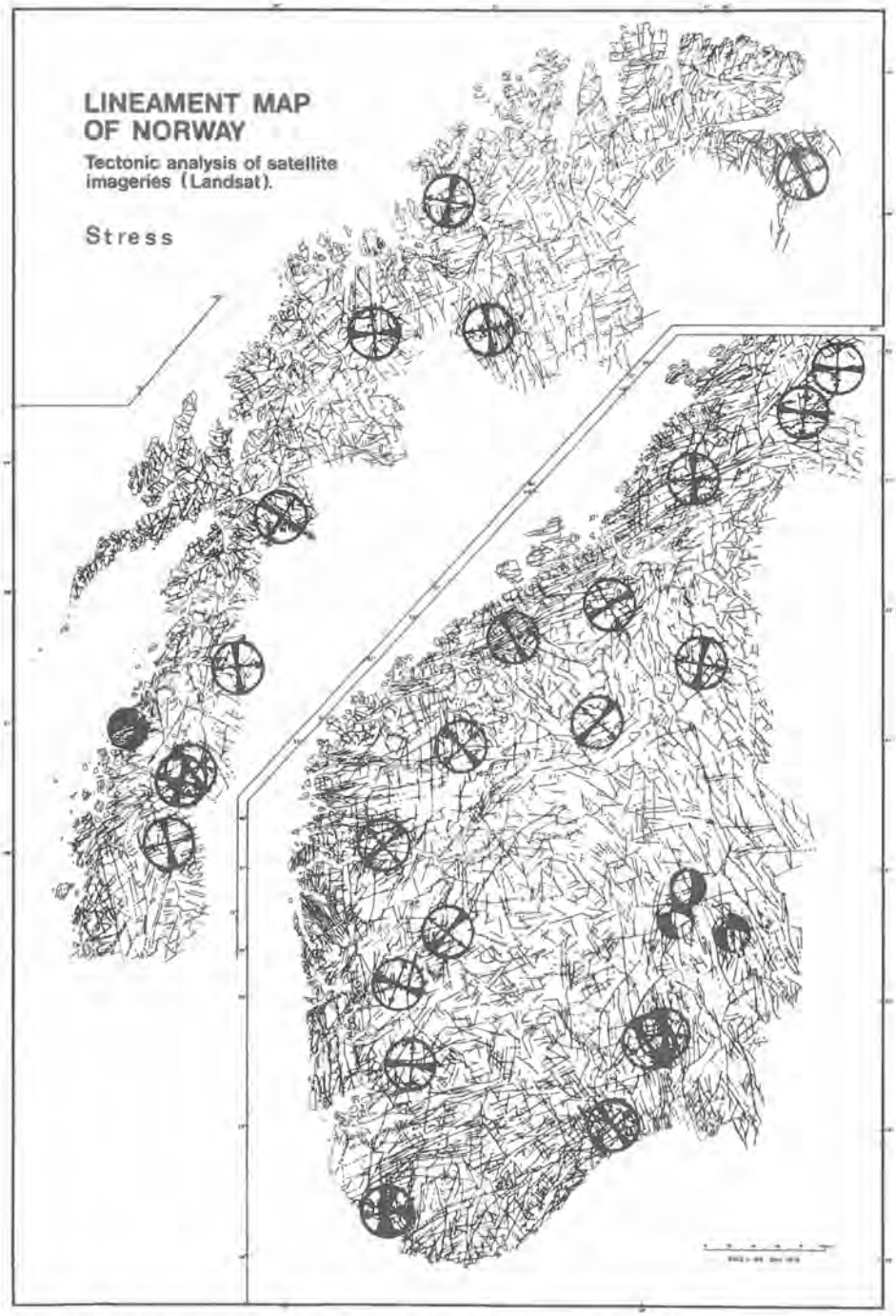


Fig. 23.5 Sprekkekart over Norge med absolutte horisontale spenningsmålinger (Myrvang 1976 og pers.komm.) og fokalløsninger (Bungum & Husebye 1978, Bungum & Fyen 1980). Orienteringen for største horisontale spenningsakse er angitt ved tykke piler i sirkel.

Det er imidlertid viktig å ha kjennskap også til metodens usikkerhet og begrensning. F.eks. er det ikke alle linjestrukturer på et satellittbilde som skyldes virkelige sprekker og forkastninger. Noen skyldes selve opptaksteknikken, disse kan stort sett fjernes ved datamaskinprogram. Andre skyldes vegetasjonsgrenser, landbruk eller andre former for menneskelige inngrep i naturen. Disse fenomener er oftest enkle å skille ut. Vanskeligst er det imidlertid å unngå sammenblanding med bergartsgrenser og strøklinjer (foliasjon). Fra samme satellittmateriale er det mulig å fremstille både foliasjons- og sprekkekart, men hundre prosents sikker atskillelse kan aldri garanteres, kvaliteten av arbeidet vil bl.a. avhenge av bakkekontrollen.

3.1 Sprekkekart over Norge

Ved å analysere LANDSAT-bilder fra hele Norge (tilsammen ca. 30 bilder, delvis overlappende), og å utelate alle de mindre lineamenter (<5 km), har det vært mulig å fremstille et regionalt sprekkekart for hele landet (Fig. 23.4). Kartet er opprinnelig laget i skala 1:1 million og slik at det kan legges ovenpå det geologiske Norgeskart. I den reduserte utgaven som gjengis her, vil nødvendigvis en del av detaljene forsvinne. Større utgaver av kartet, eller tidligere utgaver, finnes i Ramberg et al. (1977) og Gabrielsen & Ramberg (1979 a).

Ved den videre bearbeidelse av dataene har sprekkekartet blitt benyttet til: (1) å inndele landet i en rekke naturlige sprekkeprovinser, og til (2) å identifisere mulige soner med mer intens oppsprekning (intenssoner).

Sprekkeprovinsene er tegnet inn på Fig. 23.4. De tilhørende sprekkeroser viser at hver provins har sitt karakteristiske sprekkemønster. Tre hovedsprekkeretninger forekommer nesten overalt (men ikke like sterkt) . , dette gjelder N-S, NW-SE og NE-SW-retningene. Noen steder, f.eks. syd for Stad, utgjør også E-W-gående sprekker et dominerende innslag. I tillegg til disse hovedretninger forekommer det **lokale** sprekkeretninger som kan dominere oppsprekningen i enkelte områder. Siden sprekkesystemene er et resultat av berggrunnens dannelses- og deforamasjonshistorie, vil en nøyaktig registrering og riktig tolkning av sprekkesystemene gi oss informasjon ikke bare om beliggenhet og hyppighet av eksisterende og potensielle svakhetssoner og slepper, men også om spenningsforholdene rent generelt.

Hvis man sammenligner sprekkemønsteret i de forskjellige provinser med foretatte absolutte spenningsmålinger (Myrvang 1976, pers.komm. 1980) finner man ingen klar og landsomfattende korrelasjon (Fig. 23.5). Foreløpig har man i alle fall for få målinger til å trekke sikre korrelasjoner. Det viktigste problem er imidlertid at sprekkekartet inneholder **alle** typer registrerte sprekker, uansett alder, mens det prinsipielt sett bare er det **yngste** sprekkesett som har sammenheng med den aktuelle spenningssituasjon. For å gå nærmere inn på spenningsanalysen er det derfor nødvendig å utarbeide **mer detaljerte sprekkekart** foruten at fjernanalysen må **kombineres med geologisk feltkartlegging**. Hvis det er mulig å definere sikre kriterier for hvilke sprekkesett i et område som er de yngste (se f.eks. Scheidegger 1980), kan fjernanalysen bli et viktig redskap ved hurtig estimering av spenningsdistribusjonen i et område.

En annen viderebearbeidelse av det regionale sprekkekartet (Fig. 23.4) er,som nevnt, å identifisere relativt mer intense sprekkesoner. Nærmere inspeksjon viser at Møre-Trøndelagkysten utgjør en slik sone. Her finner vi en intens kystparallell sprekkeutvikling, hvor både lengden, retningene og karakteren av sprekkene skiller seg skarpt fra nabo-områdene. Andre soner med intens parallelloppsprekning finner vi f.eks. langs Vestlandskysten, og noe mindre

utpreget i en sone N-over fra Oslofeltet mot Trondheim. I Troms og Finnmark finner vi flere slike soner. Sørlandet representerer en bred intenssone sammensatt av to hovedretninger.

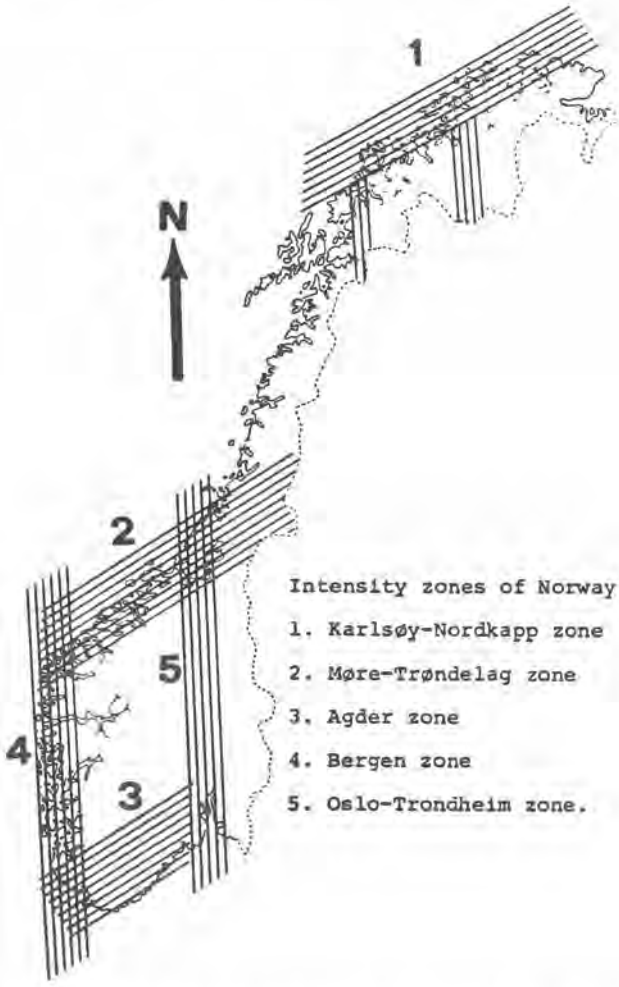


Fig. 23.6 Viktigste intense sprekkesoner i Norge, skjematisk angitt.

De viktigste intenssonene er grovt angitt på Fig. 23.6. Den geografiske fordeling av sonene deler opp landet i et mønster av romboedriske blokker, og antyder at disse områdene har fungert som relativt sett stive blokker. Deformasjonen har virket særlig sterkt i kystområdene. Sammenligner vi intenssonenes posisjon med spenningsmålingene (Fig. 23.5), finner vi at største eller minste horisontale spenningsakse oftest er orientert parallelt eller normalt på sonenes strøkretning, noe som tyder på at skjærspenningene er utløst og at sprekkesonene fortsatt er aktive.

I blokkene mellom intenssonene er sprekkene mindre hyppige og mer uregelmessig for-

delt. I detalj er det slike bergartsblokker som man ønsker å lokalisere for eventuell deponering av miljøskadelig avfall.

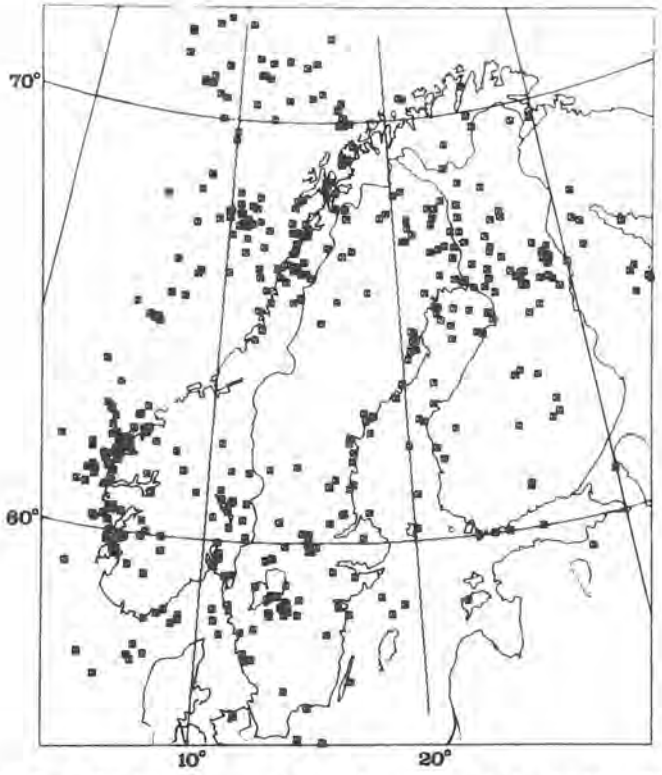


Fig. 23.7 Jordskjelssentre i Fennoskandia i perioden 1954-1978 (Bungum & Fyen 1980).

Sammenligner vi intenssonene (Fig. 23.6) med et kart over den seismiske aktivitet (Fig. 23.7), finner vi en tydelig korrelasjon i S-Norge, mens Nordlandskysten representerer et viktig unntak. Korrelasjonen langs Oslofeltet og særlig Møre- og Vestlandskysten, støtter tanken at disse sprekkesonene er senter for neotektonisk aktivitet. Årsaken til aktiviteten langs Nordlandskysten kan være noe forskjellig fra forholdene i landet forøvrig, og har vært diskutert i flere arbeider (Bungum & Husebye 1979, Gabrielsen & Ramberg 1979 b).

3.2 Detaljert fjernanalyse

De angitte sprekkeprovinser (Fig. 23.4) er naturlig nok ofte identiske med geologiske provinser. Som eksempel på dette er sprekkemønsteret i Oslofeltet (permisk rift sone) sammenlignet med mønsteret i grunnfjellet på begge sider (Fig. 23.8). Den dominerende diagonaloppsprekningen på øst- og vestsiden er i Oslofeltet klart underrepresentert p.g.a. den markante N-S sprekkeretningen. Denne retningen antas å representere det yngste bruddplan i området.

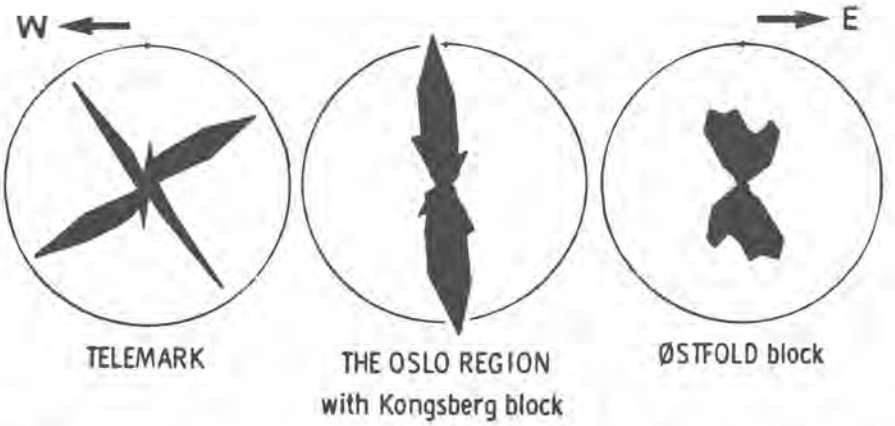


Fig. 23.8 Sprekkeroser fra Oslofeltet (i midten) sammenlignet med de prekambriske områder i vest (til venstre) og øst (til høyre).

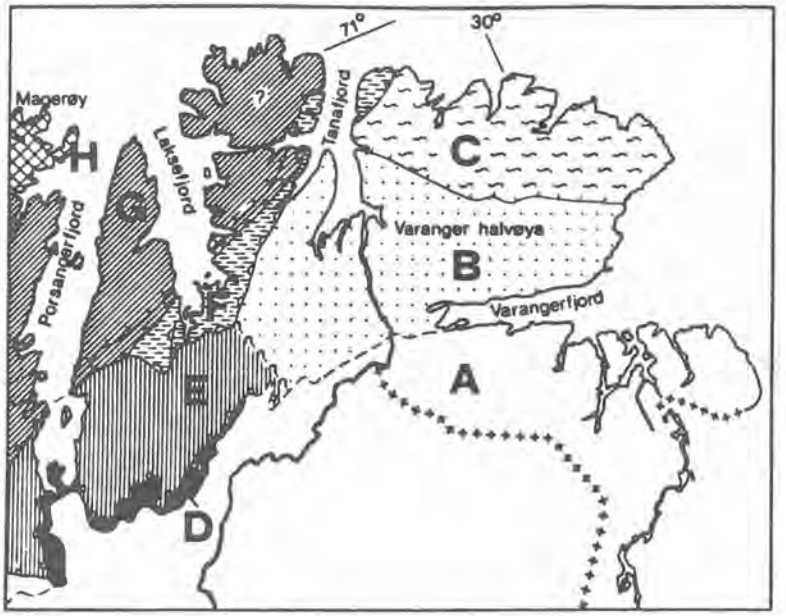


Fig. 23.9 Geologisk hovedinndeling av Finnmark (etter Binns 1978).

Et annet eksempel finner vi i Finnmark, hvor Fig. 23.9 gir oss den geologiske hovedinndelingen med en rekke dekkekomplekser generelt sett liggende ovenpå det krystalline grunnfjell i syd (A). De forskjellige provinser har til dels ulik alder, litologi og deformasjonshistorie, noe som tydelig avspeiles i de forskjellige områders sprekkemønster, Fig. 23.10.

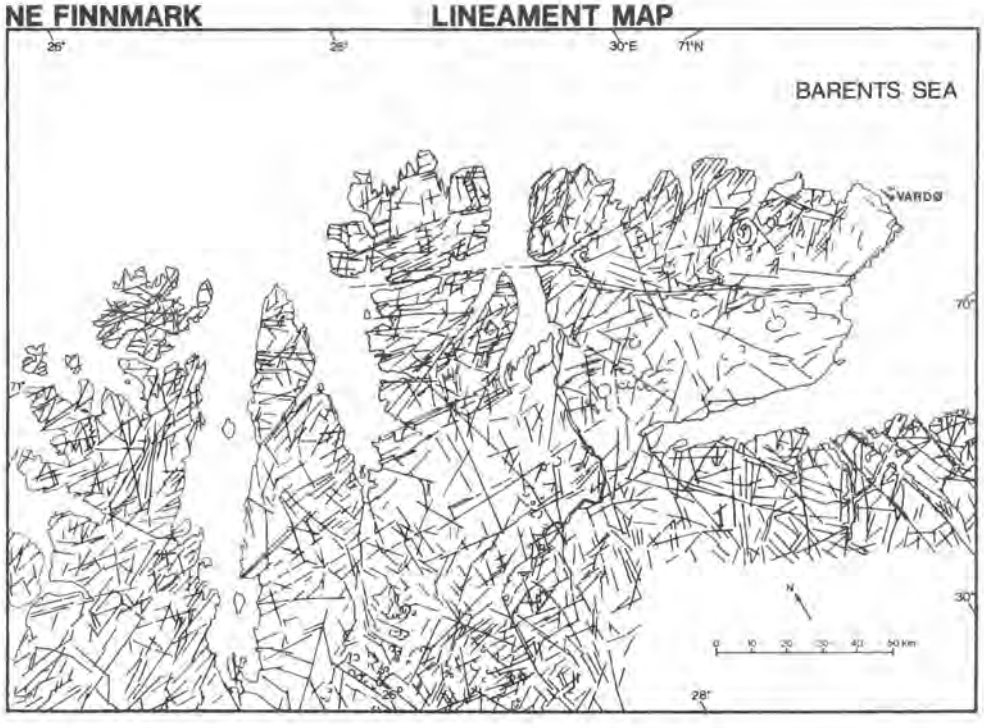


Fig. 23.10 Detaljert sprekkekart over Finnmark basert på LANDSAT-analyse.

Ved sammenligning ser vi, særlig på Varangerhalvøya, hvor klart forskjellig sprekkemønstrene er, og også hvor tydelig overgangen mellom de forskjellige bergartsprovinsene fremkommer. - Disse erfaringene kan videre benyttes til å **predikere** hovedsprekkeretningenes orientering i et område vi er interessert i, selv om dette område skulle være meget overdekket, eller endog ligge under vann og tykke løsavsetninger som på sokkelen. F.eks. vet vi fra geofysiske undersøkelser at Barentshavgruppen (på Varangerhalvøya, Fig. 23.9 e) har stor utbredelse under havområdet utenfor. I dette området kan en derfor benytte kartet som Fig. 23.10 til å antyde sprekkehyppigheten og -retningen, noe som har direkte betydning både for den geologiske forståelse av sedimentasjonsprosessen og eventuelle hydrokarbon-akkumulasjoner, såvel som for belastnings- og risikovurderinger.

Mer utarbeidete LANDSAT-sprekkekart fra S-Norge (Fig. 23.11) viser mange flere detaljer enn de som fremkommer på oversiktskartet. En av de viktigste forskjellene er at de store

hovedlineasjonene på oversiktskartet, ved nøyaktig analyse ofte viser seg å være sammensatt av to eller flere sprekkesett (sammensatte lineamenter), slik at de i detalj utviser et sikksakk mønster. Vi har med andre ord å gjøre med en meget viktig **skala-effekt**. Det betyr at ved å arbeide i forskjellige målestokker får vi flere typer informasjon. Oversiktsstudiene definerer de store og ofte viktige svakhetssoner (som er lette å overse ved detaljarbeide, spesielt på bakken), mens detaljerte analyser fokuserer mer på de enkelte elementer (og inkluderer derfor ofte en del usystematiske data, dvs. "støy"). Satellittanalysen må derfor i de fleste tilfelle kombineres med flyfotografering og feltstudier, alt etter hvilket formål undersøkelsen har.

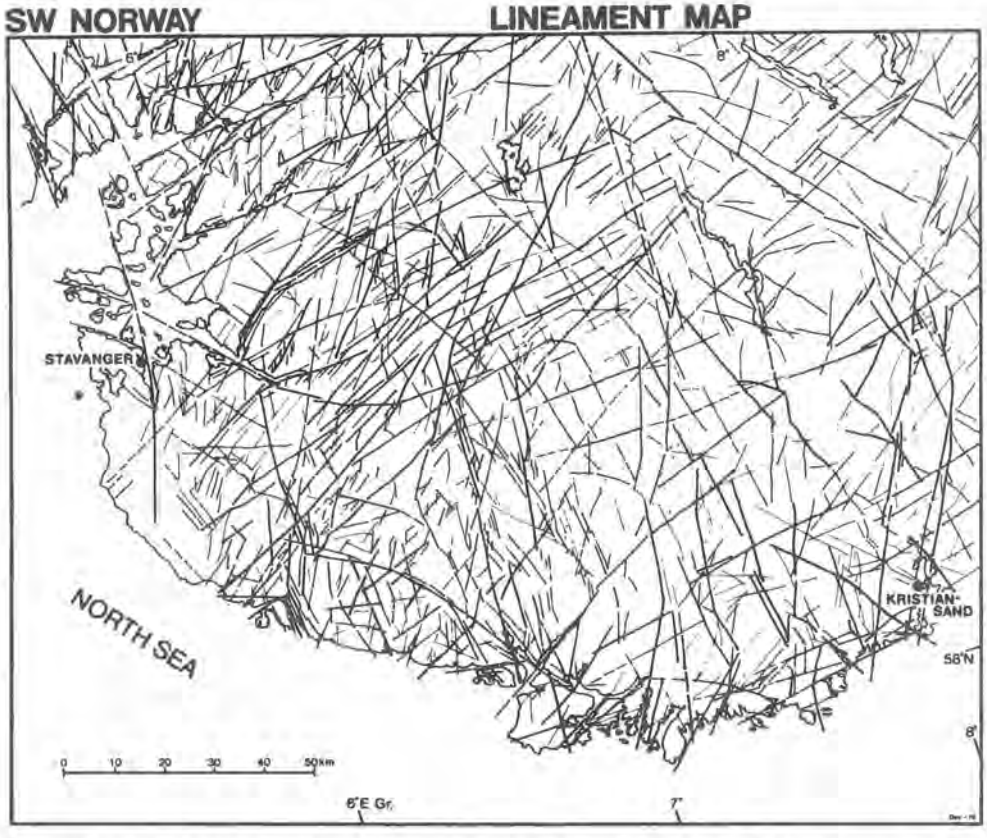


Fig. 23.11 Detaljert sprekkekart over sydligste Norge basert på LANDSAT-analyse.

Et annet interessant trekk er at mange av de store sprekkesonene på land kan følges direkte ut på sokkelen hvor de henger sammen med registrerte forkastninger. Her ute foreligger stratigrafisk kontroll, noe som muliggjør datering av forkastningene som imidlertid ofte har vært gjenstand for bevegelse i flere perioder. Disse observasjoner kan tilbakeføres på problemene på land og der gi oss viktige grensebetingelser ved f.eks, evaluering av spenningsfeltet i dag, og tidligere.

Fig. 23.12 Lineamentskart over S-Norge (etter Kjerulf 1879).

4. KONKLUSJONER

Et spørsmål som alltid vil dukke opp er i hvilken grad LANDSAT-lineamentene representerer virkelige, fysiske trekk i berggrunnen. Utvalgte testområder har vist at lineamentene i de fleste tilfeller representerer påvisbare bruddsoner, forkastninger, knusningssoner, intrusivganger, osv. Men ikke alle lineamentene ligger nøyaktig ovenpå deres fysiske årsak i berggrunnen. Forskyvningen kan skyldes opptaksbetingelsene, solvinkel, skygge-effekter, vegetasjonseffekter o.l. Denne usikkerhet gjelder først og fremst **beliggenheten**, i mindre grad **hyppighet** og **retning** på lineamentene.

En annen viktig konklusjon er at LANDSAT-studier for slike mål vi her har diskutert, må betraktes som et **supplement**, ikke som den endelige eller eneste løsning. Kombinasjon av flere typer fjernmålinger, dvs. satellitt- og flyfoto-tolkning, og bakkedata vil i alle tilfelle redusere usikkerheten og gi flere typer informasjon.

Kort oppsummert synes LANDSAT-data innenfor det aktuelle fagfelt å kunne anvendes bl. a. til:

- sprekkekartleggning rent generelt, som støtte ved regional kartlegging og planlegging
- som supplement ved mer detaljerte sprekkestudier, som utgangspunkt for geologiske, geotekniske og bergmekaniske arbeider (f.eks. vurdering av spenningssituasjonen i fjell)
- korrelasjon med seismisitetsstudier o.l., i samband med studier av stabilitetsforhold og risikoanalyse
- vurdering av sprekkesystemer i forbindelse med vannforsynings- og forurensningsproblematikk.

Intet er nytt under solen, er det sagt, og det gjelder nok også her. Allerede i 1879 publiserte professor Theodor Kjerulf sin bok 'Udsigt over det sydlige Norges geologi'. Der finner man et lineamentskart (Fig. 23.12) basert på datidens topografiske data; i sitt slag representerte Kjerulfs kart et av de aller tidligste sprekkeanalyser, så vi har lange tradisjoner å ta vare på.

LITTERATURLISTE

Binns,R.E., 1978, Caledonian nappe correlation and orogenic history in Scandinavia north of lat. 67°N. **Geol. Soc. America, Bull., 89.** 1475 - 1490.

Bungum, H. & Huseby, E.S., 1979, The Meløy, northern Norway,earthquake sequence - a unique intraplate phenomenon. **Norsk Geol. Tidsskr., 59,** 189 - 193.

Gabrielsen, R. H. & Ramberg, I.B., 1979a, Fracture patterns in Norway from LANDSAT imagery: results and potential use. Norwegian Sea Symposium, Proceedings, NSS/23, 28 pp., Norwegian Petroleum Society.

Gabrielsen, R.H. & Ramberg, I.B., 1979b, Tectonic analysis of the Meløy earthquake area based on LANDSAT lineament mapping. **Norsk Geol. Tidsskr., 59,** 183 - 187.

Hodgson, R.A. et al. (eds.) , 1976, Proceedings First Internat. Conf. on the New Basement Tectonics, **Utah Geol, Ass. Publ., 5,** 369 - 378.

Husebye, E.S., Bungum, H., Fyen, J. & Gjøystdal, H., 1978, Earthquake activity in Fennoscandia between 1497 and 1975, and intraplate tectonics. **Norsk Geol. Tidsskr., 58,** 51 - 68.

Kjerulf, T., 1879, Udsigt over det sydlige Norges geologi. W.C. Fabritius, Christiania, 262 pp, (including atlas).

Lagerbäck, R., 1978, Neotectonic structure in northern Sweden, **Geol. Fören. Stockholm Förhandl., 100,** 263 - 269.

Myrvang, A.M., 1976, Practical use of rock stress measurements in Norway. **Proceedings, ISRM Symp.,** Sidney 1976, 92 - 99.

NASA, 1976, LANDSAT data users handbook. **Goddard Space Fligth Centre**. Document no. 76SDS - 4258., Greenbelt, Md.

O'Leary, D.W., Friedman, J.D. & Pohn, H.A., 1976, Lineament, linear, lineation: Some proposed standards for old terms. **Geol. Soc. America, Bull., 87**, 1463 - 1469.

Ramberg, I.B., Gabrielsen, R.H., Larsen, B.T. & Solli, A., 1977, Analysis of fracture pattern in southern Norway. **Geol. en Mijnboun**, 56, 295 - 310.

Sabins jr., F., 1978, Remote Sensing. Principles and Interpretation. W.N. Freeman & Co., San Francisco, 426 pp.

Scheidegger, A., 1980, Alpine joints and valleys in the light of the neotectonic stress field. **Rock Mechanics, 9**, 109 - 124.

ENKELTE HOVEDTREKK I NORGES REGIONALE ANLEGGSGEOLOGI.

Some main characteristics in Norway's regionale engineering geology.

Professor R. Selmer-Olsen, Geoloisk Institutt, NTH, Trondheim.

SAMMENDRAG

Det gis en kort regional oversikt over erfaringene med hvordan de forskjellige typer vanskelig fjell for tunnelbygging er fordelt i Norge. Hensikten har vært å trekke frem særtrekk som det kan være nyttig å være oppmerksom på ved prosjektering i de forskjellige landsdeler.

SUMMARY

A short regional overview is given of the experience about where different types of rock difficult for tunnelling is located in Norway. It has been intended to point out certain characteristics which could be useful to be aware of when planning underground construction work in the different parts of the country.

Innledning.

Anleggsgeologisk kartlegging for fjellrom må nødvendigvis bygges på erfaringer fra anlegg og på kjennskap til hvor likeartede geologiske forhold forekommer. De muligheter vi har er imidlertid begrenset fordi det ikke er anlegg alle steder og fordi det ikke foreligger et for formålet egnet geologisk kartmateriale.

De forhold som bestemmer de forskjellige typer av anleggsgeologiske problemer er til dels innbyrdes uavhengig og opptrer ofte spredt i et område. Samtidig er følgende av dem til dels bestemt av anleggets form, plassering og akseorientering. De uheldige forhold kan derfor er sted lokalt komme til å samvirke og gi store problemer og et annet sted unngås. Det vil si de vanskeligheter vi får i forskjellige anlegg i et og samme område kan variere sterkt i omfang og type.

Erfaringene tilsier imidlertid at det meste vi har av anleggsgeologiske problemer går igjen i alle landsdeler. Men vanskelighetsgrad og hyppighet varierer. Bare få problemer har en begrenset regional utbredelse.

Når bakgrunnen er slik for vår regionale anleggsgeologi, er det nødvendig å begrense denne omtale til enkelte forhold som synes å vise en regional variasjon og som det samtidig kan være nyttig å være oppmerksom på ved prosjektering.

Bergtrykksproblemer.

Disse skyldes at der i fjellrom oppstår for høye tangentialspenninger i forhold til fjellmassens styrke. Bergtrykket er alltid en sum av gravitasjonsspenninger, frigjørbare residualspenninger og tektoniske spenninger. De bidrag de enkelte spenningstyper gir varierer imidlertid sterkt fra sted til sted. Ofte vil én av typene være utslagsgivene for våre bergtrykksproblemer.

De tektoniske spenninger skyldes forhold under og i jordskorpen. De finnes overalt under dagfjellet og er addert til gravitasjonsspennigene. De har vist seg særlig høye i Rana og Indre Ofoten. Men også flere andre steder nær svenskegrensen fra Trysil til Finnmark er de meget høye, særlig i grunnfjellet under skyvedekkene. Største hovedspenning i disse områder er stort sett rettet mot kystlinjen mellom Møre og Finnmark.

Under vanlige tektoniske spenninger bestemmes bergtrykket av det dyp anlegget legges i og den posisjon det har i forhold til høye dalsider. Bergtrykket vil derfor under vanlige forhold først og fremst skape problemer for oss i de områder hvor vi har en utpreget fjord- og daltopografi slik vi har det på Vestlandet, i Møre, Nordland og Troms.

De frigjørbare residualspenninger er først og fremst knyttet til partier av stive, middels sterke, massive og sure til intermediære bergarter av metamorf eller eruptiv karakter, f.eks. granitter, kvartsdioritter, syenitter, monzonitter og sure grunnfjellsgneiser. Man finner noen slike bergarter i de fleste av våre geologiske formasjoner, kanskje bortsett fra i sparagmitten og devonen på Vestlandet. Men grunnfjellsområdene i Telemark, Agder, Rogaland og Sogn og Fjordane og fjellkjeden i Nordland synes særlig rike på dem, dernest Oslofeltet og Trondheimsfeltet.

Knusningssoner.

Knusningssoner finnes spredt over hele landet, men deres hyppighet, karakter, mektighet og mønster varierer. Områder med svært mange store, nær parallelle soner har vi mellom Skiensfjorden og Lista, mellom Egersund - Boknfjorden og Telemarksformasjonens krvartsitter, mellom Boknfjorden og Sunnfjord og mellom Ålesund og Snåsa. Dertil er beltet av bruddlinjer inn Oslofjorden mot Land og mellom Østerdalen og svenskegrensen vel kjente.

I det sydnorske grunnfjell er også disse mange soner meget kompleks oppbygd. Til dels har de flere generasjoner av bevegelser og leirtyper, meget av knuste masser og tildels knuste diabasganger.

I de indre områder av Møre og Hardangervidda - Hallingdalsområdet er det derimot relativt lite med større knusningssoner.

Skyvesoner finner vi i den kaledonske fjellkjede og dens nærmeste omgivelser. Særlig vanskelig karakter har de ofte under de mer periferie skyvedekker i sør og øst.

Svelleleirsoner har vi stort sett over hele landet, men det er stor forskjell i leirenes aktivitet og som nevnt i hvor tett de ligger. Knusningssoner med særlige aktive typer av utfelte leirmasser forekommer ofte i den kaledonske fjellkjede, i Oslofeltets dypbergarter og i grunnfjellet sør og vest i landet. I sparagmittformasjonens og i Oslofeltets skifrer finner en gjerne bare lite aktive svelleleirer.

Diabaser omdannet til svelleleire er et fenomen en først og fremst finner i Telemarksformasjonens kvartsitter og i Oslofeltets dyperuptiver med omliggende granitter.

Granitter, kvartsdioritter, gneiser og andre sure feltspatrike bergarter som i partier langs knusningssoner er omdannet til svelleleire er et mer vanlig fenomen. De utgjør våre vanske-

ligste leirsoner i vanntunneler. Men er ofte stabile under fremdriften. Vi finner dem oftest i grunnfjellet og i fjellkjedens og Oslofeltets sure eruptiver.

Talkførende slepper og knusningssoner er oftest stabilitetsmessig vanskeligere under fremdriften enn svelleleirsonene. De er først og fremst knyttet til olivin-serpentin-bergarter og kleberstein. De finnes av den grunn nær sagt bare i fjellkjeden og grunnfjellet mellom Sognefjorden og Porsanger.

Det vil si det sydnorske grunnfjell, sparagmittformasjonen, Oslofeltet og grunnfjellet i Finnmark synes praktisk talt fri for disse problemer.

Fenomenet med mange store lekkasjer dypt i fjellet synes også å være av regional art og henge sammen med bestemte mønstre av bruddlinjer i jordskorpen. Særlig kjent er området mellom Kvinesdal, Boknfjorden og Hardangervidda, samt området øst for Rendalen. Men det bruddlinjemønster som synes å være en betingelse for slike lekkasjer finnes også i andre områder hvor vi har lite med anlegg og erfaringer i dag, f.eks. vest for Bergen.

Detaljoppsprekningen.

Dennes betydning for stabiliteten er i stor grad avhengig av i hvilken retning en driver tunnelen, men også av hvor tett sleppene ligger i de forskjellige systemer og hvor glatte de er etc. En kan komme til å drive langsetter glatte slepper i alt fjell og få vanskeligheter. Men det som her peker seg ut som generelt sett særlig vanskelig fjell av denne type er de flattligende, stive, meget tynnbenkende sedimentære bergarter med fin glimmer, kloritt, evt. leire på lagflatene.

Store lagserier av slikt fjell finner en kanskje først og fremst i de noe tektonisk påkjente områder av sparagmittformasjonene nord og sør i landet, dertil i noen grad blant Telemarksformasjonenes kvartsitter. Spredte partier av slikt vanskelig fjell finner en imidlertid også av og til blant den kaledonske fjellkjedes relativt lite omdannende sedimentære bergarter og da ofte i tilknytning til skyvesoner.

Slitende bergarter.

Dette er gjerne bergarter som både er sterke og inneholder meget av kantede kvartskorn. Vi kan også finne slike i nær sagt alle våre geologiske formasjoner. Men de dominerer naturlig sterkest i de utpregete kvartsitt-formasjoner som f.eks. i Telemarksformasjonens suprakrustaler.

Sparagmittformasjonene har også en del forholdsvis slitende bergarter, likeledes devonformajoner på Vestlandet. Mer spredt finner en dem i fjellkjedens sedimentserie og i grunnfjellet.

Sluttbemerkning.

Ingen av våre geologiske formasjoner har bare godt fjell. Alle vil sine steder kunne gi problemfylte fjellanlegg og ingen av våre geologiske formasjoner har så vanskelig fjell at det ikke enkelte steder vil kunne være anlegg med relativt lite problemer. Men det er ingen grunn til å legge skjul på at det i enkelte formasjoner er vanskeligere å unngå problemer enn i andre. Men å sette noen på svartelisten som ubrukelig for fjellanlegg, er nok å gå for langt.

STABILITY PROBLEMS BY FULLFACE TUNNEL BORING

Dr. sc. nat. H. Wanner, Inst. of Technology (ETH), Zurich, Switzerland.

SUMMARY

Bored tunnels generally require less lining because of the lack of a primary fracturated zone created by blasting. The free standing time or distance after LAUFFER is improved up to one rock class for stable to medium stable rock, but not improved for rocks with poor stability. The machine design determines how close to the tunnel face the lining can be brougth in. An instable tunnel face is catastrophic, therefore the geological pre-investigation deserves more attention than for conventional tunneling.

Note: TBM = Tunnel Boring Machine, D+B = Drill and Blast

1. Characteristic curves of deformation behaviour

Several methods have been developed for the description of the behaviour of the tunnel wall during excavation. For a comparison of D+B with TBM, the "Characteristic curves" seem to be appropriate. A very brief summary of the method is given as follows:

Fig. 25.1 shows the basic model for the calculation: a plane under vertical and lateral stress and a circular core disc to be excavated. On its circumference the core applies a force p reacting to the stress, shown as A on the δ-p-diagram. Point D is at its orginal position. When excavating the core, p is gradually reduced to zero, and D starts moving towards the center of the hole, in the direction of δ. Depending on the rock properties, the first deformation is elastic, represented by the line A-B on the force-deformation-diagram. With further reduction of p the deformation becomes elastoplastic (curve B-C). For details see LOMBARDI (1971).

In a conventionally driven tunnel the blasting vibrations cause a first fracturated rock zone (zone 1 in Fig. 25.2) around the cavity. TBMs do not create such a zone, and fracturing or loosening of the rock mass is caused by the stress redistribution only (zone 2)

Therefore this secondary fracturated zone is considerably smaller compared to D+B. Fig. 25.3 Shows a calculated example for a tunnel of 4 m diameter.

If the secondary fracture zone is capable to take the redistributed stress, a new equilibrium is found and the deformations come to a standstill.

It goes without saying, that we can not allow unlimited derformations. The tunnel lining has to replace a part of the reacting force p of the rock core. If in Fig. 25.3 we assume a maximum deformation of 40mm, the lining for TBM has to be dimensioned to 30 Mp/m^2, for D+B to 120 Mp/m^2.

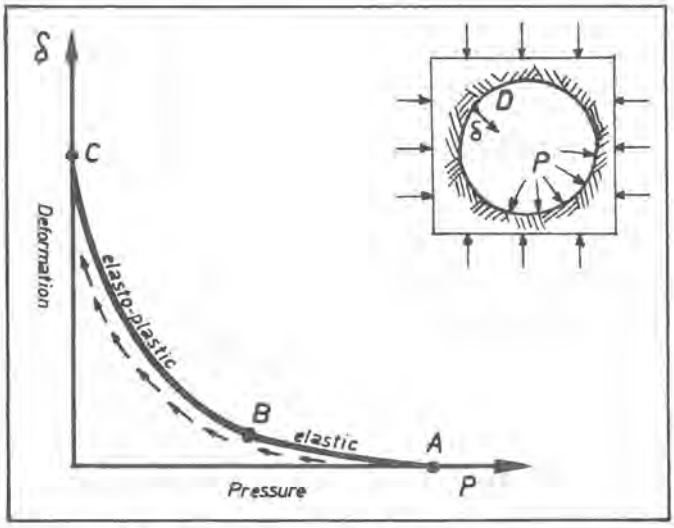


Fig. 25.1 Characteristic curve of deformation behaviour.

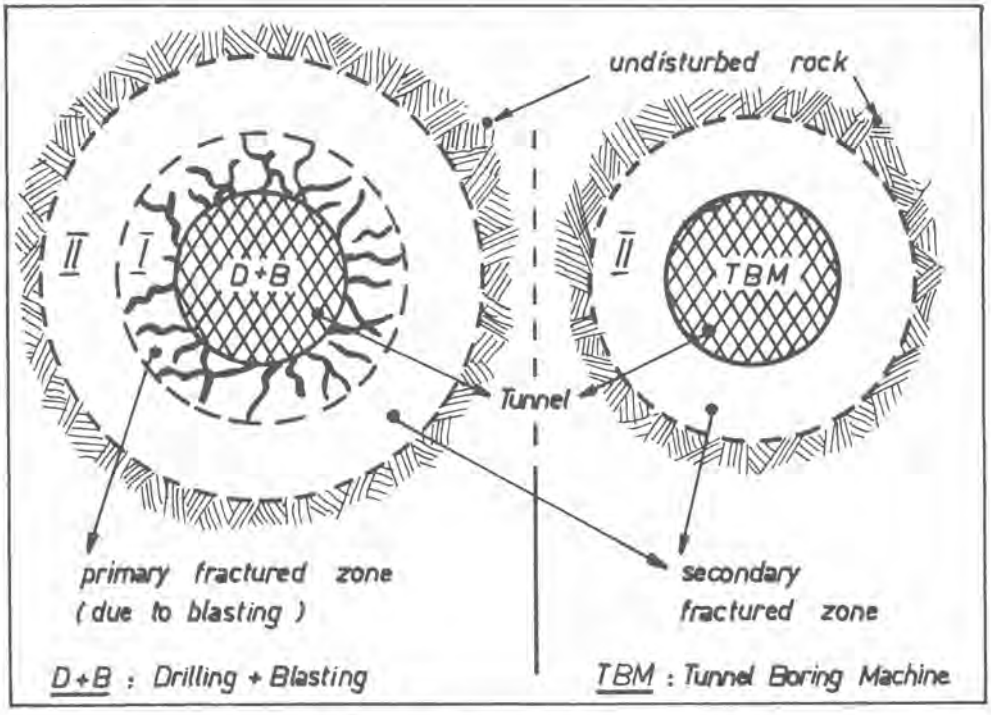


Fig. 25.2 Fractured zones around a circular tunnel.

2. Time dependence

The figures above do not show that the deformations are time dependent. It is important to know in what distance from the tunnel face the provisorical lining can be brought in. With D+B and with roadheaders, one has good access to the face and can support the rock as soon as necessary. The access to the front of a TBM is difficult and the first possibility for rock support usually is behind the rotating head, and even that only for mashines of the newest generation and with special effort. If the rock mass condition in a tunnel demands a systematical lining, the TBM should have facilities for rockbolting or a mechanized erector for steel rings or precast concrete segments rigth after the rotating head.

Less problems occur, if the free standing time of the rock mass is long enough, so that the provisorical lining is necessary only after the machine or not at all. This is the case for the rock class A,B and eventually C after LAUFFER.

By means of TBMs the rock mass conditions are not directly improved, but the free standing time is extended in these cases where the rock is not yet so heavily disaggreated, that vibrations from blasting can not cause additional fractures. In these rocks of poor stability (classes D,E and F in Fig. 25.4) TBMs are not appropriate. In rocks of medium to good stability, however, the mechanical excavation improves the free standing time or free standing distance up to one class after LAUFFER.

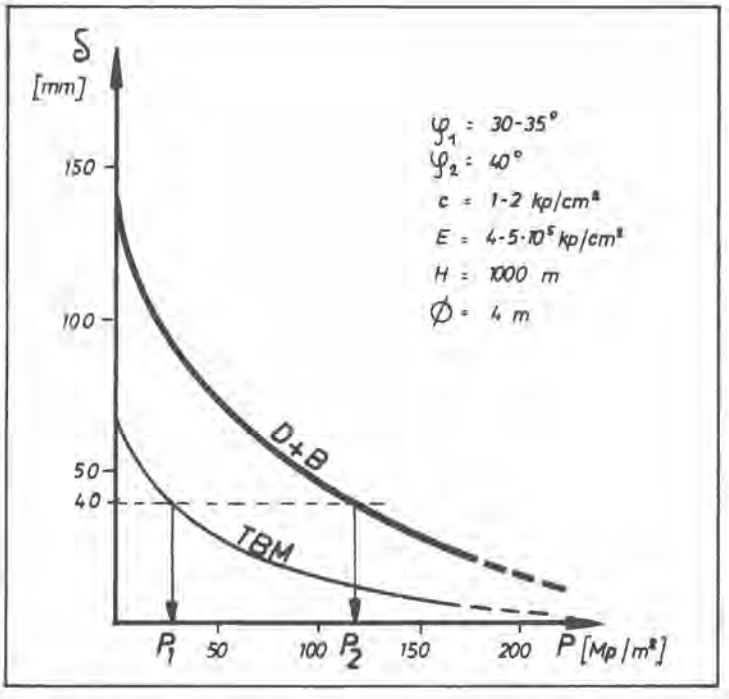


Fig. 25.3 Characteristic curves compared for D+B and TBM.

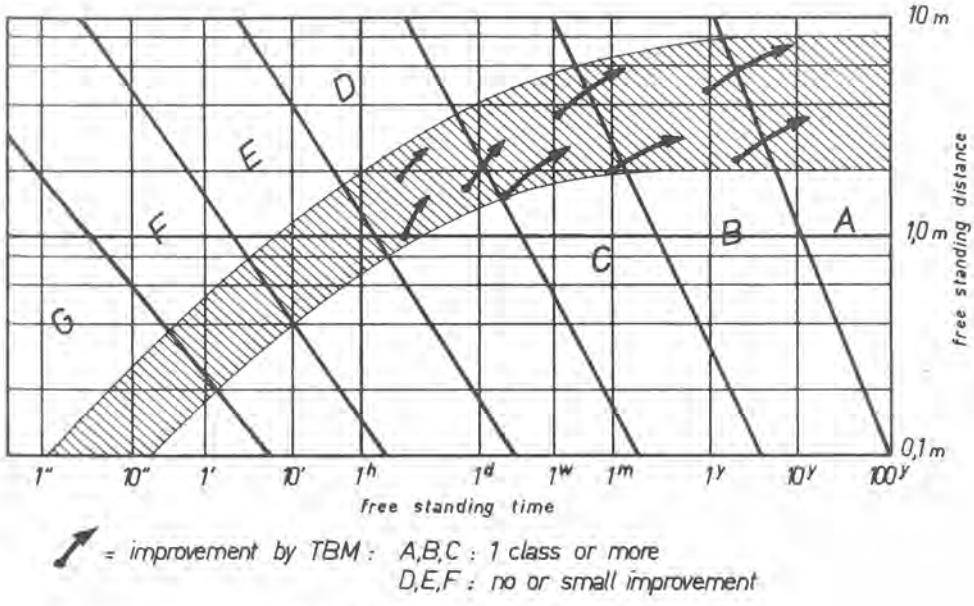


Fig. 25.4 Rock classes after LAUFFER

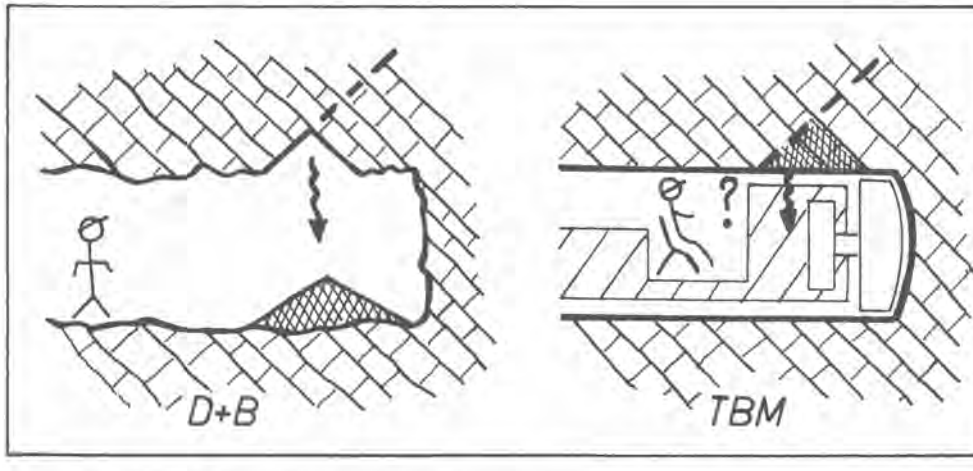


Fig. 25.5 The tunnelers possibility to recognize stability problems are different.

This improvement is clearly shown in a tunnel near Lugano, where one part was excavated by D+B and a second part under identical conditions by TBM. (Tab. 25.1)

Tabell 25.1: Provisorical lining in the Lugano tunnel system.

	rockbolts per 100m	steel rings per 100m
D+B	31	25
TBM	9	5

3. Disadvantages of TBMs regarding rock stability

The improvements mentioned above are to be compared with some important disadvantages as follows. Due to the blasting vibrations most loose blocks in the roof fall down or are at least loosened in such a way that the miners recognize them as a danger and can remove or support them. The TBM leave such blocks in an unstable equilibrium (Fig. 25.5). On the smooth tunnel wall joints and discontinuities are much lessobvious, and danger of rockfall is often not realized by the operator.

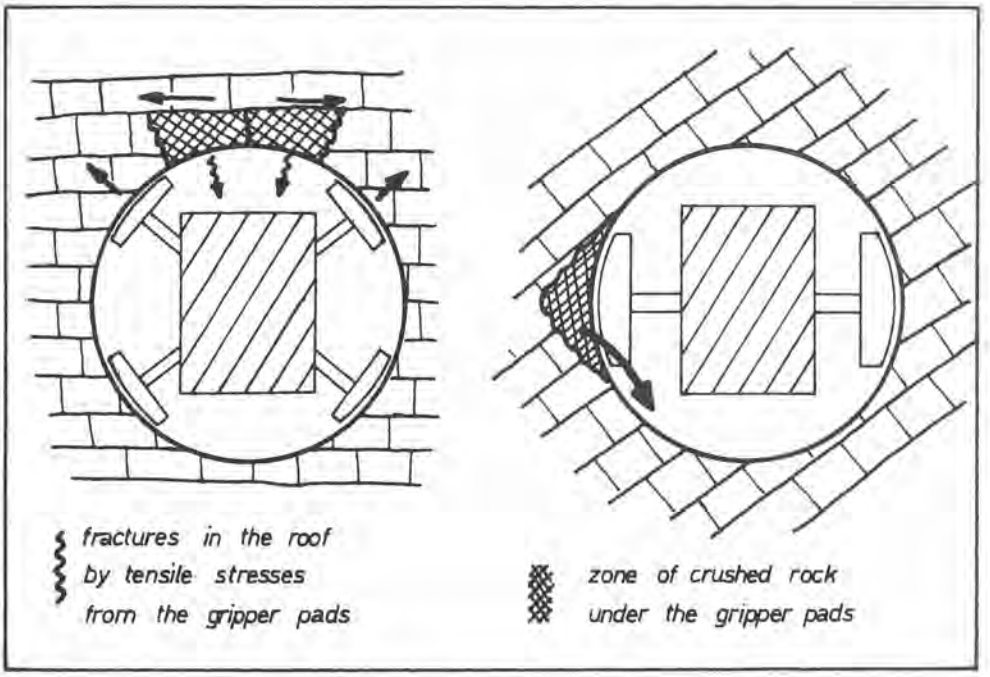


Fig. 25.6 Possible influence of gripper forces on the tunnel walls.

The gripper pads of a TBM can induce fractures in the rock mass. Specially horizontally bedded, thin layered formations proved unfavourable and led to instable rock slabs in the

roof. (Fig. 25.6). This is worse for crosswise arranged grippers (left) than for two lateral gripper pads (rigth). Under these latter, however, the pressure sometimes exceeds the compressive strenght of the rock mass in such a way that parts of the tunnel wall break out.

Under such conditions the TBM is not sufficently braced and therefore the thrust has to be reduced in order to avoid any backslipping of the machine.

The torque of the rotating head is transfered to the tunnel wall by the gripper pads. This creates tensional stresses over the left and under the right pad in case of clockwise rotation of the head. These stresses can lead to additional fractures and therefore to instabilities in the tunnel wall.

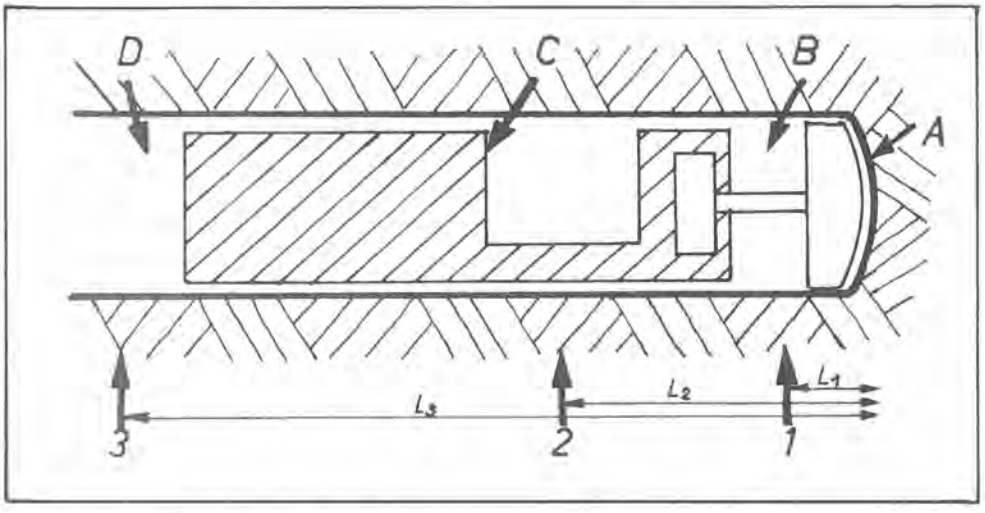


Fig. 25.7 Facilities for roof support (1,2,3) for free standing time/distance A,B,C,D.

4. Possibilities for tunnel lining

As shown in Fig. 25.7 there are several possibilities for lining requirements depended on the place where the rock support has to be brougth in. This depends on the free standing time of the rock and on the actual advance rate of the TBM.

If already the tunnel face is instable (case A in Fig. 25.7), the lining measures are extremely difficult. All the material has to be transported through the small manhole or the machine has to be pulled back to a blasted bypass. It is one of the aims of the geological preinvestigation, to recognize such zones before the realization of the project and to suggest appropriate measures (as grouting by injection etc.) or to exclude TBMs definitenly.

Instabilities at the point B are to be avoided, too, with normal TBMs. For rock conditions with such a short free standing time shielded machines are more suitable, but have other shortcomings.

Cavities at point C or backwards can be controlled, if construction of the TBM is appropriate. In normal cases, however, the standing time of the rock mass should be so long that stability problems accur not before point D.

An appropriate machine design can contribute considerably in the cases B and C above. The most important characteristic is the distance L from the tunnel face with the first facility for supporting the rock. Many new TBMs have this facility immediately behind the rotating head (Pos 1 in Fig. 25.7), but this is not the case for many older machines or for TBMs with small diameters.

The control cabin is often combined with a working platform (Pos. 2), which allows a relatively easy setting of rockbolts or steel rings. The length of L 3, that is the first facility for support after the TBM, depends on the construction of the mucking system.

The lining concicts usually of rockbolts, wire mesh, steel rings or precast concrete segments. Shotcrete has been applied several times, but because of the soil problems proved difficult, when used within the range of the machine.

Conclusions

- In fairly good to good rock conditions TBMs cause less stability problems than D+B. Considerable savings on provisiorcal and definite lining (no superelevation) are possible.

- In rocks of poor stability the application of ordinary TBMs may lead to a complete fiasco because the excavation method is not flexible enough to be adapted to such rock conditions.

- For mechanically excavated tunnels the geological preinvestigation has to be more sophisticated, as the prediction of the rock stability has much more consequences than for the D+B-method.

References:

Lombardi, G. (1971): Zur Bemessung der Tunnelauskleidung mit Berücksichtigung des Bauvorganges. Schweiz. Bauzeitung 89, Nr. 32

Wanner, H. (1979): Deciding on the excavation method for a tunnel - from the geologist's point of view.
Underground Space 3, Nr. 6

INGENIØRGEOLOGISKE ERFARINGER FRA TUNNELDRIFTEN VED VARDØ UNDERSJØISKE TUNNEL.

Experiences from Vardø submarine tunnel, exploratory drillings from the tunnel face

Ingeniørgeolog Tom K. Gustavsen, Ingeniør A.B.Berdal A/S.

SAMMENDRAG

Artikkelen refererer de ingeniørgeologiske erfaringer fra driften av de første 1,5 km av Norges første undersjøiske vegtunnel. Tunnelen, som er totalt 2,6 km lang og danner fastlandsforbindelsen ut til Vardø by, drives i relativt sterkt oppsprukne fjellmasser. Mest brukte sikringsmetoder er bolting samt kombinasjon av bolter og sprøytebetong. Beredskap under driving ivaretas ved bruk av 30 m lange sonderborhull og et 200 m langt kjerneborhull foran stuff. Man har til nå ikke erfart nevneverdige lekkasjeproblem.

SUMMARY

The article describes the first submarine road-tunnel under construction in Norway. The tunnel, which is 2,6 km long a cross section of 50 m^2, will the connection between the island of Vardø and the mainland. The article describes the geological conditions, including pre-investigations and construction experiences so far, when about 60 per cent of the tunnel is completed. The exploratory drilling ahead of the tunnel face is used to detect possible water leakage problems. Until now no significant water leakages have been recorded.

1. INNLEDNING

På forsommeren 1979 ble driften på Norges første undersjøiske vegtunnel påbegynt, og to stuffer er i skrivende stund underveis henholdsvis 35 og 45 m under bunnen av "Barentshavet".

Byggherre er Statens Vegvesen, ved Vegsjefen i Finnmark,hovedentreprenør Ingeniør Thor Furuholmen A/S og konsulent Ingeniør A.B.Berdal A/S.

Tunnelen som vil bli ca 2,6 km lang, vil danne forbindelsen mellom Vardø by og fastlandet. Foredraget oppsummerer de ingeniørgeologiske erfaringene fra tunneldriften hittil, d.v.s. når det gjenstår ca. 40% å drive.

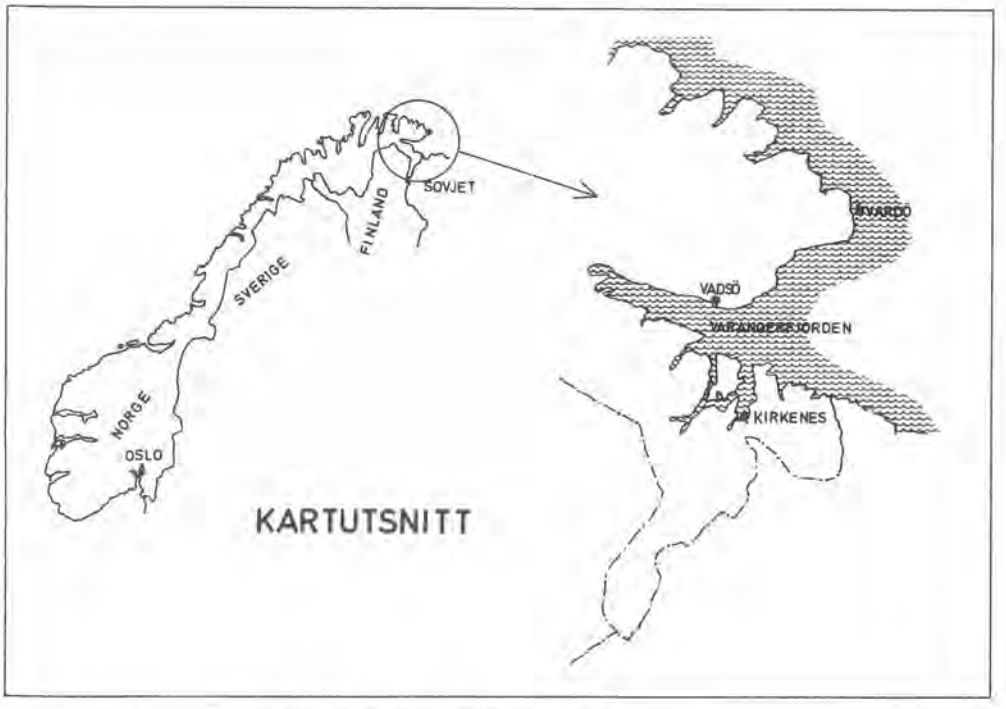


Fig. 26.1 Oversikt beliggenhet

2. UTFØRTE FORUNDERSØKELSER

De første forundersøkelser utført med tanke på fastlandsforbindelse til Vardø (bru-alternativ) ble satt igang allerede i 1958. I det videre vil det imidlertid kun bli nevnt undersøkelser som dekker området omkring den valgte tunneltrasé.

Følgende undersøkelser er utført som grunnlag for valg av endelig trasé:

- **Detaljert geologisk kartlegging**, hovedsakelig utført av Veglaboratoriet.

- **Akustiske loddinger**, utført av Noteby, - som har gitt grunnlag for opptegning av bunnkotekart og løsmassemektigheter.

- **Seismisk profilering**, utført av A/S Geoteam. Det er utført seismisk profilering med en totallengde 12700 m fordelt på 25 profiler.
  Profilene dekker et belte med bredde ca. 0,5 km tvers over sundet. De seismiske målingene vil foruten å angi løsmassemektigheten også indikere løst, oppsprukket fjell i form av lavahastighetssoner.

- **Fjellkontrollboringer** i sundet, utført av Hagconsult AB.
  Det ble boret 36 hull primært for å kartlegge nærmere de største lavhastighetssonene. Boringene ble ført 8 - 25 m ned i fjell, - det ble utført vanntapsmålinger, og i enkelte

hull også korte kjerneboringer i bunnen av hullet. (se eksempel i figur 26.2).

– **Kjerneboringer**. Det er boret 7 hull fra land, med total lengde 660 m. Boringene ble utført av Terranor A/S. Alle hullene ble vanntapsmålt.

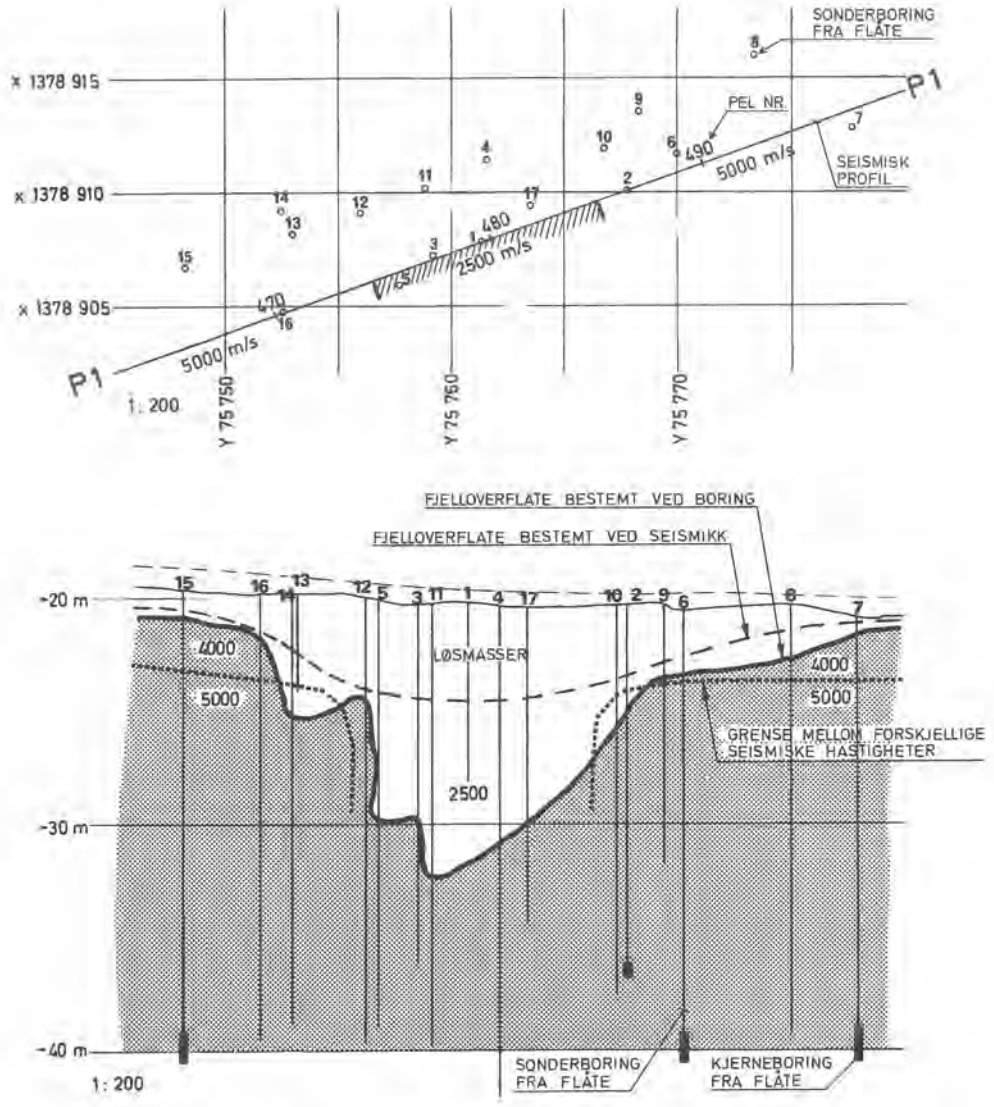


Fig. 26.2 Eksempel på bruk av fjellkontrollboringer for nærmere kartlegging av en svakhetssone.

3. GEOLOGI/FJELLFORHOLD

Berggrunnen langs tunneltraséen består hovedsakelig av svakt metamorfe kvartsittiske sandsteiner, siltsteiner og leirskifre. Bergartene er foldet etter en N-S foldeakse (d.v.s. med retning tilnærmet langs sundet). Tunneltraséen skjærer en stor regional antiklinal med akse omtrent midt i sundet. Således heller lagene på fastlandssiden (steilt) mot vest, og på Vardøsiden (40-50 g) mot øst. (se figur 26.3).

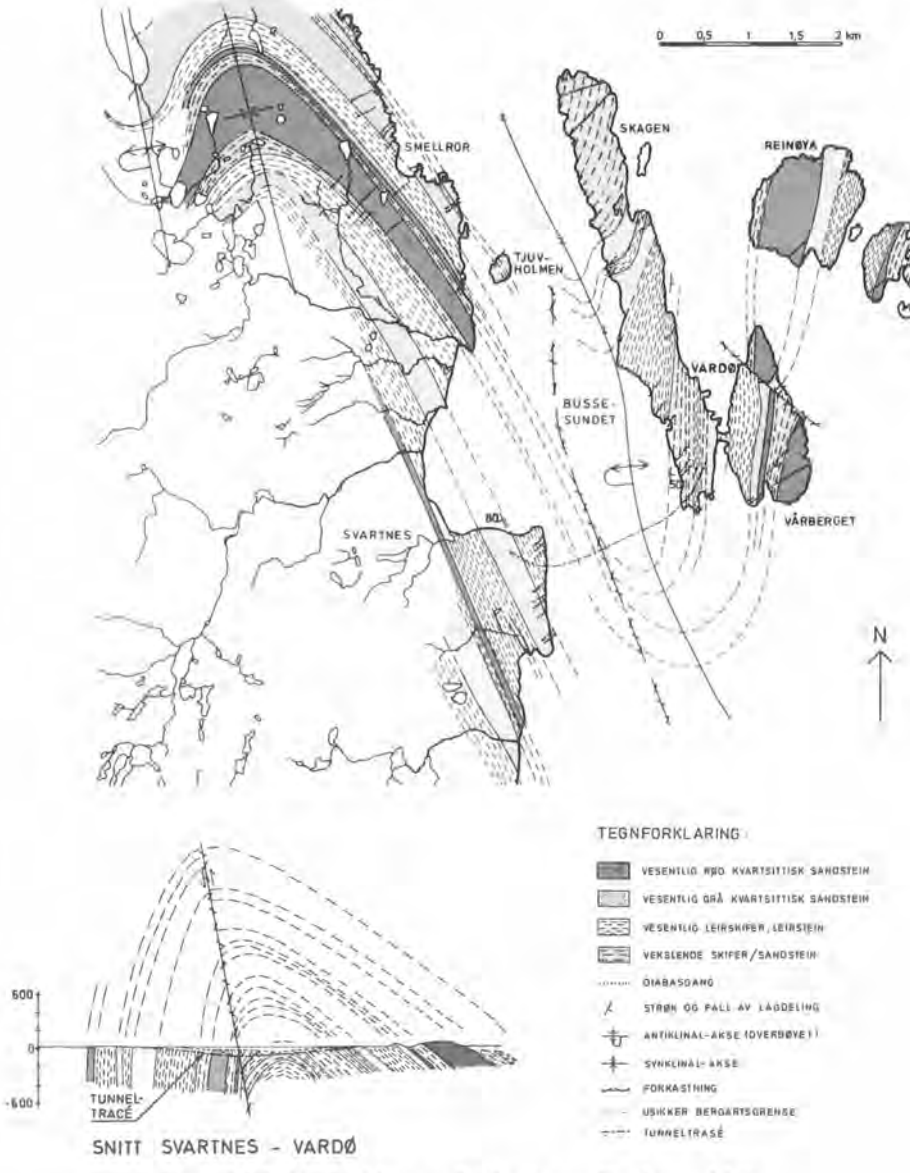


Fig. 26.3 Geologisk oversiktskart over Vardøområdet.

Oppsprekningsgraden observert på land, i borkjernene, – og nå også i tunnelen, kan for det meste karakteriseres som stor (d.v.s. flere enn 10 sprekker/m^3 fjellmasse). Kjerneboringen av de 7 hullene viste således en gjennomsnittlig oppsprekkingsgrad på 8 - 15 spr/lm kjerne, - noe som skulle tilsvare 10-20 spr/m^3 fjellmasse.

Stikk og sprekker etter lagdelingen danner det dominerende sprekkesystemet med en stikk-/sprekkeavstand som i leirskifer oftest ligger i området 2-10 cm og i sandsteinen 10-100 cm. Lagdelingen står langs det meste av tunnelen relativt steilt, og med strøk omtrent tvers på tunnelaksen.

Ved den seismiske profileringen er det registrert en rekke lavhastighetssoner. Ved å sammenholde av resultatene fra de enkelte profil, er det fremkommet et mønster med svakhetssoner med NS og ØV som dominerende retninger, og med NS som den overveiende hyppigste retning (dvs. en retning nær tvers på tunnelretningen i sundet) (se forøvrig figur 26.4).

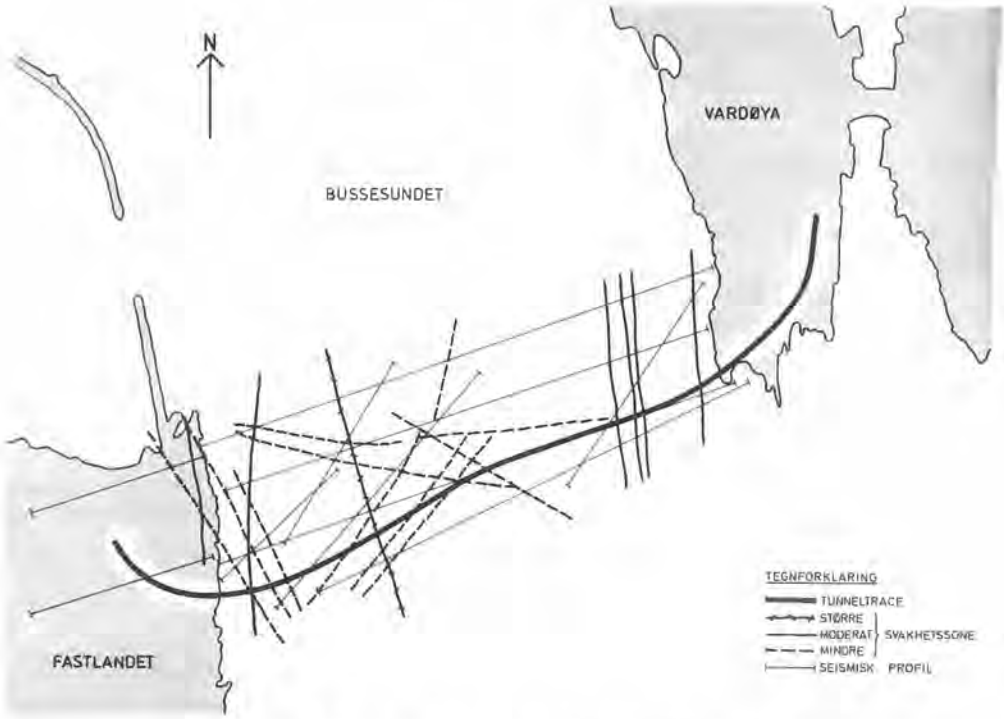


Fig. 26.4 Seismiske profil og antatte svakhetssoner.

4. STABILITET OG DRIVEFORHOLD

I skrivende stund er det drevet totalt ca. 1600 m, hvorav ialt ca. 700 m er tunnel direkte under sjøen.

Ca. 500 m har en vinkel mindre enn 40 ° på lagdelingene, og totalt har ca. 450 m av disse en fjelloverdekning mindre enn 20 m.

Største uke-inndrift på én stuff har hittil vært 52 m (med 2 hydraulrigger med tilsammen 5 bommer).

På grunn av markant skifrighet er det av stor betydning at konturen sprenges forsiktig. Konturhullene bores med ca. 60 cm avstand og lades med 17 eller 22 mm rørledning.

Som før nevnt er fjellet gjennomgående mye oppsprukket, noe som følgelig har gitt seg utslag i en relativt omfattende stuffsikring.

Sikringsomfanget hittil er som følger:

- Betongutstøpning på stuff: 210 lm; d.v.s. ca. 13 % av drevet tunnellengde.

- Sprøytebetong heng + vegger, stedvis bare heng: Ca. 800 lm, d.v.s. ca. 50 % av drevet tunnellengde.

- Bolter: Gjennomsnittlig nærmere 4 bolter pr. lm.
  I tillegg er det foretatt omfattende rensk.
  Sikringskostnadene fordelt over hittil drevet tunnel-lengde tilsvarer omtrent sprengningsprisen. Det brukes dels gyste bolter på stuff, dels ekspansjonsbolter som kan gyses senere (rørbolter). Således vil alle bolter kunne betraktes som permanent sikring.

Det relativt store sikringsomfanget kan tilskrives flere årsaker, men av stor betydning er nok at tunneltraséen den første strekning går dels langsetter, dels med relativt spiss vinkel til strøkretningen, samtidig som fjelloverdekningen er beskjeden.(De første 450 m med overdekning 5-20 m).

I tillegg har man ute i sundet passert 2 svært mektige knusningssoner.

Som vist på Fig. 26.5 er det ved den seismiske profileringen registrert 4 lavhastighetssoner i det partiet hvor de to knusningssonene ble påtruffet. (Seismisk hastighet 3200 - 4000 m/s). Her er fjelloverdekningen bare 30 m med vanndybde 25 m.

I tunnelen viste det seg at de 2 sonene krevet forsering med utstøpning på stuff over 2 strekninger, hver på 30 m.

Dette tilsvarer for den første sones vedkommende avstanden fra begynnelsen av den første seismiske lavhastighetssone til slutten av den neste. Den andre sonen kan på tilsvarende vis sies å strekke seg fra begynnelsen av én seismisk lavhastighetssone, til noe forbi den neste.

5. SONDERBORING

a. Sonderboringer fra stuff

Som et ledd i beredskapen mot uforvarende å komme inn i vannførende og/eller oppknuste soner, utføres det kontinuerlig sondérboring fra stuff med borriggen, med minimum 4 hull gjennom hele den undersjøiske del av tunnelen. Boringen utføres hver 5. til 6. salve med 30 m lange hull og 5 - 8 m overlapp mellom hver boring.

Ved sondérboring med 4 hull og det aktuelle hydrauliske borutstyr, er bortiden inklusive vanntapsmåling ca. 2 timer.

Det bores da 2 hull av gangen, og ledige bommer brukes oftest til å bore salvehull. Netto tapt tid blir derved 1 -1 1/2 time avhengig av antall bormaskiner. Foruten vanntapsmåling

med pakningsplassering ytterst i hullet, blir også selve boringen fulgt opp med kontinuerlig borsynkregistrering. Man har foreløpig for lite erfaringsgrunnlag til å kunne bestemme den reelle nytteverdien av å foreta direkte borsynkregistreringer.

Ved boring inn i f.eks. leirslepper eller løst, knust fjell, vil dette oftest registreres som fastboring eller automatisk stopp i boringen (når maskinen kjøres på automatikk).

Videre kan det ofte registreres endringer i fargen på spylevannet. En slik nøye oppfølging av sondérboringene synes å kunne gi god indikasjon på når stuffen vil komme inn i f.eks. meget løse leirsoner.

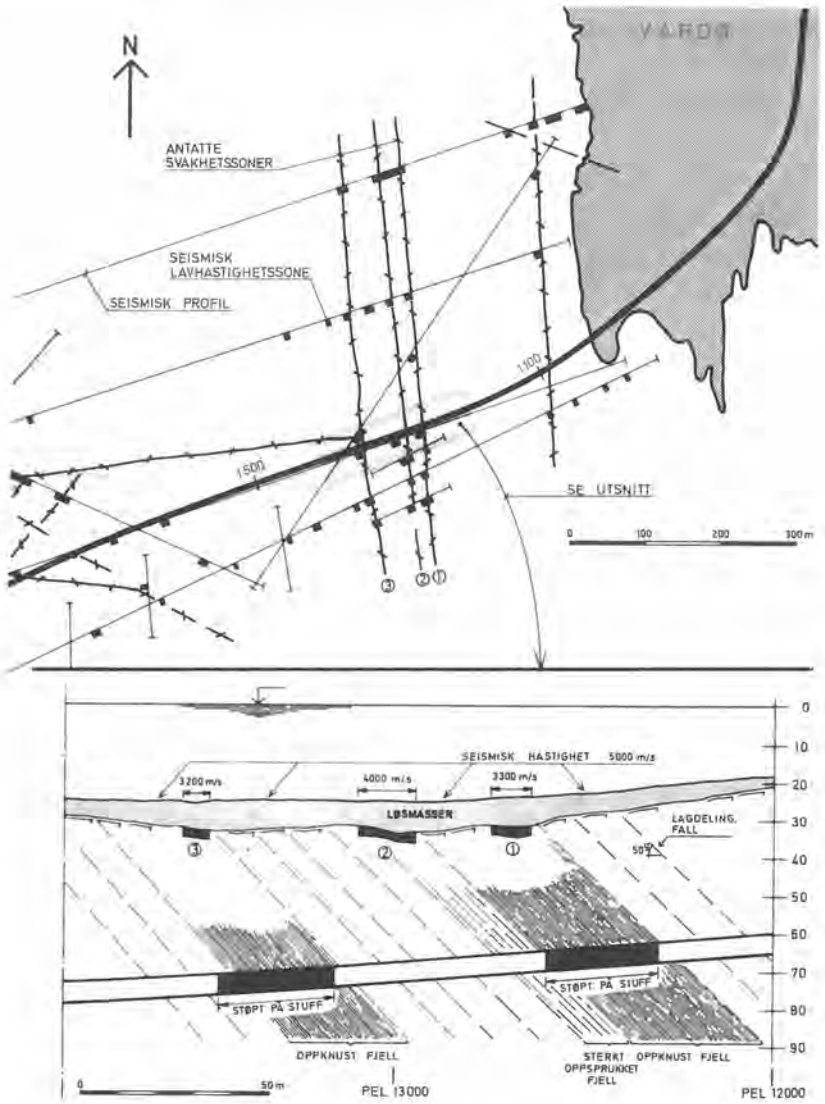


Fig. 26.5 Eksempel på samsvar mellom opptreden av seismiske lavhastighetssoner og knusningssoner i fjellet.

Foruten på ett parti hvor det ble injisert, har de registrerte lekkasjer vært mindre enn 0,6 Lugeon (I det injiserte parti ble det registrert lekkasjer opptil 4 Lugeon).

I det vannlekkasjer oftest forekommer i soner av begrenset utstrekning, vil man ved bruk av kun én pakning ytterst i hullet få for lave Lugeon-verdier når man beregningsmessig fordeler lekkasjen langs hele hullet. Man har derfor valgt å følge det prinsipp som ble benyttet ved kloakktunnelene i Oslo - å beregningsmessig regne lekkasjen fordelt over kun en begrenset del av hullet (valgt til 5 m), - selv om vanntapsmålingen foretas over 25 m hull-lengde.

Ved denne beregningsform har maks lekkasje utenom det injiserte parti kommet opp i 2,9 Lugeon (tilsvarende 0,6 "normal-Lugeon").

b. Kjerneboring som sondérboring

For å oppnå en sikrere forhåndsbestemmelse av om stuffen vil trenge inn i spesielt vanskelige partier, blir det kjerneboret langs den undersjøiske del av tunnelen.

Hullene blir boret 200 m lange fra nisjer med avstand 170 - 180 m. For hver 6. - 12. meter blir det foretatt vanntapsmåling under innboring.

P.g.a. de ofte sterkt oppsprukne fjellmassene fåes relativt ofte fastkiling av kjernen under boring, - noe som betinger hyppige opptak. På de vanskelige partier må kjernen tas ut for hver 20 cm borlengde, mens vanlig opptakslengde er 1 - 2 m.

Når hullet i tillegg skal vanntapsmåles hver 6. - 12. meter, vil man vanskelig kunne overstige en skiftkapasitet på 8 - 10 m som et gjennomsnitt for et 200 m langt hull. I lite oppsprukket fjell ville man kunne oppnå det dobbelte. Med flytting og montering av maskinen vil dette si at boring av et 200 m langt hull krever omkring 3 arbeidsuker ved 2-skifts drift.

Med ny boring hver 170 m og én maskin som skal betjene 2 stuffer, vil man kunne klare kontinuerlig å ligge foran stuffene dersom gjennomsnittlig uke-inndrift på hver stuff ikke overstiger ca. 30 m/uke.

Erfaringene med de første 2 kjerneborhull tilsier at i denne type fjell, med den aktuelle kjernediameter (32 mm), har man måttet støpe på stuff hvor det har forekommet kjernetap under boringen. Om denne tendens vil fortsette, gjenstår så å se.

Så kan man spørre: Har så kjerneboreresultatene noe konkret innvirkning på selve tunneldriften?

Kjerneborhullet kan vel ikke sies å redusere faren for vanninnbrudd i tunnelen nevneverdig, - idet denne beredskap ivaretas av sonderboring foran stuff.

I motsetning til vanlig sondérboring, kan man imidlertid med kjerneboring oftest klare å **bore igjennom** spesielt vanskelige soner slik at sonens avgrensninger blir kjent på forhånd.

Konkret innvirkning på tunneldriften har kjerneboreresultatene hatt ved at antall sonderborehull reguleres avhengig av registrerte vannlekkasjer og knuste soner.

I mer ekstreme tilfelle vil man også kunne tenke seg å redusere salvelengden når en forventet spesielt vanskelig sone skal "punkteres".

Nå kan det se ut til at kjerneboring i de fjellforhold man har ved Vardø, og med bruk av 32 mm kjernediameter, gir en noe lav "terskel" for kjernetap. M.a.o. vil man lett få kjernetap i fjell som riktignok må støpes på stuff, - men som dog ikke er av **særdeles** vanskelig karakter. Man kan altså ikke med de aktuelle fjellforholdene skille ut de spesielt vanskelige svakhetssoner i noen særlig grad. Det antas at boring med større kjernediameter i mange tilfelle vil kunne gi mindre kjernetap.

De tilfelle man vil velge å korte ned på salvelengden, synes derved ikke å kunne reguleres av kjerneboringene alene, men må sees i sammenheng med de foreliggende geologiske data.

6. LEKKASJEFORHOLD

Driftsproblemer forårsaket av lekkasjer må hittil kunne sies å være av beskjeden karakter sett i forhold til den store oppsprekningsgraden og en fjelloverdekning på bare 30-45 m opp mot sjøbunnen.

Med grunnlag i vanntapsmålinger utført i 7 kjernehull, samt i sondérborehull boret ute i sundet, hadde man forhåndsberegnet en lekkasje i tunnel tilsvarende ca. 1,5 l/min uten injeksjon.

Det vesentligste av de registrerte lekkasjer var mindre enn 10 Lugeon, også i sondérhull boret i de seismiske lavhastighetssoner. Ved å bruke 2,5 Lugeon som kriterium for injeksjon, var det ut fra det samme grunnlag beregnet at ca. 25 % av tunnelen måtte injiseres. Lekkasjen skulle derved kunne reduseres til ca. 0,4 l/min. Foreløpig synes det som om det nevnte grunnlag avspeilet for ugunstige lekkasjeforhold.

Det er hittil injisert kun i 2 tilfelle, og dette var før tunnelen passerte strandlinjen. Lekkasjen i tunnelen hittil tilsvarer en gjennomsnittlekkasje pr. lm på ca. 1/3 l/min. På partiet med de to før nevnte større svakhetssoner har lekkasjen vært noe større, ca. 1 liter pr. min. Til sammenligning kan nevnes at vannlekkasjen ut av kjerneborhullet som ble boret gjennom det samme partiet foran stuff, gav en lekkasje på ca. 0,3 l/min. pr. m.

Ved å bruke teoretiske formler for å beregne lekkasjen inn i f.eks. en tunnel eller et borhull, vil man med det aktuelle vanntrykk og fjelldybde, finne at lekkasjen inn i en tunnel med tverrsnitt 75000 ganger så stort som borhullets, ikke skal være mer enn 3 ganger så stor som lekkasjen inne i borhullet.

I borhullet ble det som nevnt registrert en lekkasje på 0,3 l/min. pr. m, og i tunnelen ca. 1 l/m pr. m. I dette tilfelle stemte altså oppskriften bra.

Idet lekkasjene hovedsakelig forekommer som drypplekkasjer spredt jevnt over store deler av tunnelen, - vil dette innebære etter forholdene store omkostninger for byggherren.

For å hindre dannelse av issvuller må vannlekkasjene føres ned til sålen ved isolerte platetak. Kostnader for platetak ligger i størrelsesorden 1,3 - 1,4 ganger sprengningsprisen pr. lm.

For entreprenøren innebærer drift i tunnel med saltvannsdrypp stor korrosjonsfare, og dermed mye ekstraarbeid i form av hyppig rengjøring av alt utstyr, samt ekstra beskyttelse og jevnlig overhaling av de elektriske/elektroniske instrumenter på alt maskinelt utstyr.

7. OPPSUMMERING

Man skal være varsom med å trekke konklusjoner med et såvidt ufullstendig erfaringsgrunnlag som her foreligger (med tunnelen bare vel halvveis til gjennomslag).

Imidlertid kan det passe å avslutte med et par **foreløpige** erfaringer/synspunkter.

- De hittil passerte seismiske lavhastighetssoner registrert på profilet langs traséen har vist seg å stemme noenlunde overens med opptreden av svakhetssoner i fjellet. Mektigheten på disse sonene i tunnelen overstiger imidlertid ganske mye den angitte lengde på lavhastighetssonene.
  Antagelig skyldes dette de spesielle fjellforholdene med gjennomsettende lagdelingssprekker som eksisterer på stedet.

– I de tilfelle det (som her) eksisterer en meget omfattende forhåndskartlegging av fjellforholdene ved bruk både av detaljerte seismiske undersøkelser samt fjellkontrollboringer, synes en nøye oppfølging av sonderboringene å kunne redusere bruken av kjerneboring til enkelte begrensede partier hvor spesielt vanskelige forhold ventes å kunne opptre.
Da man imidlertid har tatt sikte på en stor grad av sikkerhet, er det valgt å benytte kjerneboring på hele tunnelstrekningen under "Barentshavet" for å kunne være forberedt dersom det oppstår store vanskeligheter på uventede steder.

Referanser

1. **BARTON, N. 1972:** Estimation of leakage rate and transport time for fluid flow from underground openings in jointed rock. Rapport 54203, Norges Geologiske Institutt, Oslo.

2. **VEGLABORATORIET, 1978/1979**: Y 14 C-rapport nr. 2 og 3, Geologisk undersøkelse av tunnel under Bussesundet, Finnmark.

3. **INGENIØR A.B. BERDAL A/S, 1979:** Ingeniørgeologisk resymé for Vardø tunnel.

INNFLYTELSE AV BERGARTSEGENSKAPER OG OPPSPREKNING VED RULLEMEISELBORING MED TREARMS TUNNELBORMASKIN

Influence of rock properties and jointing by disc cutting with a triple-boom tunnel boring machine

Bergingeniør Oddbjørn Aasen, Astrup & Aubert A/S.

SAMMENDRAG

Det er gjort undersøkelser angående bergartsegenskapenes og oppsprekningens innvirkning på borbarheten med tunnelboring med Tunnelier BOUYBUES TBM 300 C. Representative inndriftsnivåer er antydet for de bergarter som er boret. Bergartsegenskaper målt som enaksiell trykkfasthet, punktlaststyrke og borsynkindeks DRI er stilt opp mot representative inndrifter for de forskjellige bergartene. Videre er innvirkningen av oppsprekningen i fjellmassen undersøkt. Boreverktøyslitasjen er sterkt bergartsavhengig, både når det gjelder type og utvikling.

SUMMARY

The article describes observations about the influence of rock properties and jointing on the boreability by fullface tunnel boring with Tunnelier Bouygues TBM 300C. Representative levels of penetrations are given for the bored rocks. Rock properties measured as unconfined compressive strength, point load strength, point load strength and the drilling rate index DRI are plotted against the representative net penetrations for the different rock types. The influence of joints in the rock mass is also reported. Cutter wear is very dependent of rock type both concerning wear type and rate.

INNLEDNING

Borbarhets - studiene er utført ved anlegget som Astrup & Aubert A/S driver fra Majorstua, Oslo. Entreprenøren utfører herfra den del av avløpstunnelsystem Oslo Vest som går under de sentrale bystrøk, se figur 27.1. Prosjektet er beskrevet nærmere ved to foregående års Fjellsprengningskonferanse, se blandt annet LARSSEN (1) og (2).

Utstyret entreprenøren har i bruk er to Tunnelier BOUYGUES TBM 300 C.Diameteren er 3 meter og borverktøyet utgjøres av 3 stk. 12" rullemeisler, montert på hver sin arm, se

bilde figur 27.2. Beskrivelse og teknisk data er tidligere omtalt av LARSSEN (1) og (2).

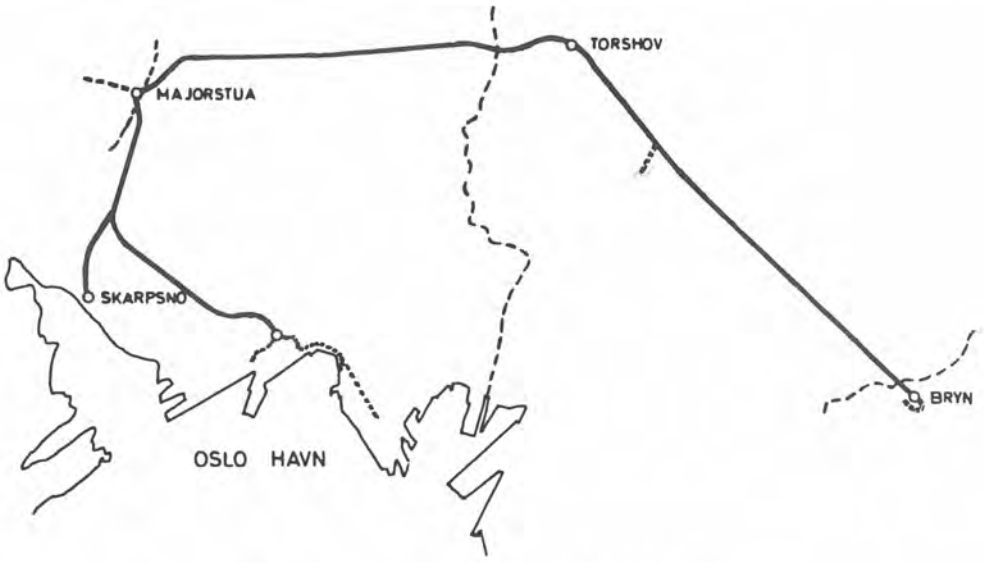


Fig. 27.1 Tunnelens plassering under Oslo Sentrum.

Fig. 27.2 TBM sett forfra med sonderboringsutstyr påmontert.

Maskinens virkemåte er ulik de konvensjonelle fullprofilmaskiner, men selve brytningsmekanismen er i prinsippet den samme.

Tilgjengelig materkraft - kapasitet har vært høy nok under alle forhold maskinen har vært prøvd ved. I de sedimentære skifrene har dreiemomentskapasiteten vært begrensende for inndriften. I eruptivgangene har rullemeislenes belastningskapasitet vært den begrensende faktor for netto - inndriften.

GEOLOGI

Anlegget ligger i sin helhet innen området for Oslofeltets kambrosiluriske bergarter. Tunnelene går hovedsaklig gjennom ordoviciske sedimentære bergarter. Disse er imidlertid gjennomsatt av en del permiske eruptivganger, for det meste diabas, mænaitt og syenittporfyr.

Foreløpig er det boret gjennom etasjene 4a til 4c, det vil si leirskifre, kalkskifre og kalksteiner. Sedimentene er foldet om foldningsakser retning NØ - SV, og fallet varierer fra vertikalt til horisontalt med foldningene.

Oppsprekningsgraden varierer fra massivt fjell til rene knusningssoner. Det opptrer flere systemer for detalj-oppsprekningen, men det mest utpregede er orientert normalt foldningsaksen.

Eruptivgangens frekvens og mektighet varierer mye. Vanlige tykkelser er 1 - 15 meter. Gangene er ofte tett oppsprukket, og orienteringen av sprekkene er avhengig av gangenes forløp.

INNDRIFT – BERGARTSEGENSKAPER

Ved boring i de ulike typer bergarter har hver gitt sitt omtrentlige inndriftsnivå. Dette varierer ved forskjellige maskinbelastninger og oppsprekningsgrad, men for massiv bergart kan en antyde en representativ nettoinndrift som er oppnådd med maskinen. Inndriften er da ikke noen maksimalverdi, men representerer en borsynk som er vanlig ut fra hensyn til blant annet vibrasjonsnivå og generell slitasje.

I tabellen, figur 27.3, er slike representative inndrifter stilt opp for forskjellige bergarter.

Bergart	Representativ inndrift, m/h
Diabas	0,6 - 0,7
Syenittporfyr	0,7 - 0,8
Mænaitt	0,7 - 0,9
Kalkskifer *	1,3 - 1,4
Leirskifer **	1,4 - 1,5

* Boret med 15 - 20° vinkel til lagdelingsplan

** Boret med 20 - 30° vinkel til lagdelingsplan

Fig. 27.3 Representative inndrifter i massivt fjell.

Disse resultatene er oppnådd før den ombygging av maskinene som er utført sommeren 1980. Effektinstallasjonen på rotasjonsmotorene ble da økt med 50%, noe som har gitt en netto-inndrifts-økning på 40% i massivt fjell.

Tabellen skulle likevel gi et uttrykk for bergartsegenskapenes innvirkning på borbarheten når fjellmassen er lite oppsprukket. Disse inndrifter er i figur 27.4 stilt opp mot laboratorie-resultater for bergartenes mekaniske egenskaper.

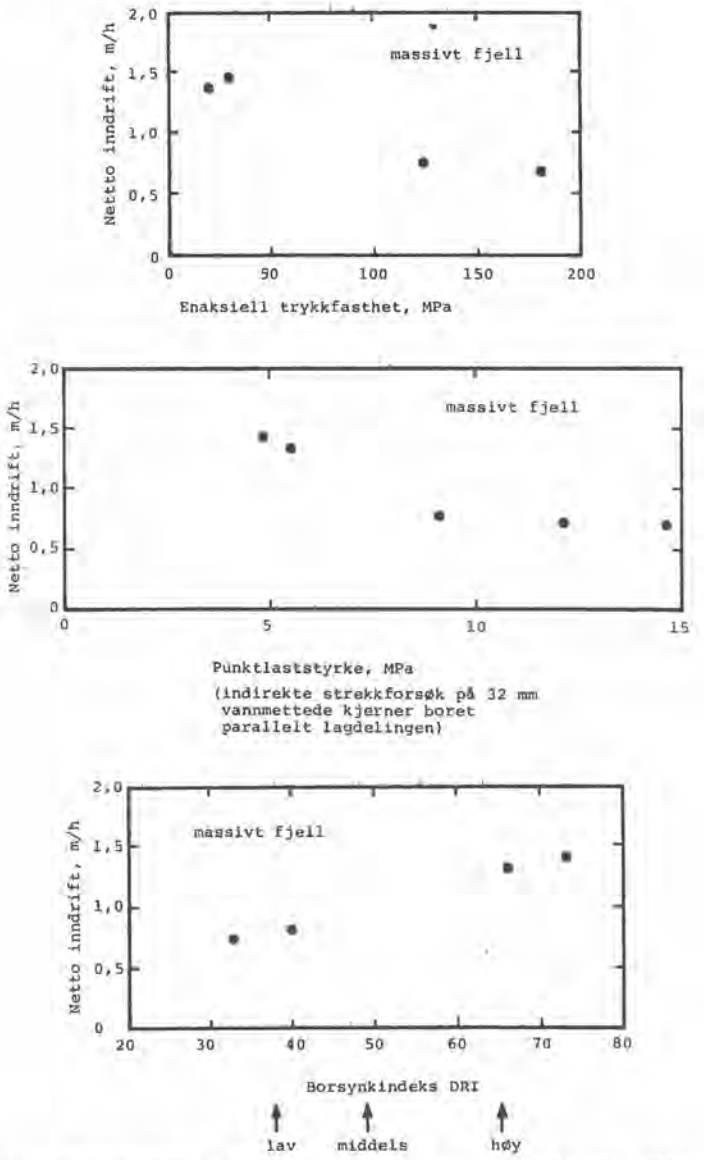


Fig. 27.4 Inndrift plottet mot laboratoriedata for bergarters enaksielle trykkfasthet, punktlaststyrke og borsynkindeks DRI.

I figur 27.4a er det vist hvordan netto-inndriften varierer med bergartens enaksielle trykkfasthet. Tendensen er grovt sett entydig, med høy inndrift for lav trykkstyrke og omvendt.

Samme tendens har en for bergartenes strekkstyrke, uttrykt ved punktlast-styrken. I figur 27.4b er inndriften stilt opp mot bergartens punktlast-styrke. For de lagdelte bergarter er det styrken tilnærmet parallelt lagene som er gitt. Dette vil sannsynligvis gi den sammenheng med inndriften som oppnås ved boring parallelt lagdelingen, se BLINDHEIM (3).

I figur 27.4c er inndriften plottet mot borsynkindeksen DRI. En ser her at inndriften som ventet øker med økende DRI. Borsynkindeksen er bestemt ut i fra flere paralleller prøver, men spredningen i resultater er vanligvis mindre enn ved trykkfasthetstesting.

BORVEKTØYSLITASJE – BERGARTSEGENSKAPER

Bergartsegenskaper virker sterkt inn på borverktøy-slitasjen, og derved også på inndriften. Det utvikles forskjellige slitasjetyper på rullemeislene ved boring i de ulike bergarter. I sterke bergarter, som diabas og syenittporfyr, slites rullemeisel-eggen butt, mens i svakere bergarter som kalkskifer og leirskifer oppnås det en selvskjerpingseffekt, se bilde figur 27.5.

Slitasje-typen som utvikles har konsekvenser for netto-inndriften. I syenittporfyr kan inndriften bli redusert med 25 - 50% ved boring med buttslitte rullemeisler. Netto - inndriften blir ikke påvirket av slitasjen ved boring i kalk- og leirskifer.

Fig. 27.5 Slitte rullemeisel-ringer. Til høyre selvskjerpet egg, gått i kalkskifer, til venstre buttslitt egg, gått i syenittporfyr.

Selve levetiden for rullemeisel-ringene er svært avhengig av bergartstype og plassering på borhodet. I kalkskifer varierer levetiden fra ca. 50 tunnelmeter på periferi - ringene til anslagsvis 400 tunnelmeter på senter - ringen. Denne store forskjell skyldes ulike arbeidsfordelinger og dynamiske påkjenninger som maskinens virkemåte gir. Tilsvarende tall for boring i syenittporfyr har vært 2 tunnelmeter for periferi - posisjon og 5 tunnelmeter for senterposisjon.

For å illustrere hvor stor innflytelse fjellmassens egenskaper kan ha på denne type tunnelboring, er figur 27.6 stilt opp.

Bergartens mekaniske egenskaper er her uttrykt ved sin borsynkindeks DRI. Slitasjeforholdene er uttrykt ved et gjennomsnittstall for utboret volum fjell pr. ring over utvalgte strekninger. De tre fylte punkter representerer slitasjen i massivt fjell, det åpne punktet antyder slitasjeforholdene i sterkt oppsprukket fjell med DRI lik 40. En ser her at ringlevetiden kan fordobles ved boring i oppsprukket fjell.

OPPSPREKNING

Fjellmassens svakhetsflater virker også inn på tunnelboringen. Svakhetsflater som for eksempel stikk, åpne sprekker og falsk skifrighet vil virke sterkt inn på brytningsprosessen, som antydet i figur 27.7. Skisse 27.7a viser i prinsippet hvordan brytningen mellom to rullemeiselspor er influert av lagdelingsstikk. I skisse 27.7b bidrar i tillegg en falsk skifrighet til øket effekt på brytningen. Figur 27.7c og d illustrerer hvor stor innflytelse gjennomsettende oppsprekning kan ha på brytningsprosessen.

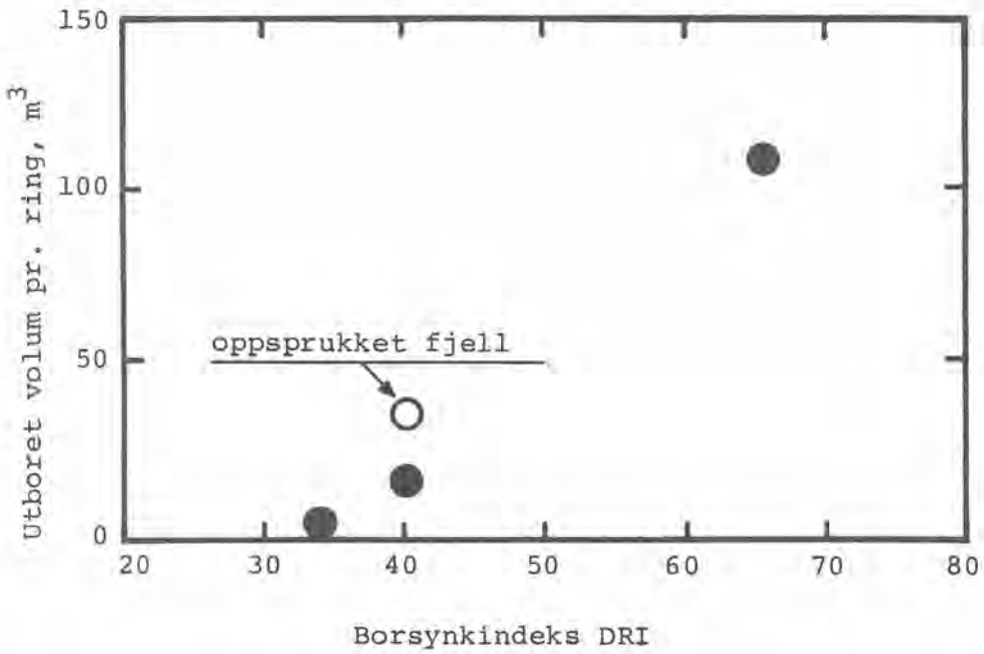


Fig. 27.6 Slitasje - forhold i forskjellige bergarter.

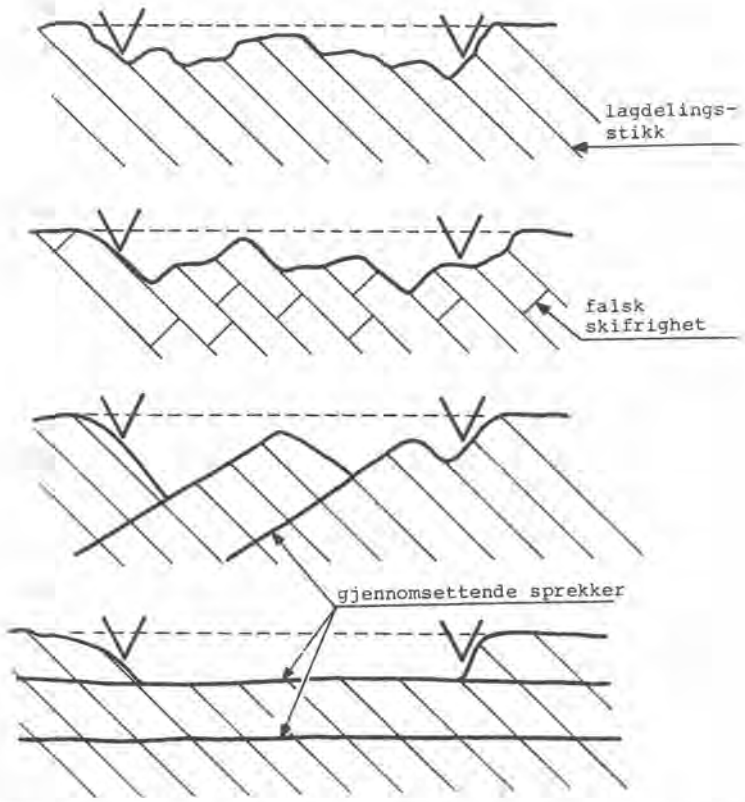


Fig. 27.7 Prinsippskisser for svakhetsflaters innvirkning på brytningsprosessen.
a) Lagdelingsstikk. b)Lagdelingsstikk og falsk skifrighet.
c) Lagdelingsstikk og gjennomsettende oppsprekning.

Disse effekter er, som en ser, svært avhengig av frekvens og orientering av svakhetsflatene. Spesielt stor vil effekten være når avstanden mellom svakhets-flatene nærmer seg avstanden mellom rullemeiselspor eller inntrengning, eller er orientert normalt tunnelretningen.

En undersøkelse er utført for å klarlegge hvordan oppsprekningsgraden har virket inn på den oppnådde inndrift i fjellmassen. Blant annet er to serier registreringer gjort i henholdsvis kalkskifer og eruptivganger, se figur 27.8.

I figurene er den oppnåelige inndrift plottet mot forskjellig oppsprekningsgrad, angitt som gjennomsnittlig avstand mellom gjennomsettende sprekkeplan. Resultater for diabas, mænaitt og syenittporfyr er gitt under ett fordi registreringene er for få i hver bergartstype.

Som en ser av figuren øker inndriften sterkt for økt oppsprekningsgrad. En oppsprekningsavstand på 5 cm kan gi en økning i inndriften på 70% i forhold til den massive bergart.

Men oppsprekningen kan også gi negative konsekvenser for inndriften. Ved boring i sterke bergarter kan oppsprekningen for eksempel føre til høye slagpåkjenninger og vibrasjoner, og rullemeislene kan bli skadet av blokkutfall fra stuff. Slike forhold medfører i blant at inndriften bevisst må reduseres. Likeledes vil faktorer som bergartskvalitet og oppsprekning

kunne virke inn på maskinens totalutnyttelse. Faktorene kan isolert sett gi en høy netto - inndrift, men omfattende sikringsarbeider som følge av de samme forhold kan sette brutto-inndriften sterkt ned.

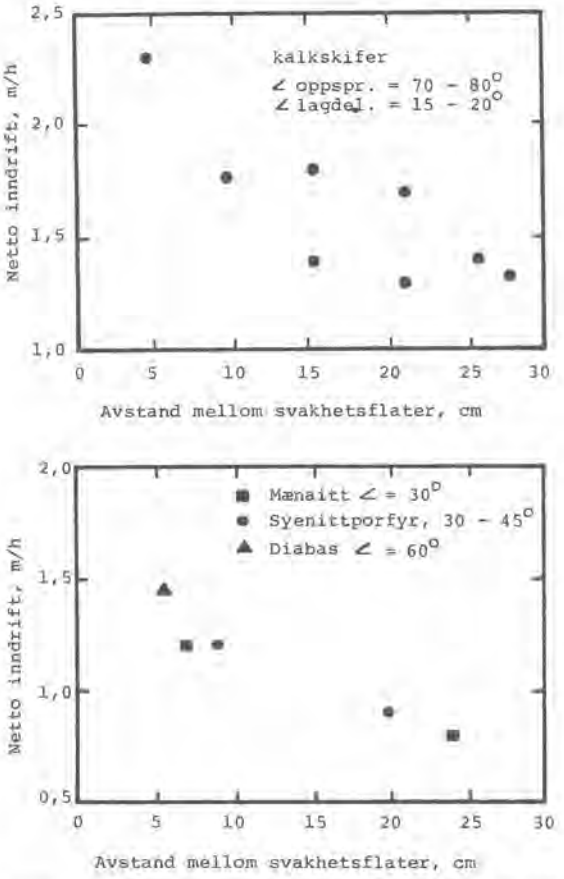


Fig. 27.8 Netto - inndrifter ved forskjellig oppsprekningsgrad i kalkskifer og eruptivganger.

AVSLUTNING

Som en har sett av det foregående er tunnelboringen i seg selv sterkt avhengig av fjell-massen som det blir boret i, både inndriftsmessig og slitasjemessig.

Men selv etter en ombygging som gir 40% høyere netto - inndrifter, kommer ikke disse franske maskinene opp i de bore - kapasiteter som konvensjonelle maskiner kan vise til.

Høye netto - inndrifter er imidlertid ikke så interessante for entreprenøren i dette prosjektet, idet bare 1/3 til 1/4 av den disponible tid går med til tunnelboring. Resten av tiden går med til sonderborings- og injeksjonsarbeider, slik at utstyrets anvendelighet til dette arbeidet er viktigere. Maskintypen kan kort karakteriseres som følger: Lave investeringer, "lettvekter", kort riggetid og lett tilgjengelighet ved injeksjons- og sikringsarbeider på stuff.

LITTERATUR:

(1) **LARSSEN, Torstein L.:** Foredrag 13. Erfaringer fra strekningen Majorstua - Torshov, Fjellsprengningsteknikk. Bergmekanikk/ Geoteknikk, 1978. Tapir 1979.

(2) **LARSSEN, Torstein L.:** Foredrag 11 A. Fullprofilboring: Nye erfaringer fra Oslo sentrum. Fjellsprengningsteknikk. Bergmekanikk/ Geoteknikk. 1979. Tapir 1980.

(3) **BLINDHEIM, O. T. :** Bergarters borbarhet.
Borbarhetsprognoser for tunnelanlegg.
Rapport nr. 10, Geologisk Institutt,
NTH, Trondheim, 1979.

FORSPENTE FJELLANKERE TIL STABILITETSSIKRING.

Prestressed rock anchors used for improving stability.

Dr. ing. Bjørn Buen, Ing. A.B. Berdal A/S.

SAMMENDRAG

Fjellankere nyttes når store laster må føres 10-talls meter til stabilt fjell. En optimal ankervinkel kan beregnes når helning og friksjon på glideflaten er kjent. Friksjon på en glideflate er en ikkelinær funksjon av normalkraften og synker når normalkraften øker. En empirisk formel for dette er tidligere utviklet og kan også benyttes ved overslag over virkning av forvitring ved beregning av langtidsstabilitet. Et minimum av 10% eller 3 m av ankerlengden anbefales forankret for å gardere mot feil under innstøping.

SUMMARY

Rock anchors are used when large loads are to be transmitted to intact rock. An optimum anchor orientation can be calculated when the inclination and the friction on the potential plane of failure are known. An empirical relation between shear stress and normal stress on rock joints can be used in calculation of stability. The effect of weathering on long term stability can be estimated by appropriate change in parameters. The length of the anchorage is recommended to be at least 10% or not less than 3 m of total anchor length to compensate for possible local defects in anhorage.

INNLEDNING

Forspente fjellankere til stabilitetssikring har vært brukt på kontinentet i en 30 års-periode. I Norge har forspente ankere vært brukt til forankring av konstruksjoner som f.eks. brokar til fjell. Bruk av forspente ankere til stabilitetssikring i fjell har vært lite utbredt. En utvikling mot dristigere anleggstekniske løsninger har gjort bruk av fjellankere stadig mer aktuell.

Nå er det i prinsippet ikke noe skille mellom de vanlig brukte ekspansjonsbolter, polyesterforankrede bolter og forspente ankere. I ISRM's terminologi blir betegnelsen bolt brukt for lengder under 4 meter, anker om lengder over 4 meter.

Et fjellanker har en forankret del, en fri lengde, et fundament og et låsehode, se fig. 1.

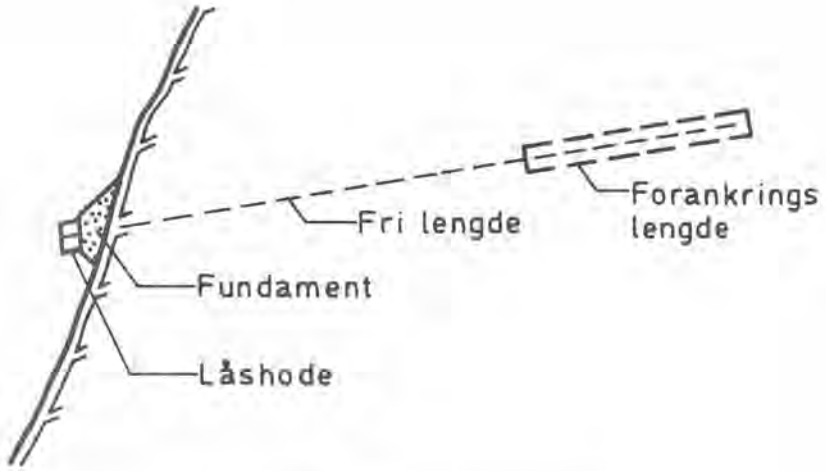


Fig. 28.1 Fjellanker-prinsipp.

Forankring kan utføres både mekanisk, med mørtel eller med polyester. Selve ankerstrengen kan bestå av enkelt stag som skjøtes med hylser, en kabel eller en bunt av kabler. Kablene kappes til riktige lengder på stedet.

Det er installert ankere med lengde opp mot 100 m og med brukslast over 200 tonn.

VALG AV SIKRINGSMETODE

Situasjonsanalyse er et nøkkelbegrep når et stabilitetsproblem skal løses.

Området som skal sikres må fastlegges og stabilitetsproblemet defineres.

Graden av sikkerhet som ønskes eller kreves må fastlegges f.eks. ved en risikoanalyse. Dette skal gi svar på om sikring er påkrevet eller ikke, og om sikring er gjennomførbart eller ikke.

Først etter denne vurderingen bør valg av sikringsmetode foregå. Ved valg av sikring vil det oftest være gitt en økonomisk ramme, en tidsramme og en ramme for praktisk teknisk gjennomførbarhet. Den valgte sikringsmetode vil i regelen bli et kompromiss og ikke den tekniske ønskedrøm.

Fjellankere har sin plass i en situasjon der det er behov for å over føre store krefter over avstander på opp til flere titall meter.

DIMENSJONERING AV SIKRING

Statistikken i beregning av ankerkrefter forutsettes kjent. Det er imidlertid mulig å variere vinkelen på ankerene slik at effekten av disse blir maksimale.

Som eksempel er valgt det enkle plane tilfelle i fig. 2. For å finne skjærkraften regnes en forenklet Colombus' lov $\tau = \sigma_n \operatorname{tg}\varphi$, der kohesjonen C er neglisjert. Sikkerhetsfaktoren, F, kan uttrykkes ved:

$$F = \frac{1}{\rho \sin\alpha}[(\rho\cos\alpha + A(\alpha+\delta))\ \mathrm{tg}\,\varphi + A\cos(\alpha+\delta)]$$

der φ er friksjonsvinkelen
En derivasjon m.h.p. δ gir maksimal sikkerhet, F maks, når

$$\mathrm{tg}\ (\alpha+\delta) = \mathrm{tg}\,\varphi$$

Det er allikevel ikke statistikken, men å bestemme rammebetingelsene som er hovedproblemet.

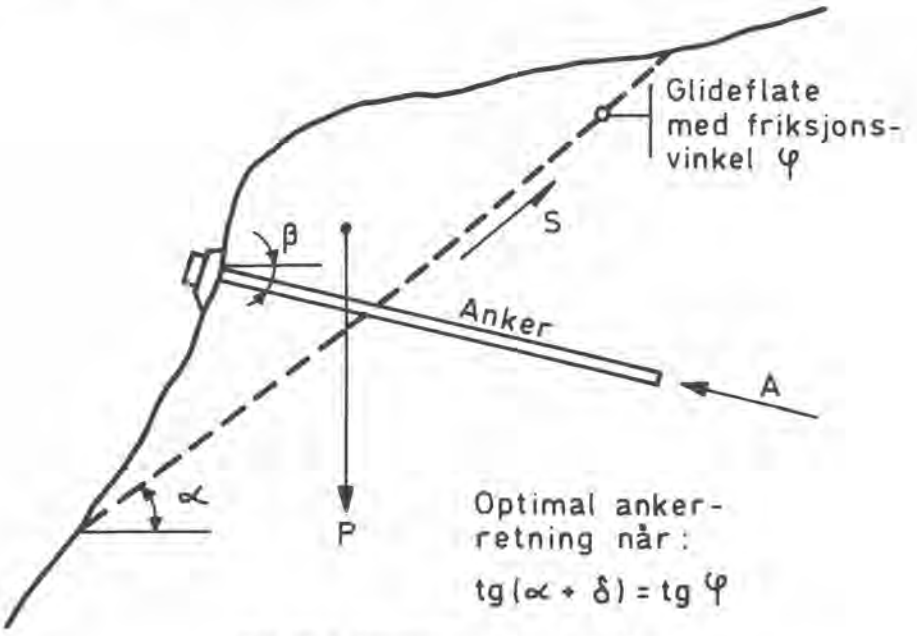


Fig. 28.2 Optimalisering av forankring.

Stikkord er:

- Geometri
- Materialegenskaper og eventuelle tidsavhengige endringer i disse.
- Ytre krefter.

For å fastlegge geometrien er måling av sprekkflaten og potensielle bruddflater viktig. Oppgaven kan være av en slik størrelse at sondérboring og kjerneboring kan være riktig å anvende, men i alle tilfelle er det meget viktig å benytte de opplysninger som boring av ankerhullene gir.

Uansett målingen vil skjønnsmessige vurderinger måtte foretas for å få en regnemodell som lar seg bruke. Håndbøker som "Pit Slope Manual (1976)" og "Rock Slope Engineering (1977)" har utviklet regnemodeller som kan være til hjelp når geometrien blir komplisert.

Det sentrale ved mekaniske egenskaper er hvilke skjærkrefter som kan overføres. Coulombs lov der $\tau = C + \sigma_n \text{ tg } \varphi$. Der φ har ligget i området 20 - 40° har vært god latin. Eksempler i praksis viser at fjellblokker ofte står på flater med helningsvinkel vesentlig større enn hva dette skulle tilsi. Eksperimenter med relativt lave normalspenninger som aktuelt ved skjæringer viser at forholdet mellom skjærspenning og normalspenning ikke er konstant, men varierer som funksjon av normalspenningen. Et forløp er skissert i fig. 3.

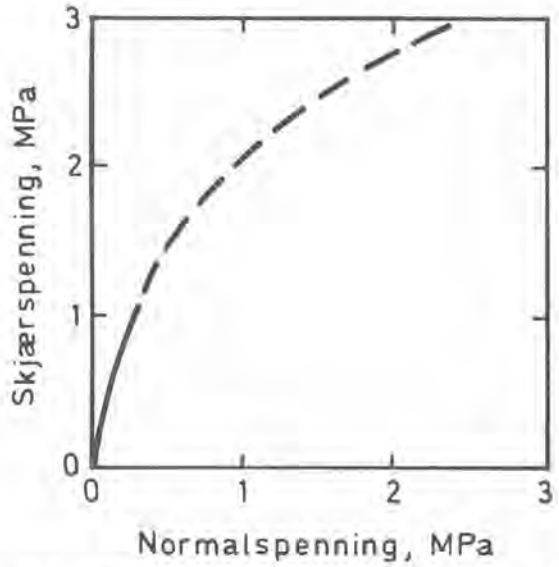


Fig. 28.3 Typisk forløp av skjærspenning som funksjon av normalspenning på en ru sprekkflate.

Publikasjoner av Barton 1976 og Barton og Choubey 1977 behandler friksjon på sprekker på en fyldig og oversiktig måte.
En empirisk formel

$$\tau = \sigma_n \text{ tg } (\text{JRC lg } (\frac{\text{JCS}}{\sigma_n}) + \varphi b)$$

der τ = maksimal skjærstyrke
δ_n = effektiv normalsprengning
JRC = Ruhetskoeffisient på sprekker
JCS = Sprekkeflatens trykkstyrke
φb = basisfriksjonsvinkel

Ved enkle målinger eller vurderinger med basis i erfaringsdata er det mulig å beregne en skjærstyrke. Denne kan benyttes direkte eller det kan tilbakeberegnes en friksjonsvinkel for den aktuelle normalspenning. Det siste kan ofte være hensiktsmessig fordi mange regnemodeller er tilpasset et $C - \varphi$ materiale.

Ved å variere parameterene i den empiriske formelen kan virkningen av forvitring på

sprekkflater beregnes. Det er klart at en empirisk formel ikke kan gi noe entydig svar på hvordan en sikring skal dimensjoneres for å gi en rimelig sikkerhet, f.eks. 40 år frem i tiden, men brukt med fornuft kan den gi en ramme.

Ved vanlig boltesikring løses ofte problemet ved å "ta i" så en er sikker.

Hvis det brukes fjellankere vil betydningen av å redusere en ekvivalent friksjonsvinkel på f.eks. 60° i korttidsstabilitet til 50° h.h.v. 40° for langtidsstabilitet kunne ha store økonomiske konsekvenser.

Det er ikke mulig å gi noen enkel oppskrift på hvordan en langtidssikring skal dimensjoneres, hvert tilfelle må vurderes separat. Viktig er det at det ofres tid, eventuelt gjøres forsøk for å fastlegge bergartenes materialegenskaper. Videre er det viktig å gi ankerene en tilfredsstillende korrosjonsbeskyttelse. Feilvurderinger både i optimistisk og pessimistisk retning har konsekvenser.

Virkning av ytre krefter som poretrykk, istrykk, sprengningsrystelser evt. lar seg oftest innpasse enkelt i beregningsmodellen når denne først er fastlagt. Det som er vel så viktig under planleggingen er å vurdere muligheten for å redusere virkningen av ytre krefter gjennom f.eks. drenering, tetting av sprekker og å legge restriksjoner på sprengningsarbeider. Dette kan være enklere og bedre enn å dimensjonere sikringen for ekstralaster.

KONTROLL AV UTFØRT SIKRING

Der større forankringsarbeider er utført og der fortsatte arbeider finner sted, bør det være en kontroll med virkningen av forankringen. Hvis sikringen belastes høyere enn forutsatt kan større deformasjoner, spenningskorrosjon og eventuelt brudd finne sted.

Kontroll av sikringen utføres med måleankere. Dette er ankere som er påmontert en lastcelle under ankerhodet. Lastcellen gjør det mulig å lese ut belastningen fra ankeret enten direkte eller ved elektroniske hjelpemidler.

UTFØRELSE AV FJELLANKERE

For at et anker skal virke, må det være forankret i et tilstrekkelig stort og stabilt fjellvolum, og det må være et forband av tilstrekkelig styrke mellom anker og fjell. Disse forhold er behandlet hos Heimli (1987).

Heimli konkluderer med at for norske forhold bør sprekkemønsteret vurderes og uttrekkskraften for et kinematisk sannsynlig legeme beregnes. Både legemets tyngde og den mobiliserte skjærmotstand på sprekkeflatene bør inngå i beregning av uttrekks-kraft og dermed forankringslengde.

For heft mellom cementmørtel og fjell og mellom mørtel og stål, anbefales brukt en dimmensjonerende skjærspenning på 2 Mpa. For polyesterforankring må skikkelig dokumenterte data for det aktuelle produkt benyttes. Ved større arbeider bør prøvetrekking av ankere til brudd foretas for kontroll av heft.

I enkelte håndbøker anbefales at det benyttes en minimal innstøpningslengde på 10% av staglengden begrenset nedad til 3 m. Dette vil i de fleste tilfelle være mere enn hva som kreves for teoretisk kraftoverføring.

Innstøpningslengden er anbefalt for å være en sikkerhet mot støpefeil eller målefeil under montasje. Anbefalingen synes fornuftig i de tilfelle der det ikke er mulig med nøyaktig kontroll av innstøpingen.

Ved beregning av innstøpningslengden er det viktig å være klar over at den største be-

lastning i ankerene skjer under oppspenning. Brukslasten for ankere velges vanligvis til 60% av bruddlasten.

Dette er en belastning som gir neglisjerbar relaksasjon på grunn av kryp og liten risiko for spenningskorrosjon.

For å oppnå brukslast på 60% av bruddlast må ankerene spennes opp til 80% av bruddlast. Deformasjon i forankringen og under ankerhode utgjør erfaringsmessig en 10% reduksjon i ankerlasten. Primær og sekundær kryp i selve ankeret gir relaksasjon som erfaringsmessig også utgjør ca. 10% reduksjon i ankerlast, slik at brukslasten da blir 60% av bruddlasten.

Ved beskyttelse av ankere mot korrosjon, skilles mellom korttidsankere og permanente ankere. Fra produsenthold opereres det med en øvre grense på to år for korttidsankere. For korttidsankere gis ikke den fri ankerlengde noen spesiell korrosjonsbeskyttelse såfremt ikke ankeret monteres i korrosivt miljø, Herbst og Kern (1979).

Permanente ankere kan benyttes ved innstøpning etter oppspenning. Det kan også brukes plastrør eller plaststrømper som enten fylles med mørtel, eller fett og så støpes inn. Det kan også brukes varmeforsinkning eller andre stål legeringer for å oppnå korrosjonsbeskyttelse. Hvilken metode som bør benyttes avhenger av miljøet.

Der et permanent anker skal fungere som kontrollanker må den fri lengde beskyttes ved hjelp av fettfylt plaststrømpe eller tilsvarende slik at den fri lengden ikke låses.

Ved valg av ankere står en fritt idet det ikke kan sies at en type ankere er bedre enn andre. Det bør velges den type ankere som er gunstigst å arbeide med under de gitte forhold. Stagankere er imidlertid lettere å arbeide med hvis ankeret f.eks. skal knuse en beholder med polyester for å oppnå forankring.

KOSTNADER

Riggposten vil normalt utgjøre en stor del av de totale utgifter ved sikring med fjellankere. Et rasjonelt arbeidsopplegg kan redusere disse kostnader. I en skjæring under nedsprengning kan det være riktig bevisst å velge en høy grad av sikkerhet i de høye partier for å gardere mot og at det blir nødvendig å gå tilbake med ytterligere sikring på et senere tidspunkt.

Priser på anker ferdig montert vil naturlig variere etter dimensjon og utrustning. Etterkalkulasjon på større serier fjellankere montert i utlandet viser at pris pr. meter på materialer og montasje som en håndregel utgjør 3 - 4 ganger bormeterprisen.

LITTERATUR:

Canmet Report 76 - 22 "Pit slope Manual", Ottawa 1976.

Hoek, E & Bray J.W. "Rock Slope Engineering", 2. Edition, London 1977.

Barton, N. "The shear strength of rock and rock joints". Int. J. Rock, Mech. Vol. 13, 1976.

Barton, N. & Choubey, V. "The shear strength of rock joints in theory and practice". Rock Mech. Vol 10, 1977.

Heimli, P. "Forankring med kabelstag", Bergmekanikk 1978.

Herbst, F & Kern, G. "Felsankerung im Hohlraumbau und deren Dauerbeständigkeit", ISRM Proceedings, Montreux 1979.

VANLIGE ÅRSAKER TIL RAS I VANNTUNNELER. ANALYSE AV SPRØYTEBETONGSIKRING VED SVELLELEIRSONER.

Usual causes to cave-ins in watertunnels.
Analysis of shotcrete supporting of chrushed zones with swelling clay.

Sjefsingeniør Alf Thidemann, Nord-Trøndelag Elektrisitetsverk.

SAMMENDRAG

Artikkelen omhandler de foreløpige resultatene for en undersøkelse angående langtidsstabilitet i vanntunneler. De økonomiske konsekvenser av ras og blokkfall er grafisk fremstilt. Ved tunnelbefaringer er hovedårsaken til ras og anvendt sikring registrert. Sprøytebetongens virkemåte diskuteres sammen med svelleleirsoners potensielle svelletrykk og de eksisterende laboratorieforsøk for å bestemme svelleegenskapene. Et dimensjoneringsdiagram for sprøytebetongsikring av knusningssoner er et av de foreløpige resultatene av undersøkelsen.

SUMMARY

The article describes the preliminary results of an investigation about long-time-stability in water-tunnels. The economical consequences of cave-ins and block-fall are given in a diagram. During tunnel inspections the main causes and applied lining method are registred. The behaviour of shotcrete is discussed together with the potential swelling pressure of clay-filled gouges and the existing laboratory tests to determine the swelling properties. A diagram for designing shotcrete lining of crushed zones is one of the preliminary results of the investigation.

GENERELT OM TUNNELSTABILITET.

Ved tunnelsprengning fjernes fjellmasser som har holdt likevekt med sine omgivelser. De ubalanserte kreftene, som er rettet innover mot tunnelåpning, justeres ved at fjellmassene beveger seg i samme retning. Bevegelsene begrenses i størrelse til det som er nødvendig for at fjellmassene selv kan bli i stand til å ta opp de endrede spenninger. Når denne tilstand er nådd, kan fjellmassene defineres som selvbærende. Dette er ikke en statisk situasjon. Forholdet mellom de bærende krefter og de belastende krefter - eller sikkerhetsfaktoren (F) for tunnelstabilitet - endrer seg både med tid og miljø.

Dersom fjellmassene med sine defekter i form av oppsprekning, stikk, slepper og svakhetssoner, ikke er i stand til å oppta de nye spenninger som er indusert, må det tas i bruk

egnede fjellsikringsmidler og -metoder. Det er imidlertid vel kjent at kraftverks- og vanntunneler med sine fjellsikringskonstruksjoner ikke alltid har den nødvendige langtidsstabilitet. Undertiden blir ras i vanntunneler utløst etter at disse er tatt i bruk. Slike utslag av mangelfull tunnelstabilitet har en ment kunne være nyttige studieobjekter.

Norges Teknisk-Naturvitenskapelige Forskningsråd har støttet en undersøkelse av tunnelstabilitet ved vanntunneler. Grunnlagsmaterialet for undersøkelsene er hentet fra egne befaringer, i den grad tunneleiernes inspeksjonsrutiner har gjort dette mulig. Materialet er supplert med befaringsrapporter fra andre, samt data fra byggherrers og konsulenters arkivmateriale. Dette foredrag bygger på utdrag fra disse stabilitetsundersøkelsene. Da materialet ikke er endelig bearbeidet, må de fremlagte resultatene betraktes som foreløpige. Utledning av formler er sløyfet av plasshensyn. Den endelige rapport vil her gi alle detaljer.

ØKONOMISKE KONSEKVENSER AV RAS OG BLOKKFALL:

Et blokkeringsras kan føre til store direkte og indirekte kostnader: Utbedringsskader i kraftverkstunnel i størrelsesorden 10 mill. kroner har forekommet. Produksjonstap kan tenkes å komme opp i langt høyere beløp.

Et tunnelras i vanntunnel vil vanligvis ha en form som vist i fig. 29.1. Her er gitt det frie tverrsnitt over raset (A_0), tunneltverrsnitt (A_1) og forholdet mellom disse størrelsene er senere kalt α ($\alpha = A_0/A_1$). Videre er den maksimale vannhastighet (V_1) en kjent faktor.

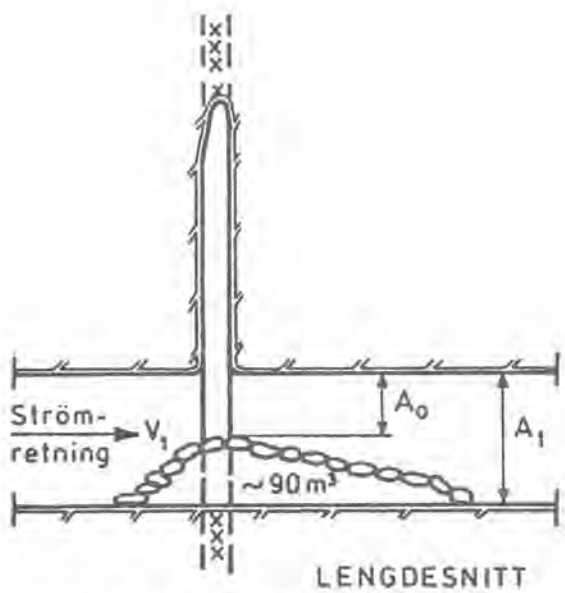


Fig. 29.1 Skjematisk lengdesnitt av ras i vanntunnel.

En har utledet en relativt enkel formel for forholdet mellom kapitalisert energitap ved tunnelras og rasets størrelse. Formelen er fremstilt grafisk i fig. 29.2.

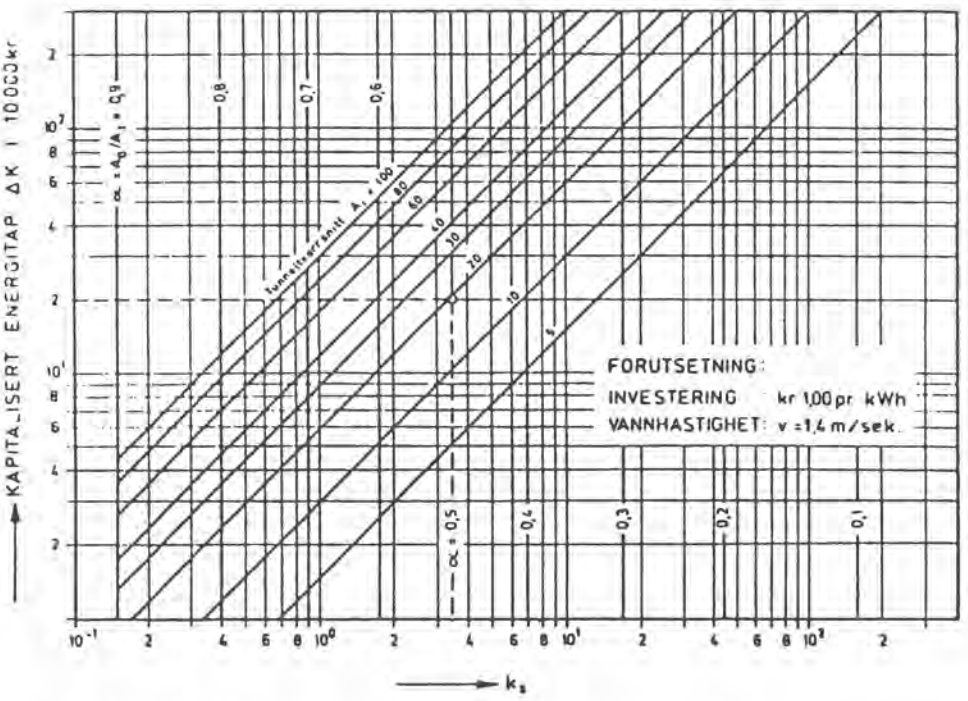


Fig. 29.2. Grafisk fremstilling av forholdet mellom falltap (uttrykt ved falltapskoeff. k_s eller α), tunneltverrsnitt (A_1) og kapitalisert energitap. (Korreksjon for endret investering (K_i) og vannhastighet (V_1):

$$\Delta K \cdot \frac{K_i}{1{,}00} \cdot \left(\frac{V_1}{1{,}4}\right)^3).$$

REGISTRERING AV RAS.

Ved vurdering av tunnelstabilitet har en det forhold at så vel belastningen fra fjellmassene som bæreevnen til fjellmasser og sikringsmidler er meget vanskelige størrelser å kvantifisere. Langs en tunnel er det et stadig skiftende samspill mellom bergarters og fjellmassenes egenskaper, bergtrykk, vannforhold, tunnelutforming, tunnelorientering og eventuelt fjellsikring.

Det er på denne bakgrunn ikke overraskende at ustabile tunnelpartier forekommer, og at disse spesielt opptrer hvor vannfyllingen gir store endringer i belastning og/eller bæreevne.

Selv om stabilitetsproblemene er av kompleks natur, er det en generell erfaring at mange stabilitetsproblemer kan ha én bestemt årsak. Denne finnes vanligvis innen en av de fire følgende grupper:

- Fjellmassenes svakhetssoner.
- Fjellmassenes oppsprekning.
- Høye spenninger.
- Vannforhold.

Fig. 29.3 viser at hovedårsakene til større ras i første rekke er svakhetssoner og dernest oppsprekningen. Oppmerksomheten vil her bli rettet mot usikrede og sprøytebetongsikrede knusningssoner. Det skal bare kort nevnes at de to rasene ved utstøpte soner begge antas å skyldes mangler ved selve utstøpningen. Årsaken til de to rasene i boltesikret, oppsprukket fjell var korrosjon av dårlig innstøpte bolter innen for et tidsrom av 15 år. Boltene var av typene perfobolter og gyste kamstålbolter.

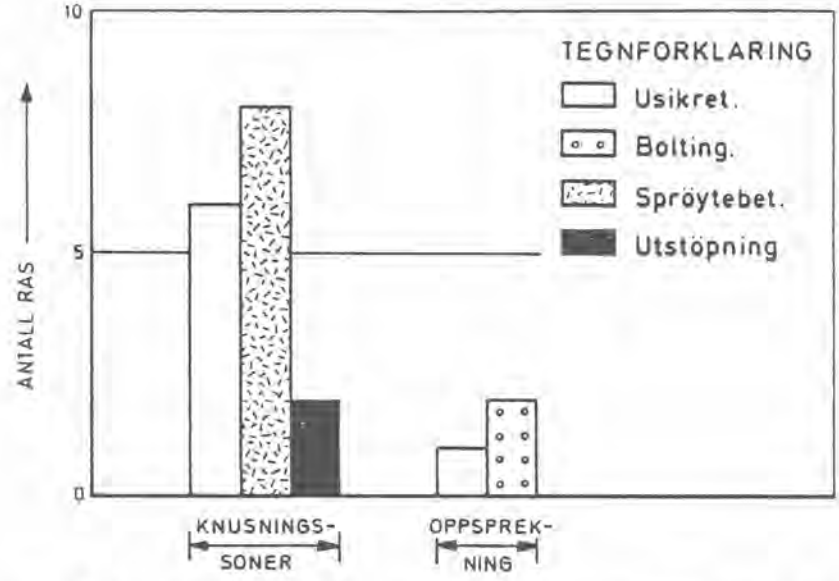


Fig. 29.3 Fordeling av antall registrerte ras etter hovedårsak og anvendt sikring.

Enkelte fellestrekk finnes ved de usikrede og flertallet av de sprøytebetongsikrede partier:

- Knusningssonene inneholder svelleleir (ett unntak).
- Knusningssonene var tørre under anleggstiden.
- Sonematerialet var godt konsolidert.
- Sonene hadde gunstig orientering med steilt fall og strøk på tvers av tunnelretningen.

Svelleleirmaterialets potensielle trykk ble ikke mobilisert før etter vannfylling. Da de andre faktorene var gunstige for stabiliteten i anleggstiden, ble knusningssonene enten oversett eller undervurdert.

Registreringen foran har avslørt hvilke stabilitetsproblemer som er vanskeligst å mestre. Etter at ras har inntruffet, er det vanskelig - og oftest umulig - å finne de korrekte relasjonene mellom bæreevne og belastning.

Ved tunnelinspeksjonene har det imidlertid åpnet seg en mulighet for å foreta stabilitetsanalyser av sprøytebetongsikrede svelleleirsoner. Vel et 20-tall tilfeller er registrert hvor sprøytebetongen er påkjent til henimot brudd. De nødvendige parameterne lar seg

bestemme ved de fleste av tilfellene. Når sprøytebetongen enten har bompartiet ved siden av knusningssonen eller har sprekker partivis langs sonen, har en antatt at sikkerhetsfaktoren ligger i nærheten av tallverdien én.

Den videre stabilitetsanalyse må benytte seg av både empiriske og analytiske metoder. Den empiriske metode bygger på en samling observasjoner fra orginale eksempler og må f.eks. brukes når det ikke foreligger tilstrekkelige informasjoner. Metoden har alltid vært viktig innenfor ingeniørgeologien.

Den analytiske metode krever klare modeller, hvor stabilitetsproblemet er forenklet ved oppdeling. Hensikten er da å forklare enkelte deler av problemet, og derved hele stabilitetsproblemet.

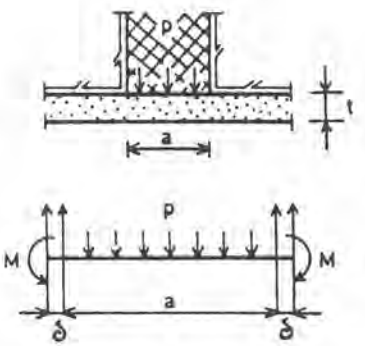
SPRØYTEBETONGENS VIRKEMÅTE.

I utgangspunktet gjelder analysen en knusningssone med innhold av svelleleire uten fjellkontakt gjennom sonen. Sonen er sikret med sprøytebetong før svelleleirinnholdet er aktivisert ved opptak av vann.

HOLMGREN [1] har ved sine forsøk med plane, uarmerte sprøytebetonglag utsatt for belastninger ved gjennomstansning, kommet frem til enkle og anvendelige forklaringer på sprøytebetongens virkemåte:

- Ved en bestemt gjennomstansningslast - kalt primær bruddlast - skjer et adhesjonsbrudd mellom sprøytebetong og fjellflate.

- Bredden av den stripen hvor adhesjonsbrudd skjer er tilnærmet konstant med en verdi på ca. 3 cm.
- Adhesjonsbruddet forplanter seg videre ved en last vesentlig lavere enn den primære bruddlast inntil bøyningsbrudd skjer.



KONTROLL ADHESJON

$$p \cdot a = 2\sigma_{ad} \cdot \delta$$

$$\sigma_{ad} = \frac{p \cdot a}{2\delta}$$

KONTROLL BØYNING

$$\sigma_b = \frac{M}{W} = \frac{\frac{p \cdot a^2}{12}}{\frac{1 \cdot t^2}{6}} = \frac{p \cdot a^2}{2t^2}$$

Fig. 29.4 Snitt av sone med svelleleirmateriale og kontroll av det bærende system.

Holmgren's prøveserier er utført i stor skala. Prøvene må kunne sies å være representative for forholdene ved svelletrykkbelastet sprøytebetong, selv om modellen ikke er absolutt kongruent med situasjonen in situ. Dimensjoneringen kan herved skje etter de vanlige regler for bygningsstatistikk og betongteknologi. Et eksempel for en enkel, leirrik sone er vist i fig. 29.4, tilsvarende eksempler kan settes opp for andre sonetyper.

Det fremgår av fig. 29.4 at følgende fire faktorer er bestemmende:

- **Adhesjonsspenningen** σ_{ad}. Adhesjonen er helt avgjørende for størrelsen av den primære bruddlast. σ_{ad} for brudd må måles i felten, eller tilnærmet antas på grunnlag av tidligere utførte prøver, samt sidefjellets kvalitet og mineralogi. Det kan her vises til resultater presentert av HAHN [2].

- **Svelletrykket p.** Faktoren er den vanskeligste å bestemme. En direkte metode behandles i neste avsnitt.

- **Sonebredden a.** Måles på stedet.

- **Bredde av adhesjonsbrudd** δ. Valgt lik o,o3 m på grunnlag av forsøk.

SVELLELEIRSONES POTENSIELLE TRYKK.

Ved Geologisk Institutt, NTH, er det lagt ned et omfattende forskningsarbeide i forbindelse med svelleleir. Det er bl.a. utvikler to laboratoriemetoder for å måle svelleegenskaper. Det kan vises til BREKKE & SELMER-OLSEN [3] og SELMER-OLSEN & ROKOENGEN [4]. Brekke og Selmer-Olsen's metode velges som modell. Svelletrykksmålingene utføres i ødometer og gir den relative, potensielle svelleevne for de forskjellige sonematerialenes finstoffinnhold ($<$ o,o2 mm). Laboratorieforsøkene må antas å være en god reproduksjon av in situforholdene, idet følgende parallellitet finnes:

Laboratorieforsøk.	**In situ.**
Komprimering (200 t/m^2)	Spenninger i fjellmassene
Avlastning	Frisprengning
Vanntilgang	Vannfylling
Mobilisering av svelletrykk ved konstant volum	Mobilisering av svelletrykk bak sikringskonstruksjon

Det prøvemateriale som tas ut i svakhetssonen forutsettes å være representativt. Det må først innføres en korreksjonsfaktor (f) for at det grove inaktive materiale ($>$ 0,02 mm) siktes fra før laboratorieprøving. Det antas etter forsøk for tilnærmet riktig å regne proporsjonalitet mellom målt svelletrykk og finstoffinnholdets andel av totalprøven.

Et sentralt moment for at svelletrykk kan aktiviseres er:
Sonematerialet må avlastes for å kunne oppta vann. For ethvert sonemateriale vil vanninnholdet in situ være i samsvar med konsolideringstrykket (vanninnholdet tilnærmet proporsjonelt med logaritmen til konsolideringstrykket).

Forskjeller i konsolideringstrykk og spenningsomlagring etter frisprengning, samt forskjellige muligheter for svelling før sikring, resulterer i at virkelig svelletrykk bak en sikring i dag bare kan finnes ved empiriske tilnærmelser.

For å finne det virkelige svelletrykk (p) korrigeres først det laboratoriemålte svelletrykk (p_0) for finstoffinnholdets andel av totalprøven (f) og korrelasjonsfaktoren (k) innføres:

$$p = k(f \cdot p_0) \tag{3}$$

Ved innsetting i formel (1)

$$k\,(f \cdot p_0)a = 2\delta\sigma_{ad}, \text{ eller}$$

$$a = (\frac{1}{k})\,\frac{2\delta\sigma_a}{f \cdot p_0} \tag{4}$$

Data fra 13 eksempler på begynnende skader i sprøytebetong og 5 eksempler fra ras er beregnet og merket av i fig. 29.5 i samsvar med formel (4). Enkelte eksempler skiller seg ut og har alle meget høye potensielle svelletrykk ($p_0 > 1{,}45$ MPa).

En velger som forutsetning i denne analyse at laboratoriemålt svelletrykk i ødometer skal være mindre enn 1,0 MPa.

Med unntak for to eksempler med meget aktiv svelleleir ligger alle begynnende skader i et område hvor korrelasjonsfaktor k har verdier fra 1,0 til 1,6. Da grunnlagsmaterialet foreløpig er noe svakt, velges sikreste verdi

k = 1,6 fordi:

- Antall beregnede eksempler er foreløpig for lavt.
- Faste regler for prøvetaking mangler.
- Adhesjon er vurdert ut ifra opplysninger om geologi og fjellmassenes kvalitet.

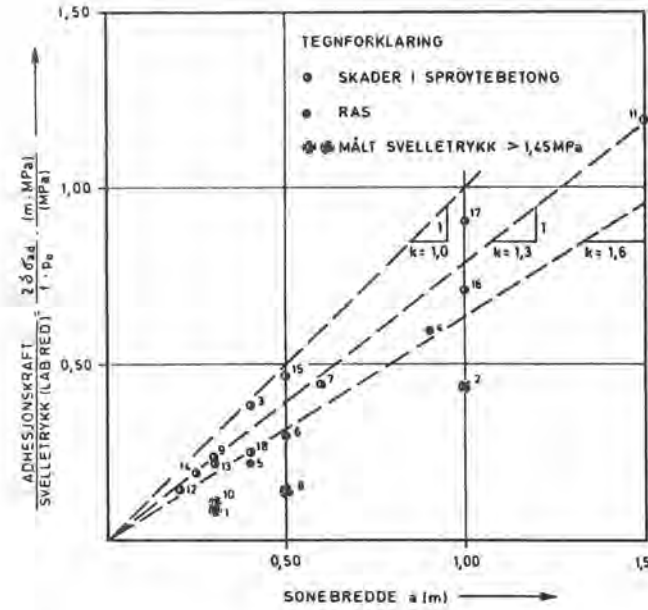


Fig. 29.5 Fremstilling av grensebetingelsene for svelletrykkskader ved sprøytebetongsikring.

De foreløpige resultater av undersøkelsen er gitt i fig. 29.6. Her er vist forholdet mellom adhesjonsspenningen ved brudd (σ_{ad}), virkelig svelletrykk (p) og sonebredde (a). Den tillatte sonebredde ved sprøytebetongsikring settes til a_0 og beregnes etter valgt sikkerhetsfaktor: F = 1,5.

Beregningseksempel: Målt svelletrykk i ødometer: p_0 = 35 t/m^2 = 0,35 MPa, innhold av finstoff $<$0,02 mm i totalprøven: f = 0,35. Virkelig svelletrykk: p = k · f p_0 = 1,6 · 0,35 ·0,35 = **0,2 MPa**. Sidefjellet er en middels granitt, antar σ_{ad} = **1,0 MPa**.
Av fig. 29.6 finnes a = 0,30, $a_0 = \frac{0,30}{F} = \frac{0,30}{1,5} =$ **0,20 m.**

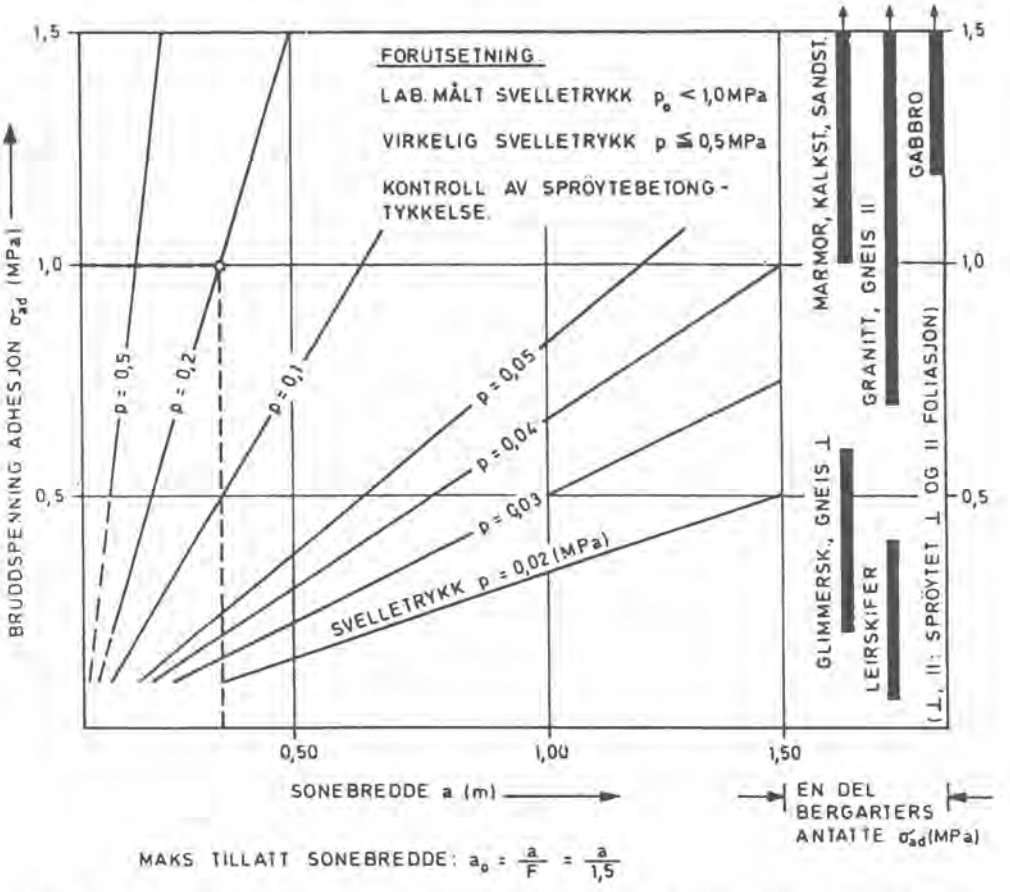


Fig. 29.6 Dimensjoneringsdiagram for sprøytebetongsikring av knusningssoner. Maksimal sonebredde (a_σ) kan finnes på grunnlag av bruddspenning for adhesjon (σ_{ad}) og virkelig svelletrykk (p).

SVELLELEIRSONENS TRYKKAVLASTNING VED UTVIDELSE.

Prinsipielt vil en hevde at sprøytebetong må dimensjoneres slik at adhesjonsbrudd ikke oppstår. Subsidiært bør sprøytebetongsikringen konstrueres slik at den kan tåle den defor-

masjon som er nødvendig for at svelletrykket skal bli redusert til ca. 1/3-del av den primære bruddlast.

Det er her nødvendig å få et mål for hvor store leirmengder som kan aktiviseres, altså hvor dypt inn fra fjelloverflaten leirsonen blir avlastet og herved kan ta opp vann. Det er her bare mulig å ta med hovedtrekkene i analysen.

Fig. 29.7 viser hvordan spenninger vil kunne induseres ved en langsgående knusningssone med gitte hovedspenninger (29.7a, 29.7b).

Svakhetssonens skjærfasthetsegenskaper må antas å være bestemmende for de spenninger som kan bygges opp (29.7c, 29.7d).

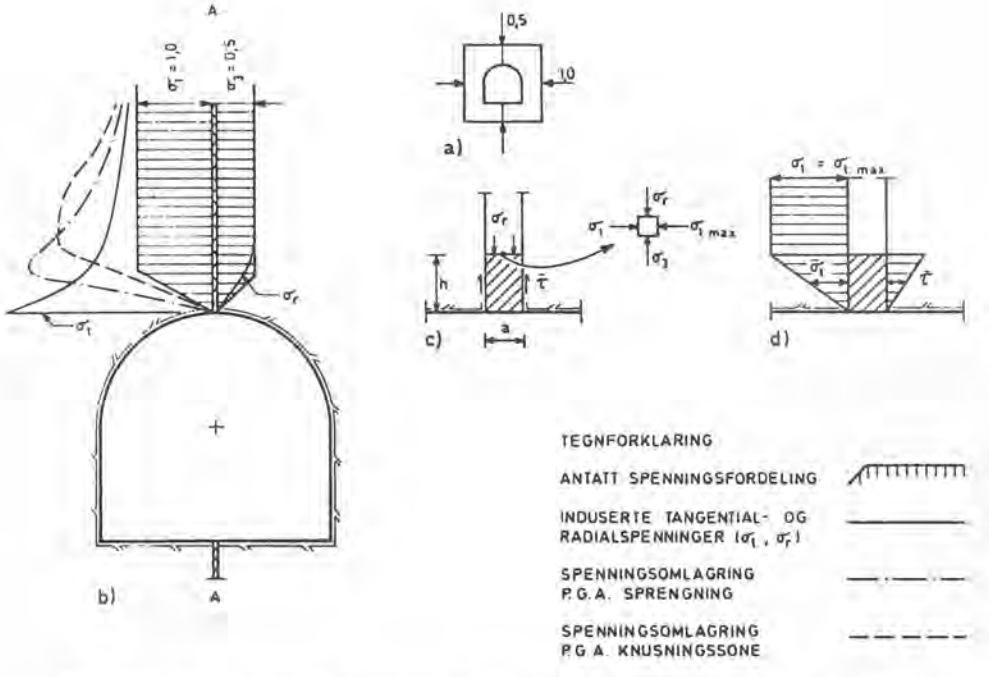


Fig. 29.7 Fremstilling av spenningsforholdene i svakhetssone nær tunnelkontur.

Ved en kombinasjon av likevektsbetraktninger av skravert legeme i fig. 29.7c, d og Coulomb's skjærbruddkriterium vist i fig. 29.8 kan en komme frem til en formel for den dybden (h) som blir avlastet.

En tillater seg å sette c = 0 og A = 0, dvs. utledet formel bør ikke brukes for meget lave eller meget høye spenninger.

$$h = \frac{a}{N \cdot r \cdot tg\zeta} \qquad (5)$$

Formelen viser at den dybde h som avlastes er: Uavhengig av hovedspenningenes størr-

else, proporsjonal med sonebredden, og videre avhengig av ruhetsforhold, friksjonsvinkel, samt hovedspenningstallet (N). Hovedspenningstallet kan uttrykkes slik: $N = tg^2 (45^\circ + \frac{\zeta}{2})$.

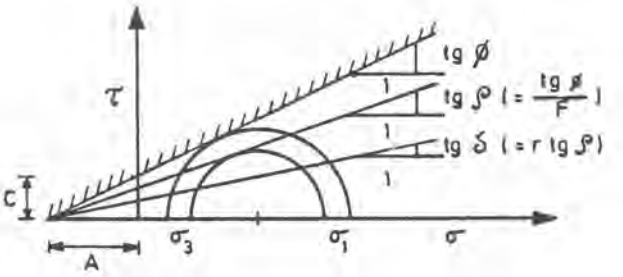


Fig. 29.8 Coulomb's skjærbruddkriterium uttrykt ved normal- og skjærspenning, samt virkning av sikkerhetsfaktor (F) og ruhetsforhold (r). (r er et uttrykk for maks. friksjon mellom sonemateriale og fjell).

Et beregningsekesmpel viser at for de gitte verdiene $\zeta = 20^\circ$ og r = 0,9 blir: Avlastet dybde h = 1,5 · a. Det må her tilføyes at avlastet dybde ikke blir mindre enn den som tilsvarer spenningsomlagringen p.g.a. sprengning, dvs. formel (5) har som regel ikke gyldighet for smale soner.

Konklusjon: Når skjærfastegenskapene i en svakhetssone og i grenseflaten mot fjell er kjent, kan avlastet dybde beregnes som en funksjon av sonebredden.

For å finne det utvidelsesvolum som sonematerialet trenger ved en bestemt trykkreduksjon, må dette i tillegg bestemmes etter laboratoriemålinger. Eksempler ved avlasting for konsolideringstrykk på 200 t/m^2 viser at en aktiv svelleleir da kan oppnå en trykkreduksjon til 1/3-del av konsolideringstrykket, allerede ved ca. 2% utvidelse.

KOMMENTARER TIL UNDERSØKELSENE.

Økonomi. Kraftverkseiere har vanligvis godtatt noe nedfall i vanntunneler. Med antatt høyere prisstigning på energi enn på fjellsikring, viser undersøkelsene at alle potensielt ustabile partier ned til blokker over ca. 300 kp bør sikres.

Usikrede svelleleirsoner. Mange konsulenter har tatt i bruk systematisk tunnelkartlegging. Dette er et godt hjelpemiddel for å hindre at svakhetssoner blir oversett. Videre bør det bli rutine at også tilsynelatende stabile svakhetssoner kontrolleres m.h.t. svelleleirinnhold.

Sprøytebetongsikrede svelleleirsoner. Her må det antas at en generell forbedring av rutiner for prøvetaking, samt felt- og laboratorieprøvning, vil kunne gi resultater så vel med økt sikkerhet mot ras som for det videre ingeniørgeologiske arbeide.

Ett forhold er ikke tidligere berørt, men er etter egen vurdering av den største betydning

for sprøytebetongsikringen totalt sett: Sprøytebetongens teoretiske materialegenskaper og teoretiske tykkelse blir bare unntaksvis oppnådd i praksis. Her er det viktig å være klar over at betongsprøyting langs en svakhetssone får den sikkerhetsfaktor som er oppnådd på det svakeste parti. En har observasjoner fra rasutvikling som bekrefter dette.

En rimelig gardering mot feilaktig utført arbeide ville være en form for opplæring med fagbevis for sprøytemannskapet, samt øking av kunnskapsnivået på alle plan.

Analyse av sprøytebetongsikring. Analysen foran viser en av metodene som kan anvendes for å utvikle konkrete dimensjoneringsregler ved sprøytebetongsikring. Også her trenges fortsatt innsats innen områdene prøvetaking, feltprøver for adhesjon, spenningsmålinger, svelletrykkmålinger m.v.

Sikringskonstruksjoner. En har personlig vært opptatt av at fjellsikringsarbeidene etter hvert må få et sterkere preg av en bevisst, konstruktiv utforming. Samtidig er det ønskelig at utførelse og kontroll må komme på høyde med den praksis som er vanlig ved andre bygningsmessige konstruksjoner.

REFERANSER.

(1) **HOLMGREN, J. (1976):** "Punch-loaded shotcrete linings on hard rock." Rapport nr. 121:6, Fortifikasjonförvaltningen, Stockholm, 96 s.

(2) **HAHN, T. (1978):** "Sprutbetongs vidhäftning mot olika bergytor". Bergmekanikdag 1978, Befo, Stockholm, 8 s.

(3) **BREKKE, T.L. & SELMER- OLSEN, R. (1965):** "Stability problems in underground construction caused by montmorillonite carrying joints and faults." Engineering Geology, Vol. 1, No. 1, 16 s.

(4) **SELMER- OLSEN, R. & ROKOENGEN, K. (1974):** "About swelling tests and stability of clay zones in hard rock." ISRM, 3rd International Congress, Denver, 1974, 8 s.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK / GEOTEKNIKK 1980

BAKTERIER ÅRSAK TIL REDUSERT EFFEKT AV VANNGARDIN MELLOM OLJELAGER I FJELL.

Bacterial Impairment of Water Curtain between Oil Storage Caverns in Rock.

Siviling. Tor F. Barbo og dr.ing. Svein Willy Danielsen,
NOTEBY Norsk Teknisk Byggekontroll A/S.

SAMMENDRAG

Artikkelen omhandler et nylig registrert tilfelle hvor bakterievekst har redusert effekten av vanngardinen mellom to oljelagre i fjell. Problemet med oppvekst av oljenedbrytende bakterier i grenseflaten olje/vann diskuteres, og viktigheten av å etablere vanngardinen før fjellhallene fylles med olje blir understreket. Avslutningsvis berøres mulighetene for å forhindre bakterievekst.

SUMMARY

The paper is concerned with a recent discovery of oil degrading bacteria reducing the effect of a water curtain between two oil storage rock caverns. Attention is drawn to the problem of bacterial growth at the oil/water interface. The importance of establishing water curtains before filling up caverns with oil products is emphasized. Finally, some means of preventing bacterial growth is discussed.

Innledning

Anvendelsen av vanngardiner for å opprettholde eller etablere en grunnvannsgradient, og dermed forhindre lekkasje fra oljelagre i fjell, tør anses vel kjent. Ukjent er det heller ikke at forskjellige former for mikrobiologisk forurensning kan forekomme i lagrede oljeprodukter.

Denne artikkelen omhandler et nylig registrert tilfelle hvor oljenedbrytende bakterier har forårsaket nedsatt effekt av vanngardin mellom to oljelagerhaller i fjell.

Så vidt vites har denne spesielle konsekvens av et ellers velkjent problem ikke tidligere vært omtalt. Forholdet fortjener oppmerksomhet, ikke minst i lys av de betydelige økonomiske konsekvenser det kan bli tale om.

Mikro-organismer i oljelagre

Mikrobiologisk forurensning i lagrede oljeprodukter skyldes vekst av mikro-organismer i kontaktflaten olje/vann. De mikro-organismer det kan være tale om er bakterier, sopp og alger. Av disse kan bakterier vokse under de fleste forhold, mens sopp er avhengig av oksygen og alger fordrer lys.

Disse organismer finnes overalt i naturen, de er hydrofile, og de følger vannet inn i oljelagrene. Oppvekst betinger at vann er tilstede og har et egnet ioneinnhold, at temperaturen ligger nær optimaltemperaturen for den aktuelle arten og at oljeproduktets sammensetning passer den samme art.

Sopp (fungi) er ikke ansettt å være noe problem i forbindelse med oljelagring i fjell, både fordi deres oksygenbehov her vanskelig kan tilfredsstilles og fordi temperaturen er for lav. Under slike forhold er det derfor primært bakterievekst man må ta hensyn til. Den lave temperaturen i fjellet er imidlertid også en begrensende faktor for oppveksten av anaerobe bakterier (bakterier som kan leve uten oksygen).

Skadevirkningen som følge av bakterievekst er av to hovedtyper: 1) Endringer av selve oljeproduktet, enten til en emulsjon av oljedråper eller - motsatt - til en tungtflytende slimaktig substans. 2) Innvirkning på omgivelsene gjennom gassutvikling (særlig H_2S), som kan avstedkomme korrosjon på metall i pumper etc., og også medføre en viss eksplosjonsfare.

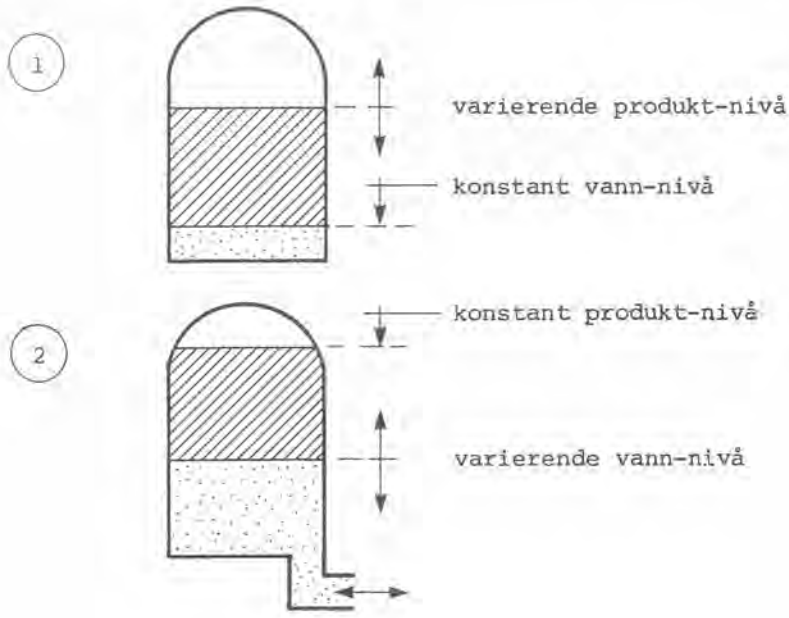


Fig. 30.1 Prinsipper for lagring av oljeprodukter på vannseng : 1 - "fixed water bed" og 2 - "fluctuating water bed"

Erfaringer tyder på at de største problemer med mikrobiologisk forurensning oppstår ved lagring på såkalt "fluctuating water bed" (fig. 30.1.2), hvor sjøvann rikt på en rekke mikroorganismer jevnlig blir tilført. Lagring på såkalt "fixed water bed" (fig. 30.1.1) medfører derimot vanligvis kun vanntilførsel gjennom fjellet (langs sprekker og sleppesoner). Det er rimelig å forvente en helt annen grad av renhet på dette vannet, og følgelig også langt mindre problemer med mikrobiologisk forurensning.

Oljelekkasje og vanngardin

Det anlegget som her omtales ble bygget i midten av 70-årene, for lagring av forskjellige oljeprodukter. Prinsippet med "fixed water bed" ble benyttet. Fjellgrunnen på stedet består av en relativt massiv granitt som har intrudert et grønnsteinsmassiv.

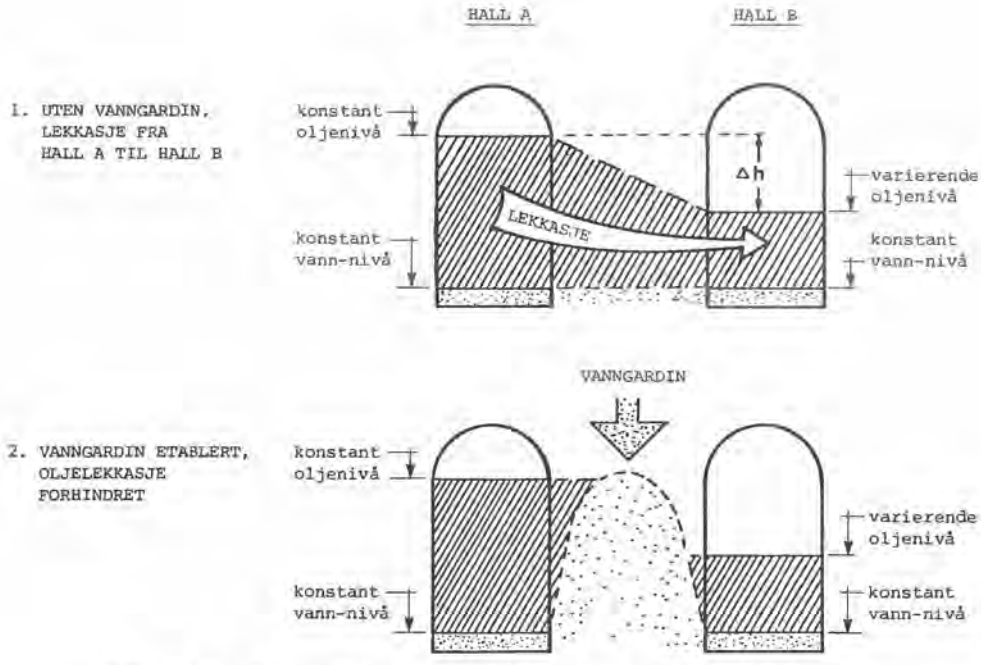


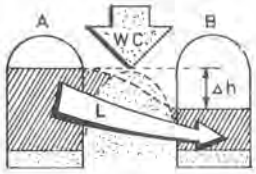
Fig. 30.2 Skjematisk fremstilling av situasjonen i det omtalte anlegg.

Det oppsto her en noe spesiell lagringssituasjon, idet to nabohaller (A og B, se fig. 30.2) ble benyttet til lagring av to forskjellige produkter, og idet oljenivået i den ene hallen ble holdt konstant mens det varierte i den andre. I 1978 ble det etablert en vanngardin mellom disse to hallene for å stanse en etter hver betydelig lekkasje (fig. 30.2).

Vanngardinen reduserte oljelekkasjen til et minimum. Dette viste seg imidlertid å være en temporær forbedring (fig. 30.3). Etter få måneder kunne det igjen registreres en økning i oljelekkasje fra hall A til B. Dessuten avtok vannforbruket i gardinen sterkt, inntil kun ett av seks borhull fremdeles var i funksjon.

Høsten 1979 ble det så besluttet å få renset opp borhullene. Dette ble utført ved hjelp av bor-utstyr og vannspyling under høyt trykk. Borhullene viste seg å være fullstendig igjentettet av et slimaktig stoff. Det ble tatt ut prøver av dette stoffet, av vannet i borhullene og også av noe minerogent materiale (slam og steinkorn) som ble påtruffet i mindre mengder. Prøvene av slim og minerogent materiale ble samlet på filterduk under spyling av hullene.

Etter at slimstoffet var fjernet ble det igjen oppnådd full effekt av vanngardinen (fig. 30.3).



WC: vannforbruk (m^3/mnd.) for gardin

L: total oljelekkasje (m^3/mnd.) i A → B

Δh: midlere forskjell mellom oljenivå (m) A → B i angitt måned

L_R: relativ oljelekkasje (m^3/m/mnd):

$$L_R = \frac{L}{\Delta h}$$

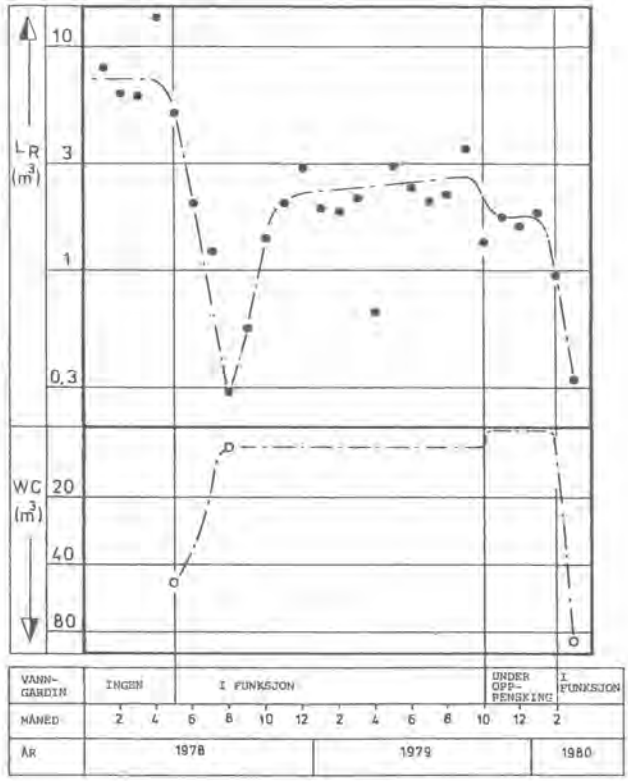


Fig. 30.3 Oljelekkasje og vannforbruk/tid og vanngardinens tilstand.

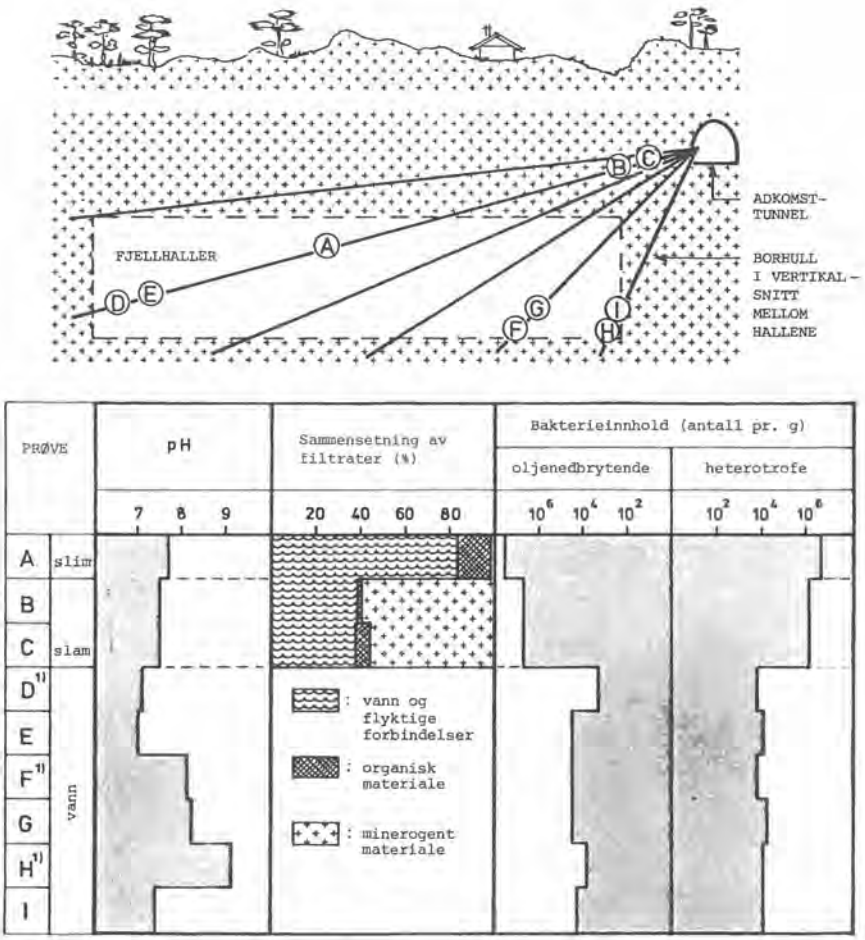
Analyse av prøver

Det vises til fig. 30.4. Foruten de analysene som er gjengitt på figurene, ble det også utført røntgenanalyser (XRD) av slam. Mineralsammensetningen viste seg å samsvare godt med den lokale fjellgrunnen. Det ble ikke funnet spor av svelleleir-mineraler. Enhver mulighet for at slike mineraler skulle ha medvirket til å tette borhullene kunne derfor sees bort fra.

Prøver av bergartspartikler (sand/grus-størrelse) fra borhull nr. 5 og 6 inneholdt korn av kalkspat, sannsynligvis fra sprekkfyllinger. Kalkspatinnholdet kan være en forklaring på de relativt høye pH-verdier i vann fra disse borhullene (prøve F-1, fig. 30.4).

Alle prøvene viste seg å ha et betydelig bakterieinnhold. Bakteriene syntes dels å være heterotrofe (dvs. de kan leve av forskjellige næringsstoffer), dels å være av en høyst spesialisert olje-nedbrytende type. Slimstoffet var etter all sannsynlighet en organisk polymer, og et resultat av bakteriell virksomhet.

Figurene nr. 30.5 og 30.6 viser mikrofotos (ca. 700 x forstørrelse) av bakterier som vokser i henholdsvis olje- vann-suspensjon og filtrat. Selve bakteriearten er ikke blitt identifisert.



1): Vann i borhullene før opprensking

Fig. 30.4 Laboratorieresultater for prøver fra borhull.

Bakterier årsak til redusert effekt av vanngardinen.

Resultatene fra observasjoner og analyser peker nokså entydig hen mot en sammenheng mellom bakterievekst og redusert effekt av vanngardinen.

Dersom vanngardinen hadde vært etablert før legerhallene ble fylt med oljeprodukt, er det rimelig å forvente at kontaktflaten olje/vann ville ha blitt liggende nær hall-veggénes overflate. Konsekvensen av bakterievekst ville da rimeligvis ha vært en tetting av fjellet i umiddelbar nærhet av hallen, og følgelig en ytterligere sikkerhet mot oljelekkasje.

I den gitte situasjon var imidlertid fjellet i stor grad mettet med oljeprodukt før vanngardinen ble etablert. Som en følge av dette ble kontaktflaten olje/vann dannet dels like rundt borhullene for vanngardinen, dels inne i disse. Den temporære virkning av vanngardinen

kan skyldes at vann under trykk var istand til å fortrenge oljeprodukt langs de åpnere stikk og sprekker - inntil bakterievekst og slimdannelse hindret fortsatt vanntilførsel.

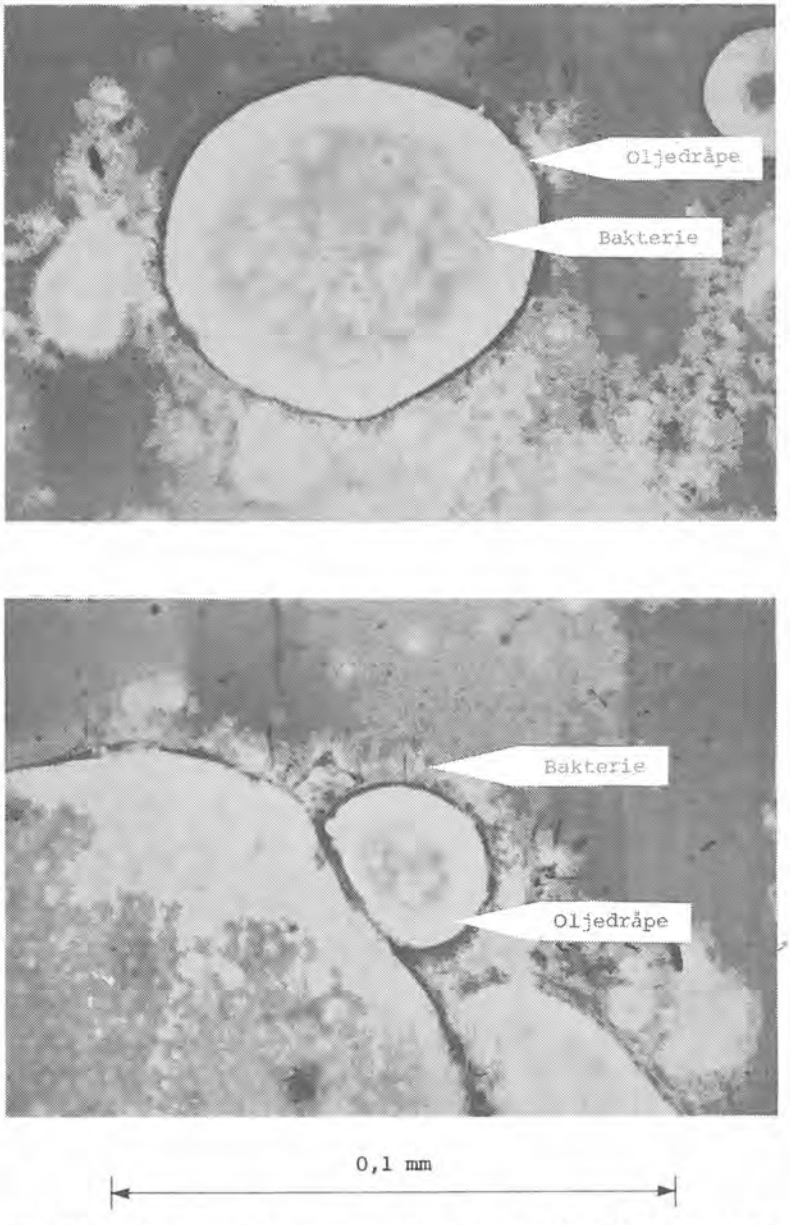


Fig. 30.5 Mikrofotos av olje/vann-suspensjon. Legg merke til bakterievekst inne i oljedråpene (øverst) og i kontaktflaten olje/vann (nederst) (Foto: Steinar Pedersen).

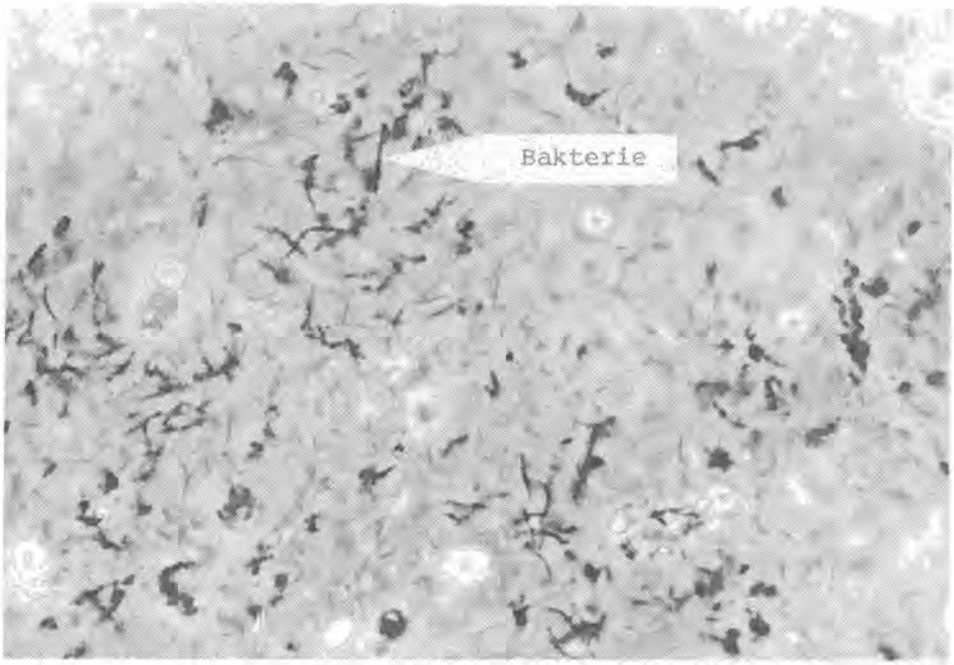


Fig. 30.6 Mikrofoto av filtrat (Foto: Steinar Pedersen).

Forhindring av bakterievekst

Det ble utført vekstinhiberingsforsøk. Fig. 30.7 viser at vekstoptimum for de oljenedbrytende bakteriene ligger rundt pH = 9 i begge de aktuelle produktene. Dette er så vidt i overkant av pH-verdiene i vann fra borhullene nr. 5 og 6 (fig. 30.4). Fullstendig vekstinhibering ble oppnåd ved pH $\leqslant$4,5 og ved pH $\geqslant$11.

Det vil følgelig være mulig å forhindre bakterieoppvekst gjennom tilsetning av syre eller lut til infiltrasjonsvannet. Slike tiltak medfører imidlertid nye problemer, først og fremst forbundet med korrosjon av stål i pumper, ventiler etc. Dessuten vil syretilsetning til infiltrasjonsvannet knapt være effektivt i situasjoner med kalkholdig fjellgrunn.

En annen måte å forhindre bakterieoppvekst på er å desinfisere infiltrasjonsvannet ved hjelp av klorering.

Riktig type og mengde av tilsetningsstoff vil derfor variere i avhengighet av en rekke faktorer, herunder den nødvendige mengde vann til infiltrasjon, type og volum av lagret oljeprodukt, bergartstype, grunnvannsforhold og, fremfor alt, innvirkningen på mekaniske installasjoner.

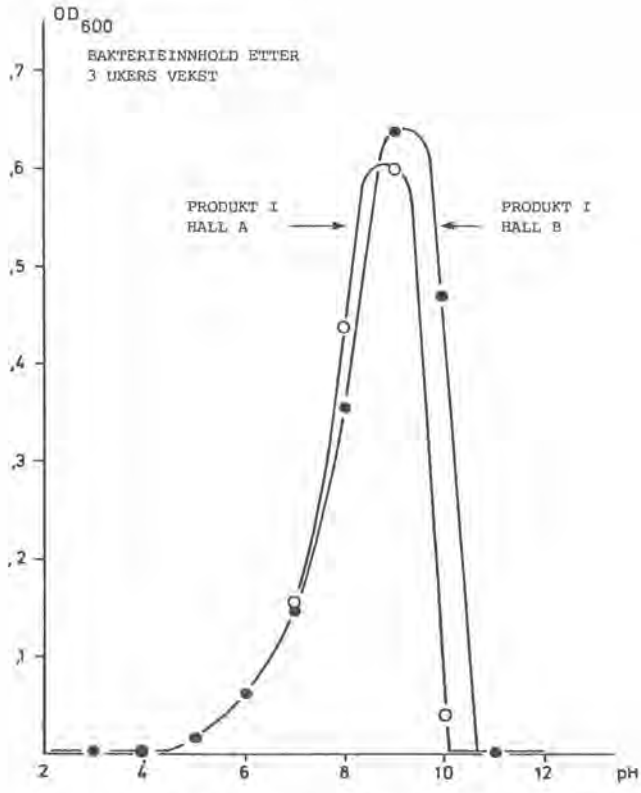


Fig. 30.7 Bakterievekst ved forskjellige pH-nivåer.

Konklusjon

Det ble funnet en betydelig mengde oljenedbrytende bakterier i alle de undersøkte prøver. Dette er bakterier som lever i kontakten olje/vann, og deres virksomhet har resultert i dannelsen av en slimaktig, organisk polymer.

Når en vanngardin etableres etter at fjellet allerede er blitt mettet med oljeprodukt, vil en vesentlig del av kontakten olje/vann forekomme nær og/eller inne i borhullene. Det skjer følgelig bakterieopovekst inne i borhullene, noe som gradvis forårsaker en tilstopping av disse. Konsekvensen er nedsatt effekt av vanngardinen.

Det er verdt å legge merke til at i det gitte tilfelle var denne tilstoppingen tydelig allerede fire måneder etter at vanngardinen var etablert. Opprenskning av borhullene medførte en vesentlig forbedring.

Denne forbedringen vil imidlertid - etter all sansynlighet - være av forbigående karakter, dersom det ikke taes forholdsregler for å sikre en permanent vekstinhibering av de oljenedbrytende bakteriene. Spørsmålet om hvordan en slik inhibering skal kunne oppnås, uten at det samtidig oppstår skadelig korrosjon på mekaniske installasjoner, vil fordre grundig gjennomdrøfting.

Uten en permanent vekstinhibering av bakterier antas effekten av vanngardiner å avhenge

av at de etableres før hallene fylles med olje. Eventuelt bør alternative metoder for å hindre lekkasje vurderes ved senere anlegg.

Erkjentlighet

De bakteriologiske analyser er utført av dr.ing. S. Pedersen, NTH. Forfatterne vil rette en takk til ham og også til H.Iversen og O. Krogstad A/S Norske Esso, og O. Olsen, Terranor A/S som har bidratt med interessante opplysninger og data.

DYNAMIC SHEAR MODULUS FOR STATIC GEOTECHNICAL PROBLEMS.

Geodynamikk, et hjelpemiddel for geoteknikeren.

Professor K. Rainer Massarsch,
VBB/SWECO Consultants and Royal Institute of Technology,
Stockholm, Sweden.

SUMMARY

Extensive research in the field of soil dynamics during the last two decades has provided analytical tools and testing methods which can also be used for the solution of conventional geotechnical problems. One important parameter is the shear modulus. It can be shown that at small strain (10^{-4} %), the shear modulus is virtually strain-independent.

Empirical methods or dynamic field and laboratory tests can be used to determine the maximum shear modulus. By accounting for strain effects, an equivalent static shear modulus can be calculated (equation /1/ or Figure 31.6 and Table 31.2). This shear modulus represents an average value, which can be useful in solving conventional geotechnical problems. Resonant column tests can also be used to establish accurately the stress strain relationship over a large strain range. This information is necessary, for example, for accurate analytical studies, such as the finite element method of analysis.

SAMMENDRAG

I løpet av de siste 20 år har utstrakt forskning innenfor området geodynamikk gitt oss analytiske og eksperimentelle metoder som kan være nyttige også ved behandling av mer tradisjonelle geotekniske oppgaver. En viktig parameter er skjærmodulen, G. Ved små skjærtøyninger (10^{-4} %) vil skjærmodulen være tilnærmet uavhengig av tøyningsnivået.

Maksimal skjærmodul kan bestemmes empirisk eller ved dynamiske forsøk i felten eller i laboratoret.Ekvivalent statisk skjærmodul kan bestemmes forutsatt at man tar hensyn til tøyningsnivået. (Lign. /1/ eller fig. 31.6 og tabell 31.2) Denne ekvivalente statiske skjærmodulen representerer en gjennomsnittverdi som kan være nyttig ved beregning av tradisjonelle geotekniske oppgaver. Nøyaktig bestemmelse av forholdet mellom spenning og tøyning kan man få ved resonanssøyleforsøk i laboratoriet. Informasjon av denne karakter er nødvendig ved mer nøyaktige analytiske studier som finiteelement beregninger.

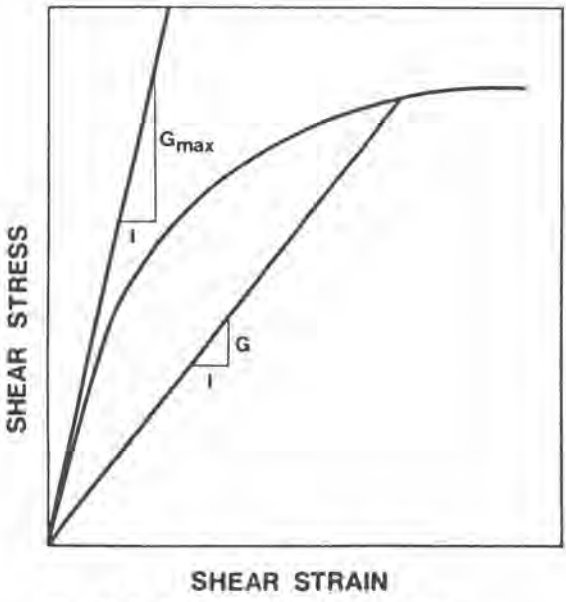


Fig. 31.1 Definition of shear modulus.

INTRODUCTION

During the last two decades there has been an increasing interest in soil dynamics, mainly due to the many engineering problems in which the dynamic behaviour of soil is of significance. The two most important areas are earthquake engineering and off-shore technology. It is estimated that the annual increase in construction costs due to earthquake hazards is in excess of 30 billion US dollars annually. Considering the many aspects of off-shore technology where soil dynamics aré of fundamental importance, it is not surprising that this field has become one of the dominating areas of geotechnical engineering. This has resulted in the rapid developement of new analytical and dynamic testing methods. The finite element method of analysis is today a standard tool in dynamic design of complex structures such as high rise buildings, dams and off-shore structures. In order to obtain soil data for dynamic analysis, new field and laboratory testing techniques have been developed. Unfortunately, many geotechnical researchers and engineers are not yet aware that many findings in the area of soil dynamics can also be applied to conventional problems.

STRESS STRAIN BEHAVIOUR OF SOILS

The knowledge of the stress strain behaviour of soils is necessary in connection with many geotechnical problems, especially when sophisticated analytical methods are used. Fig. 31.1 shows a typical stress strain curve where the initial slope, G_{max}, is equivalent to the maximum secant shear modulus G. Virtually all soils show non-linear stress strain behaviour even at very small strain.

While conventional geotechnical laboratory methods can measure shear modulus at strains larger than about 10^{-1} %, dynamic methods provide data even at very small strains.

For many seismic problems, the shear modulus has to be determined over a large strain

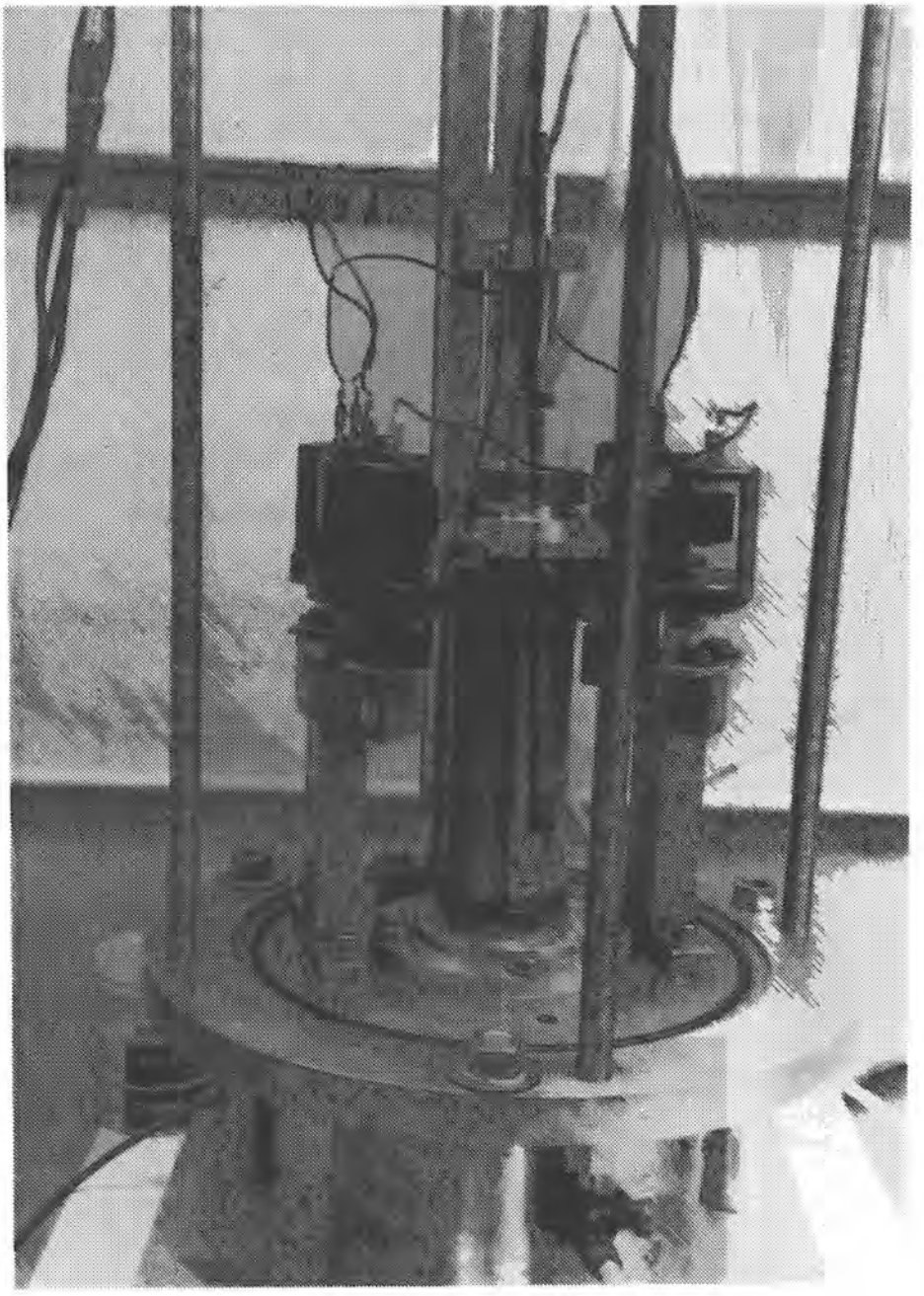


Fig. 31.2 Resonant column test apparatus, Drnevich type.

range, for example, from 10^{-4} to 10^{-1} %. In the laboratory, the resonant column test has become widely used, Fig. 31.2. The method is similar to a conventional triaxial test, as regards sample preparation. A solid or hollow cylindrical sample is consolidated in a pressure chamber and then subjected to either vertical or torsional vibration. At resonance (first mode of vibration), the applied frequency, force and deformation can be measured with high accuracy.

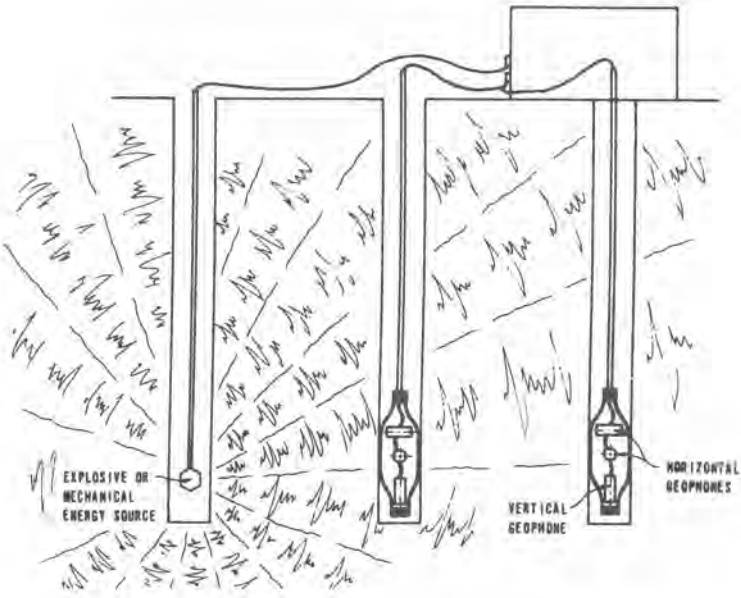


Fig. 31.3 Principle of cross-hole test.

Typically, resonant column tests can measure stress strain behaviour over a large strain range (10^{-4} to 10^{-1} %).

In the field, the cross-hole method has become a standard tool of dynamic testing, Fig. 31.3. A polarized compressional or shear wave is generated in one borehole and the time is measured for the direct wave to travel to the adjacent boreholes. The strain amplitude in such a test is usually low and of the order of 10^{-4} %.

The shear modulus determined from "seismic tests" is generally referred to as the "dynamic modulus". It can be shown, however, that at small strain, the shear modulus is almost independent of strain rate, Massarsch and Drnevich (1979). Actually, the strain rate during a low strain test, such as the resonant column or cross-hole test, is of the order of 2 per cent per hour, which corresponds to that of a conventional trixial test.

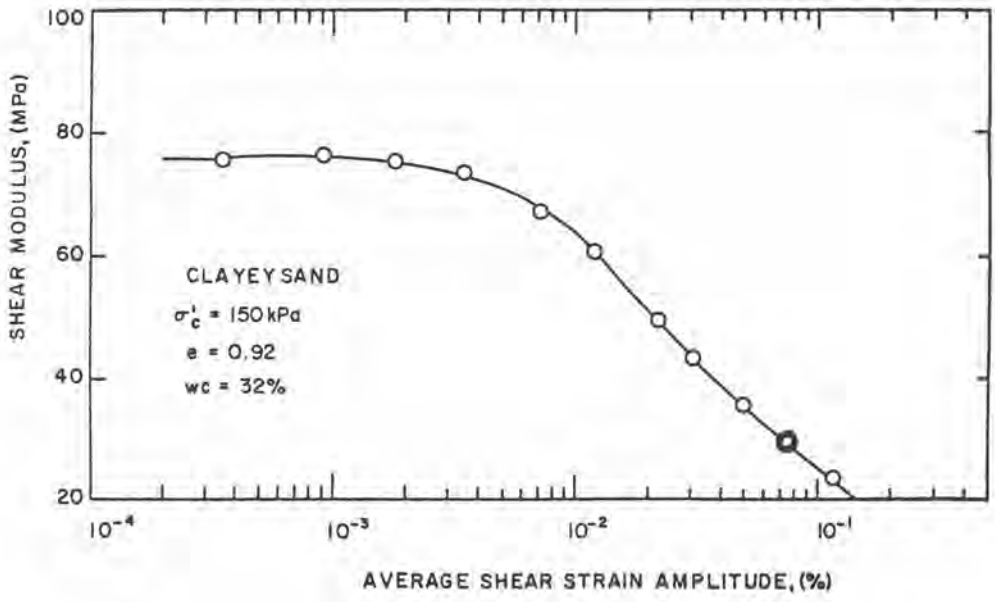


Fig. 31.4 Variation of secant shear modulus with strain.

SHEAR MODULUS

In Fig. 31.4, the stress strain curve for a clayey sand, determined from a resonant column test, is shown in semilogarithmic scale. The shear modulus is almost constant at strains less than 10^{-3} % ("plateau value"), but decreases significantly when strains exceed about 10^{-1} %. At this strain level, the first data point is usually obtained during conventional laboratory tests. It can be concluded that at this strain level, the secant shear modulus is only about 30 % of the maximum value.

In Fig. 31.5, the variation of secant shear modulus is shown in arithmetic scale for soils with different plasticity index and water content. The shear modulus decreases more rapidly for soils with low plasticity.

The maximum shear modulus can also be determined semi-empirically. Hardin (1978) proposes the following relationship for the maximum shear modulus:

$$G_{max} = \frac{625}{0.3 + 0.7 \cdot e^2} OCR^k \ (\bar{\sigma}_o \cdot p_a)^{0.5} \qquad /1/$$

where e is the void ratio, OCR the over consolidation ratio, $\bar{\sigma}_o$ the effective confining stress, k an empirical coefficient and p_a the athmospheric pressure.

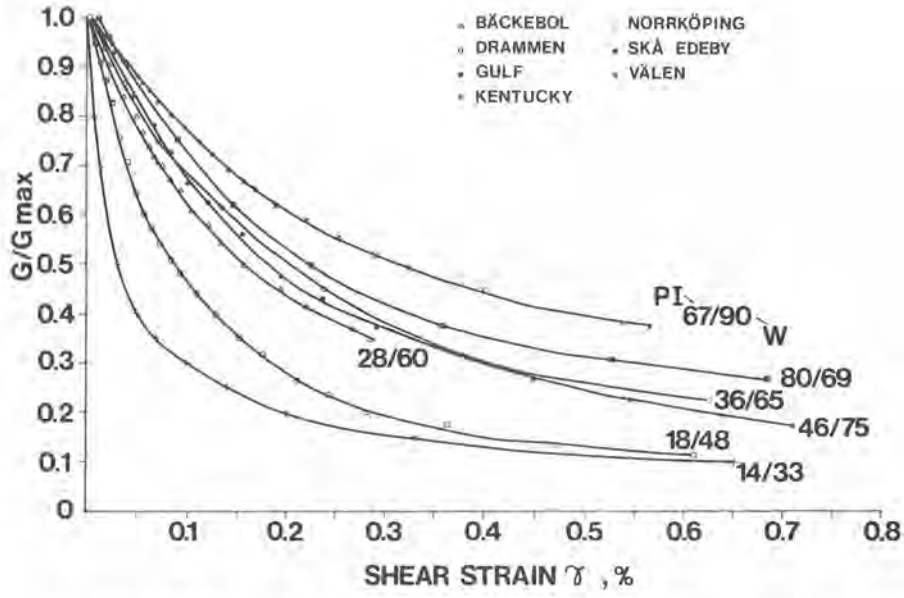


Fig. 31.5 Maximum shear modulus for normally consolidated clays (Massarsch and Drnevich, 1979)

Table 31.1. Values of factor k as function of plasticity index, P_I.

Plasticity Index, P_I	Empirical Factor, k
0	0
10	0.11
20	0.18
30	0.25
40	0.30
50	0.35
60	0.41
80	0.47
> 100	0.50

Equation /1/ can be simplified for normally consolidated clay by replacing void ratio by water content w, assuming a coefficient of lateral earth pressure, K_o of 0.6 and specific gravity of 2.7. This relationship is shown in Fig. 31.6 and suggests that especially at lower water content, the shear modulus is highly dependent on the effective confining stress.

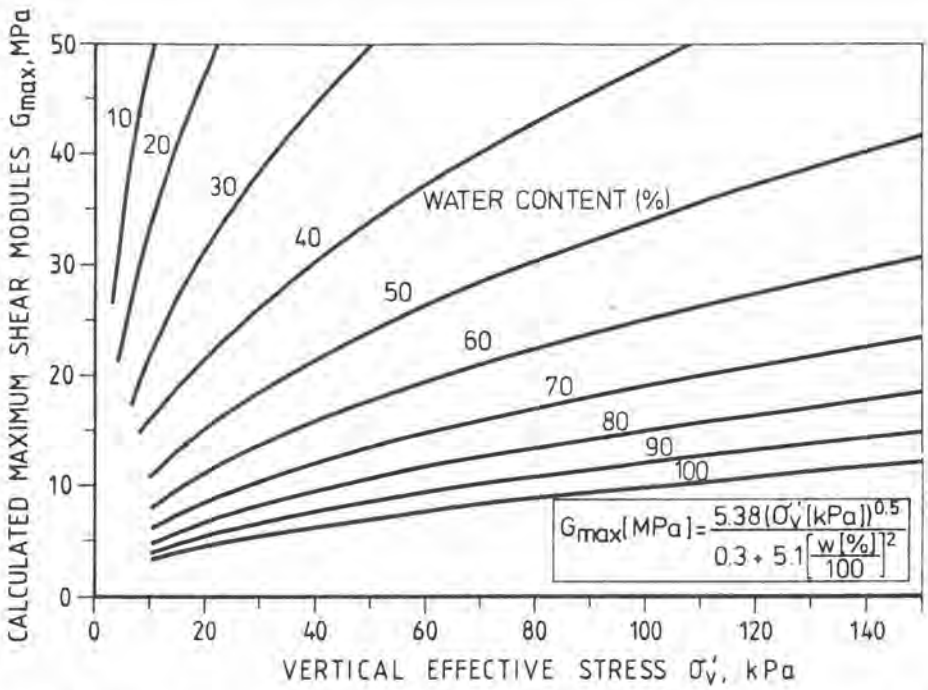


Fig. 31.6 Variation of shear modulus with strain for clays with different plasticity index, P_I and water content, w (Massarsch and Drnevich, 1979)

EQUIVALENT STATIC SHEAR MODULUS

The shear modulus at low strain can readily be measured by dynamic tests or estimated from the above empirical equations. For many geotechnical problems,an equivalent shear modulus is required. This equivalent shear modulus can be determined from the maximum shear modulus, Fig. 31.6, but should be reduced depending on the plasticity and thus a decrease of shear modulus with strain, Fig. 31.5.

Assuming an average shear modulus at 0,25 per cent shear strain, a reduction factor R is proposed which depends on the plasticity index, P_I.

Table 31.2. – Shear modulus reduction factor, R

Plasticity index, P_I	Reduction factor, R
10	0.15
30	0.30
50	0.40
70	0.50

The rigidity index E/τ_{fu} is often used to express the stiffness and deformation properties of cohesive soils. Empirical values have been proposed in the literature, ranging from E/τ_{fu} = 50 to 5 000. From the above equation /1/, it is apparent that the modulus is a function of the square root of effective confining pressure. The undrained shear strength, however, is proportional to the effective confining pressure. Thus, the rigidity index varies with soil type as well as with depth. Thus a unique value of E/τ_{fu} does not exist.

The usefulness of the equivalent shear modulus is illustrated in the following example. Excess pore pressures during pile driving in clay can be estimated using an analytical solution which requires knowledge of the rigidity index E/τ_{fu}, Massarsh (1976). When assuming a constant value of E/τ_{fu}, the calculation of excess pore pressure yielded a large variation of excess pore pressure with depth at various test sites. By calculating the modulus value according to Fig. 31.6 and accounting for shear modulus reduction, Table 31.2, the correlation between measured and calculated values improved significantly, Massarsch and Broms (1980).

The definition of hyperbolic stress strain relationship is commonly used in finite element analysis. The reliability of the results, however, depends on the accuracy of the chosen input parameters. If the shear modulus is chosen inaccurately, this may significantly affect the calculated deformations. Dynamic tests can provide accurate information on the stress strain properties over a large strain range and even at small strains. In many cases, however, the maximum shear modulus is chosen on the basis of conventional static laboratory tests. This means that the stiffness of the soil is grossly underestimated and the calculated deformations will be too large. Thus resonant column tests can provide valuable information for the selection of stress strain data for finite element analysis.

REFERENCES

HARDIN, B. O., (1978). "The Nature of Stress Strain Behaviour of Soils". Proc. ASCE Spec Conf. Earthquake Engineering and Soil Dynamics, ASCE, Pasadena, Vol. 1, pp. 3-90.

MASSARSCH, K.R., and DRNEVICH, V. P., (1979). "Deformation Properties of Normally Concolidated Clays". Proc. 7th Europ. Conf. Soil Mech. and Found. Eng. Vol. 2, pp. 251-255.

MASSARSCH, K.R., and BROMS, B.B., (1981). "Pile Driving in Clay Slopes" to be published: Proc. Int. Conf. Soil Mechanics and Found. Eng., Stockholm, 1981.

HVORLEDES FASTLEGGES DE DYNAMISKE EGENSKAPER FOR JORD.

Evaluetion of Dynamic Soil Properties.

Dr. ing. Geir J. Westerlund, Rådgiv. ing. O. Kummenje

SAMMENDRAG

Jords dynamiske egenskaper kan fastlegges eksperimentelt i felt og laboratorium eller ved hjelp av empiriske beregningsmodeller.

En feltmålemetode er Mellomhullmetoden, som baseres på måling av bølgers forplantningshastighet horisontalt mellom to eller flere punkt i bakken. Av skjærbølgehastigheten, v_s (m/s), og jordens densitet, ρ (t/m^3), bestemmes skjærmodulen, $G = \rho \cdot v_s^2$ (kN/m^2). En enkel versjon av utstyret kan bygges opp av relativt enkle, standard komponenter. Forsøk med den enkle versjonen av utstyret gir til dels meget gode resultat. Enkeltheten begrenser imidlertid utstyret til små dybder, avstander og tøyningsamplituder.

Laboratoriebestemmelse av de dynamiske egenskaper kan utføres med resonansesøyleapparat. Undersøkelsesprinsippet er å eksitere en isotrop konsolidert jordprøve inntil resonans. Forsøksinformasjonene gir grunnlag for beregning av skjærbølgehastighet, tøyningsamplitude og materialdempning. Laboratorieforsøkene kan innen visse grenser simulere aktuelle tilstander i jorden. Utstyret er relativt komplisert, men gir stort sett gode resultat.

De empiriske beregningsmodeller har sitt grunnlag i undersøkelser med samme type utstyr. Formlene gir vanligvis gode resultat for enklere problemstillinger.

SUMMARY

Evaluation of dynamic soil properties can be done in-situ by the cross-hole technique, in the laboratory by the resonant column technique and teoretical by semiempiric formulas.

In the cross-hole test the horisontal shear wave velocity, v_s, in the soil is determined, from which the shear modulus is calculated as $G = \rho \cdot v_s^2$ (ρ = soil density). Reasonable results are achieved by simple equipment.

The resonant column test is performed by vibrating a solid or hollow cylindrical specimen of soil at its lowest resonant frequency. From the registrations the shear wave velocity can be determined.

The teoretical prediction of dynamic parameters is based on results from similar tests. The results are usually good.

1. INNLEDNING.

En analyse gir ikke med nøyaktig resultat enn hva de grunnleggende parametre i beregningsmodellen tilsier, uansett modellens vanskelighetsgrad og størrelse. For dynamiske responsanalyser er det i de senere år utviklet nye og stadig mer avanserte beregningsmodeller. Nytten av analyseredskapene er stor for eks. ved dimensjonering av maskinfundament, gravitasjonsplattformer, høyhus, dammer m. m. Uten korrekt bestemmelse eller modellering av jordens egenskaper kan imidlertid nytten bli tvilsom.

Eksperimentalteknikken innen geodynamikk synes ikke å ha fulgt med de øvrige fremskritt innen responsanalyse. For å imøtekomme behovet for større presisjon i beregningsresultatene, er det i de senere 5 - 10 år utvist økt interesse for eksperimentell geodynamikk ved en rekke forskningsinstitusjoner. Innsatsen har konsentrert seg om de tradisjonelle dynamiske parametre (skjærmodul, elastisitetsmodul og dempning) og de dynamiske virkninger på styrkeparametrene.

På vårt "hjemmemarked" har Chalmers i Gøteborg, Norges Geotekniske Institutt (NGI), Veritas og Institutt for Geoteknikk og Fundamenteringslære (IfG), NTH, tatt opp den eksperimentelle utfordring, med ulike utgangspunkt, problemstilling, filosofi og forutsetninger.

Ved IfG startet det i 1975 et Norsk Hydro- og NTNF-støttet forskningsprosjekt med hensikt å hjelpe fram en eksperimentell og generelt geodynamisk ekspertise og miljø.

2. METODER OG UTSTYR FOR BESTEMMELSE AV DYNAMISKE PARAMETRE:

2.1. Alternative metoder.

Jordens dynamiske parametre kan bestemmes in-situ, i laboratoriet eller teoretisk.

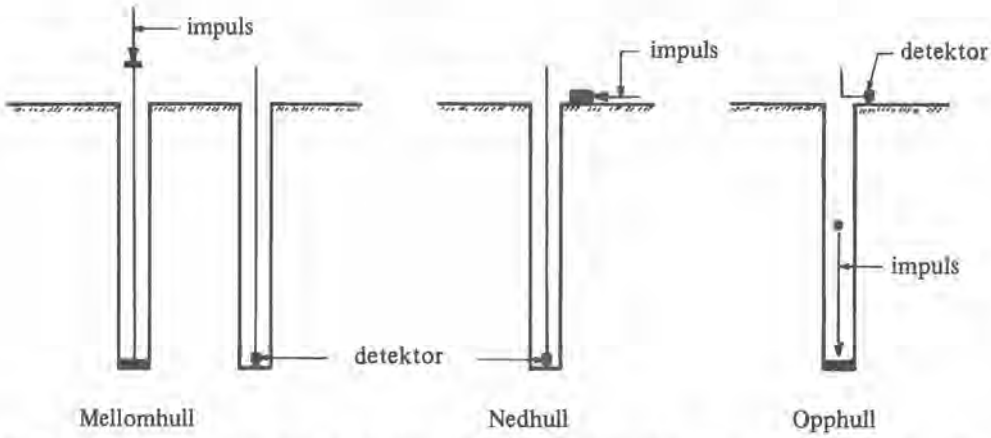


Fig. 32.1 Metoder for måling av bølgers forplantningshastighet i jord. (Andreasson, 1979).

In-situ kan parametrene finnes ved måling av sjokkbølgers forplantningshastighet eller ved tilbakeregning fra modellforsøk. Metoder for måling av bølgeforplantningshastigheter er Mellomhull- , Nedhull- og Opphullmetoden (fig. 32.1) og refraksjonsseismikk. Bølgehastighetsmålingene baseres på å måle tiden som en bølge (puls) bruker for å tilbakelegge en kjent

avstand. Alternativt kan det brukes frekvensvariasjon og fasekontroll av stående bølger.

Modellforsøk kan utføres med f.eks. en vibrator festet til en plate (fundament) oppå eller i jorden, hvoretter de observerte bevegelser gir grunnlag for tilbakeregning til dynamiske parametre via elastiske regnemodeller (fig. 32.2).

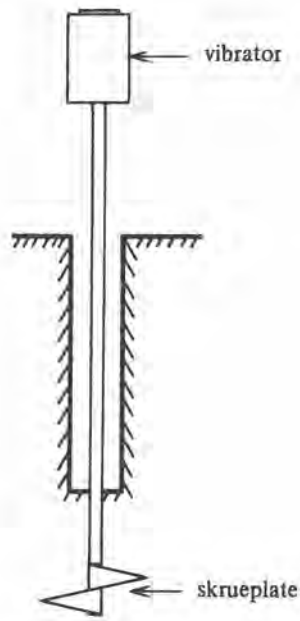


Fig. 32.2 Fundamentsystem for modellforsøk med dynamisk belastet skrueplate. (Andreasson, 1979).

Bølgehastighetsmålingene gir en rask kompresjonsbølgehastighet, v_p, og en langsommere skjærbølgehastighet, v_s. Av disse beregnes etter bølgeforplantningsteori:

skjærmodul $G = \rho \cdot v_s^2$

kompresjonsmodul $K = \rho \cdot v_p^2$

hvor $\rho =$ densitet

$$K = \frac{E(1-\mu)}{(1+\mu)(1-2\mu)}$$

$E =$ Youngs modul

$\mu =$ Poissons tall

Materialdempningen kan måles ved hjelp av registreringssignalets reduksjon over tid (fig. 32.3). Kritisk dempningsforhold, D, ved små dempninger kan uttrykkes som

$$D \cong \frac{1}{2\pi n} \cdot \ln \frac{A_i}{A_{i+n}}$$

hvor n = antall sykler
A_i = amplitude nr. i

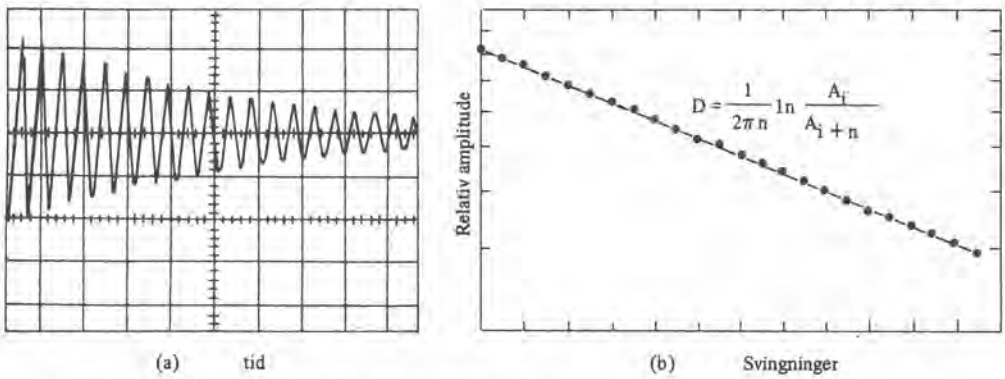


Fig. 32.3 Eksempel på dempningsobservasjon ved forbigående, fri svingning; (a) amplitude-tid kurve (b) amplitude mot plottet svingning. (Rishart & al, 1970).

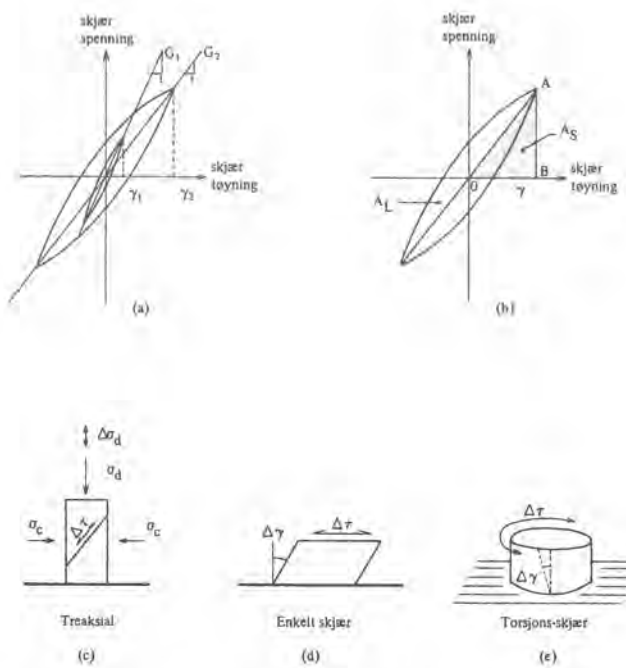


Fig. 32.4 (a) Definisjon av skjærmodul etter spennings-tøynings-observasjon. (b) Beregning av material (intern) dempning utfra spennings-tøyningskurvens form. (c) – (e) illustrasjon av sykliske forsøksmetoder.

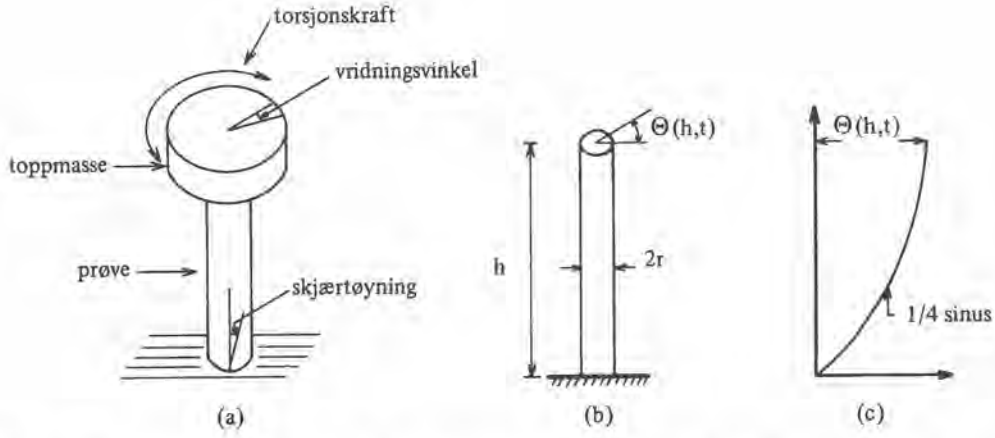


Fig. 32.5 Resonanssøyleprinsipp (a) prøve-drivenhet (b) og (c) illustrasjon av grunnleggende svingeform. (Westerlund, 1978).

I laboratoriet kan de dynamiske parametre finnes ved noe ulike undersøkelsesprinsipp. Registrering av tøyninger forårsaket av en vekslende lastvirkning gir grunnlag for bestemmelse av bl.a. skjærmodul, kompresjonsmodul og materialdempning. Disse metoder med vanligvis lavfrekvente lastvekslinger er f.eks. syklisk treaksial-, enkle skjær- og torsjonsforsøk (fig. 32.4). Dempningen i slike forsøk kan bestemmes dersom lastsyklene er kontinuerlig regsitrert. Kritisk dempningsforhold er

$$D = A_1/4\pi A_s.$$

Ved å variere belastningsfrekvensen inntil resonanssituasjon på en prøve med kjente grensebetingelser, kan skjærbølgehastighet eller kompresjonsbølgehastighet bestemmes etter bølgeforplantningsteori (stående bølger). Metoden kalles resonanssøyleforsøk med torsjons- eller aksialbelastning (fig. 32.5). Lastvekslingsfrekvensen er relativt høy. Utstyret gir mulighet for å simulere en del av miljøeffektene på jorden. Dempning kan bestemmes v.h.a. kontrollert amplitudereduksjon over tid, ekvivalent feltmålinger.

Teoretisk er det mulig å beregne jordens dynamiske egenskaper under ulike forhold, basert på tidligere utførte laboratorie- og feltforsøk. Ved kompliserte tilfeller (mange variable) oppnås ikke alltid sikre beregninger. Når jordprøvene undersøkes i laboratoriet er hensikten å framskaffe nye, forbedre eller bekrefte teoretiske eller empiriske funksjoner som beskriver f.eks. skjærmodulens variasjon med tøyningen. Veksling i variable størrelser kan være av en slik art at bare forsøk vil kunne beskrive parametrene.

Skjærmodulen ved svært små tøyningsamplituder antas å beskrive en elastisk oppførsel, og formuleres som

$$G_{max.} = A(T) \cdot F(e) \cdot OCR^{K} \cdot S(\sigma)$$

hvor
- $G_{max.}$ = referanseskjærmodul
- $A(T)$ = tidsfunksjon
- $F(e)$ = porøsitetsfunksjon
- OCR = overkonsolideringsgrad
- K = justeringskoeffisient
- $S(\sigma)$ = spenningsfunksjon

Dempningen beskrives v.h.a. samme variable.

Ved IfG ble det valgt å utføre feltforsøk med Mellomhullmetoden og laboratorieforsøk med Resonanssøyleapparat, og til dels også sykliske treaksialforsøk. Mellomhull- og Resonanssøylemetoden baseres begge på modellering av bølgeforplantning, mens sykliske treaksialforsøk er en studie av spennings-tøyningsforholdene under vekslingene.

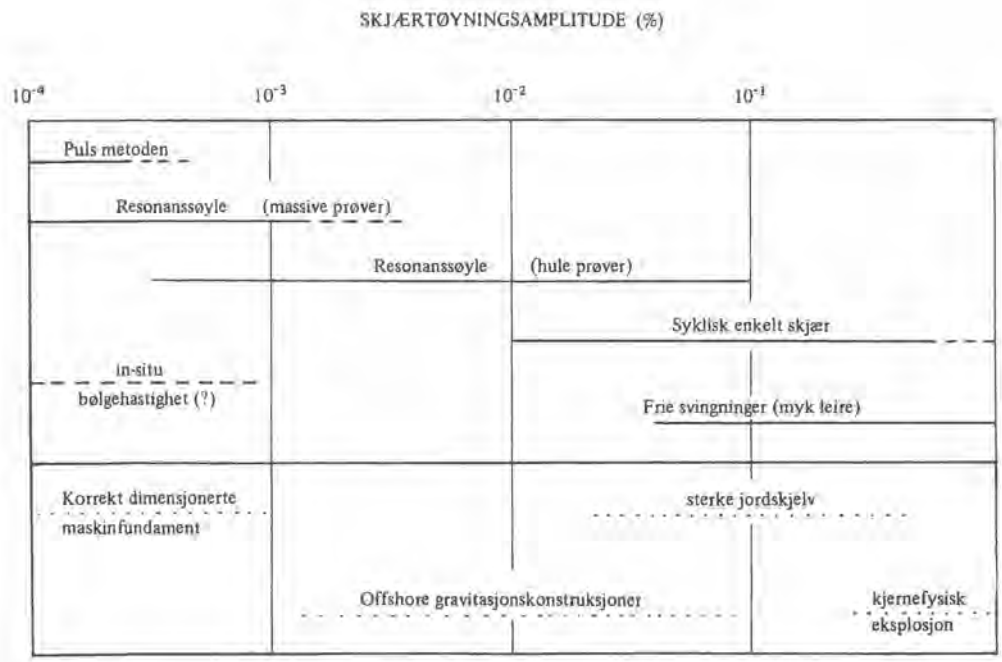


Fig. 32.6 Tøyningsområder for dynamisk jordundersøkelsesutstyr og tilsvarende i jord under forskjellige lastbetingelser (Øner, 1975: Anderson, 1974).

2.2. Mellomhullmetoden.

Metoden har sitt navn etter selve måle måleprinsippet, måling av bølgers forplantningshastighet i rette linjer mellom to eller flere punkt.

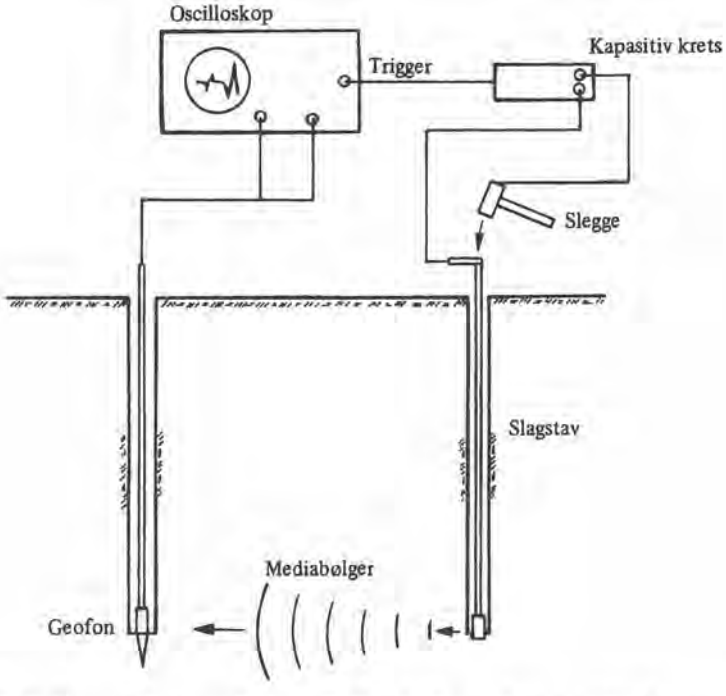


Fig. 32.7 Skjematisk oppstilling av Mellomhullmetodeutstyr. (Anderson, 1974).

Den meget enkle versjon av Mellomhullmetodeutstyr som er anvendt (fig. 32.7), baseres på energiutløsning f.eks. på bunnen av et boret hull i jorden, og registrering av en bestemt bølgefronts ankomst til et eller flere like dype hull i en gitt avstand. Bølgene forutsettes å forplante seg i et homogent, isotropt, elastisk materiale. Jordens avvik fra disse forutsetninger antas å gi ubetydelige feil ved svært små tøyningsamplituder.

Energien kan tilføres jorden f.eks. ved et slag på en stav som står mot bunnen av det borede hull. Bølger som initieres på eller i et elastisk medium konsentrerer sin energiutsendelse i bestemte retninger. Dette utnyttes i Mellomhullmetoden, og forsterkes noe ved å fremheve skjærbevegelsen mot jorden i støtet (fig. 32.8) Dette reduserer primærbølgens og øker skjærbølgens effektandel. Signaldetektoren (geofonen) har følsomhet bare i vertikalretning, og har dermed liten følsomhet for de horisontale partikkelbevegelsene i primærbølgen.

Energimengden som må tilføres jorden er avhengig av dybde, avstand til detektor, jordmaterialets stivhet, bakgrunnsstøy og registreringsutstyrets kapasitet. Tøyningsamplitudenes størrelse kan til en viss grad reguleres ved energitilførselen, og kan uttrykkes (iflg. Miller & al., 1975) som

$$\gamma = \frac{\dot{u}}{v}$$

hvor γ = tøyningsamplitude
$\dot{u}$ = partikkelhastighet
v = bølgeforplantningshastighet

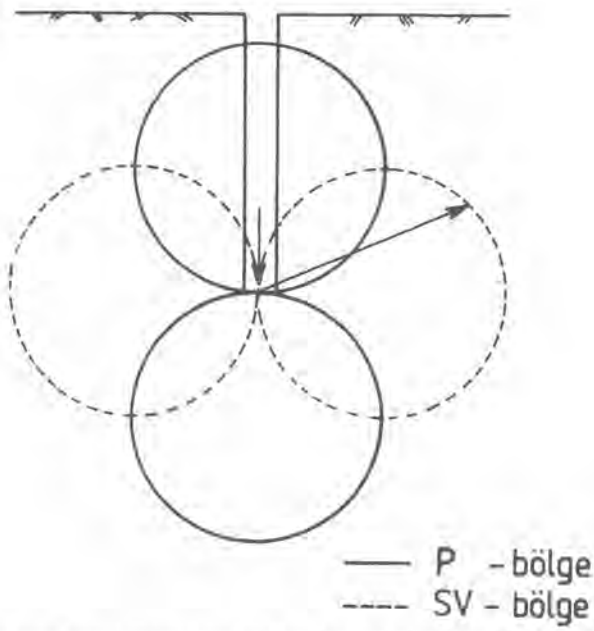


Fig. 32.8 Bølgers energispredning ved vertikalt støt i boret hull. (Mooney, 1974).

Størrelsen på tøyningsamplituden har meget stor betydning for vurdering av modulene. Det nødvendige utstyr kan deles i tre karakteristiske deler

a) boreutstyr
b) energiserings- og detekteringsutstyr
c) registreringsutstyr

De nødvendige hull kan lages med f.eks. skovlbor eller prøvetaker. Å lage hullene med prøvetaker gir samtidig mulighet for å ta prøver som kan gi supplerende opplysninger. Bl.a. må densiteten være kjent.

Energi tilføres med slegge- eller hammerslag på en stav satt sammen f.eks. av dreieborstenger. Slaget forårsaker en bølgepuls som sprer seg konsentrisk i jorden om støtpunktet. I slagøyeblikket starter en tidsmåling som brukes for å måle tiden til bølgefrontens ankomst til registreringspunktet. Startsignal for tidsmålingen oppnås ved å lade ut (kortslutte) en kondensator.

Detektorene er ordinære geofoner (hastighetsdetektor) montert i en kraftig beskyttelseskappe. Geofonen føres på plass i bunnen av hullet v.h.a. fastmonterte føringsstenger.

Registreringsenheten kan f.eks. bestå av et lagringsoscilloskop med kamera og evt. en ekstra forsterker. Meget stor forsterkning kan ofte være fordelaktig.

Utstyret er meget enkelt og inneholder lite spesialkomponenter (fig. 32.9).

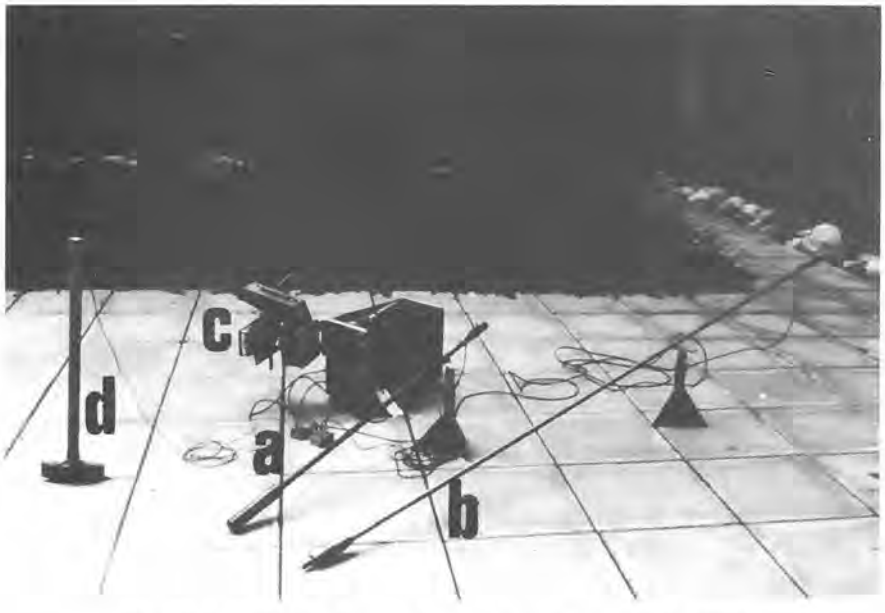


Fig. 32.9 Mellomhullsmetodens utstyr. (Westerlund, 1978).
(a) slagstav med triggerutstyr
(b) detektor med føringsstang
(c) oscilloskop med kamera
(d) slegge

Utstyr og metode har imidlertid sine begrensninger. Svingningene brer seg på jordens premisser. Frekvensen kan ikke påvirkes, og er for skjærbølgen observert til størrelse 500 Hz i mager leire. Tøyningsamplitudene kan påvirkes noe, men bør av hensyn til ønske om rene signal søkes små. Bakgrunnsstøy, refraksjon, reflekser og sterke primærbølgesignal kan ødelegge eller vanskeliggjøre tolkningen (fig. 32.10).

Problemene kan til en viss grad reduseres ved bruk av andre elektronikk-utstyrskomponenter (f.eks. filter). Utstyret anvendt ved IfG kan ikke gi skjærbølgesignal med motsatt polaritet. Motsatt rettede støt gir skjærbølger med motsatt polaritet. Dette gir en bedre bestemmelse av skjærbølgens ankomst til geofonen. Anvendelsen av utstyret begrenses av største praktiske dybde, avstand, jordarter, lagtykkelser, støy m.m. Utstyret kan imidlertid utvikles, vesentlig utfra den enkle grunnversjon, både med hensyn til hullboring, energisering, registrering og signalbehandling.

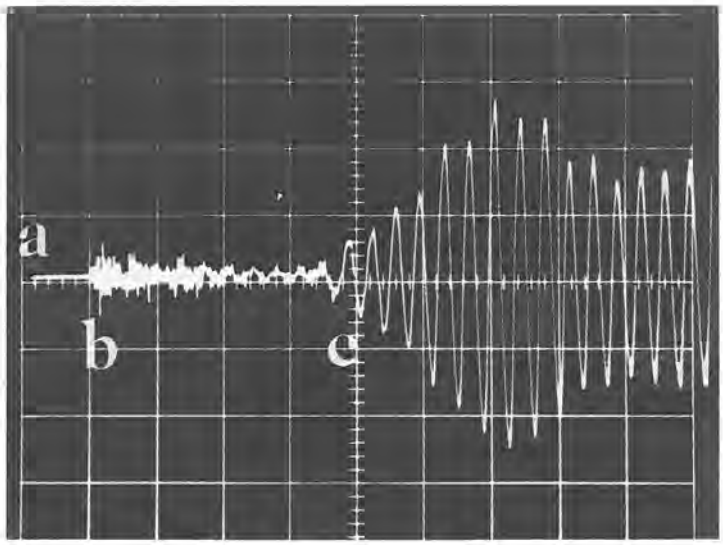


Fig. 32.10 Eksempel på registrering av P- og S- bølger. (a) slag på staven (b) P-bølgens ankomst, ($v_p \cong 1660$ m/s) (c) S-bølgens ankomst, ($v_s \cong 194$ m/s, $\gamma \cong 10^{-7}$). (Westerlund, 1978)

2.3. Resonanssøylemetoden.

Ved IfG ble det innkjøpt et ferdig utstyr av typen HATD (High Amplitude Test Device) konstruert av prof. Drnevich. Utstyret er konstruert etter fastfri-modell,dvs. at en jordprøvesylinder fastholdes mot en sokkel og at prøvetoppen påkjennes via en tung masse som settes i kontrollerte svingninger.

Prøvematerialet er forseglet med gummimembran og konsolideres isotropt i en trykkcelle. Drivsystemet består av elektromagneter, og bevegelsene detekteres av akselerometer og deformasjonsmålere (fig. 32.11).

Utstyret kan undersøke massive eller hule prøver i drenert eller udrenert situasjon utsatt for aksial- eller vridningskrefter. Skjærtøyningsamplitudene kan varieres fra ca. 10^{-6} til $5 \cdot 10^{-3}$, noe avhengig av prøvematerialet og prøveform. Hule prøver er egnet for både små og store skjærtøyningsamplituder, mens massive prøver bare bør brukes for små tøyninger, hvis finkornet materiale, av hensyn til oppbygging av poreovertrykk og lengere dreneringsvei. Skjærtøyningsforholdene er enklere i hule prøver.

Etter innbygging og konsolidering settes prøven i svingninger med et omtrentlig valgt tøyningsnivå. Frekvensen økes inntil prøven svinger i resonans. Aktuelle data registreres og skjærbølgehastigheten, v_s, kan beregnes.

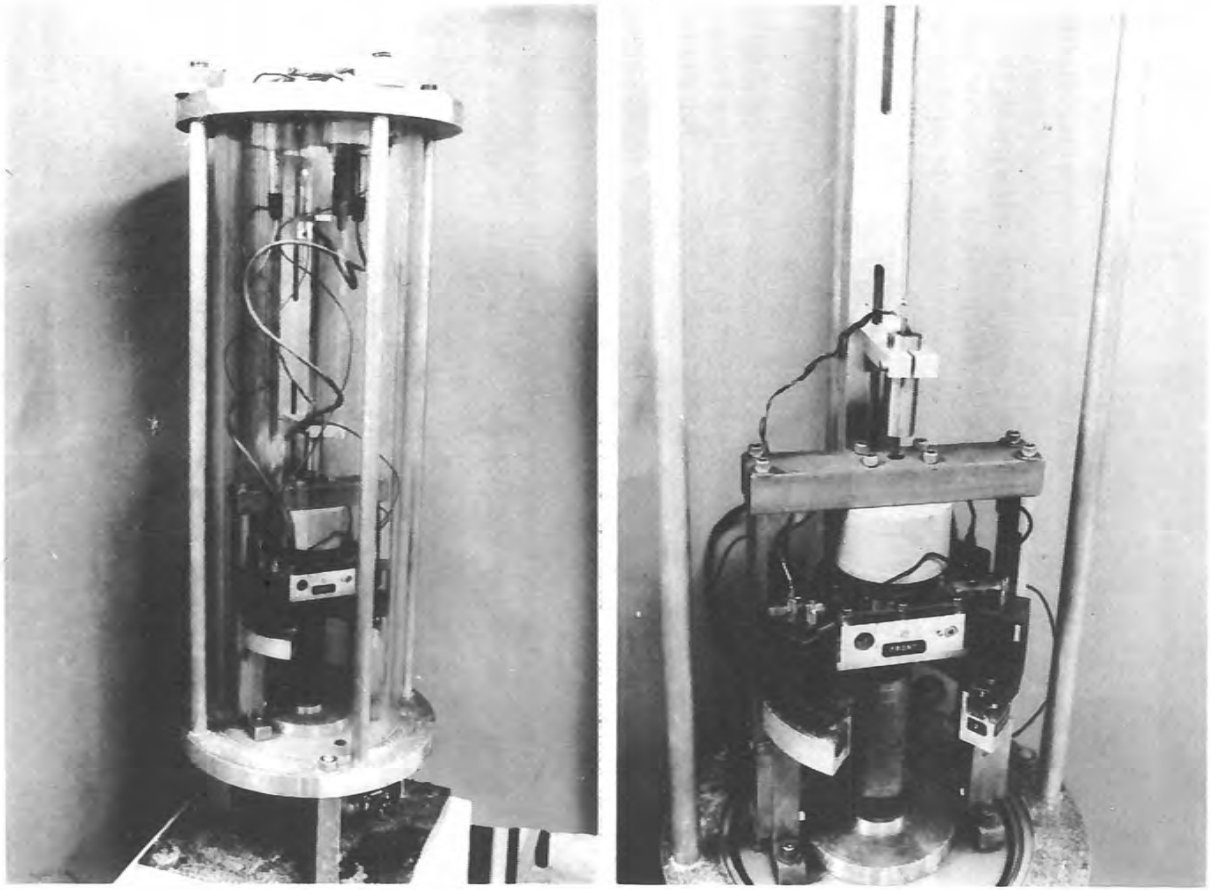


Fig. 32.11 Resonanssøyleutstyr av typen Drnevich HATD, for torsjons- og aksialsvingninger. (Westerlund, 1978)

$$v_s = \frac{2\pi h}{\beta} \cdot f_n$$

v_s = skjærbølgehastighet
h = prøvehøyde
f_n = resonansfrekvens
β = utstyrsparameter (variabel)

Vanlig resonansfrekvens på mager leire er ca. 20 – 40 Hz, ved små tøyningsamplituder. Den beregnede skjærbølgehastighet antas å gi en god løsning som simulering av et elastisk problem i jord.

Materialdempning kan måles tilnærmet ved f.eks. å avbryte krafttilførselen for så å måle svingeamplitudens réduksjon med tiden (tilsvarende for in-situ måling). Alternativt kan det benyttes en teori hvor prøven modelleres som et svingesystem med en frihetsgrad og viskøs dempning. Denne metode, forsterkningsmetoden, gir dempningsparametre uten å stoppe forsøket.

Apparatet kan kobles om slik at også aksiale svingninger kan settes på prøven, hvorav prøvens kompresjonsmodul kan utledes. Ved gode observasjoner (f.eks. tørr sand) eller antagelser av Poissons tall kan også Youngs modul beregnes.

Preparering av prøvene er mye likt som ved treaksialforsøk, med 10 cm^2 areal og 80 mm høyde. De hule prøver er mere kompliserte å preparere (evt. å bygge inn sand) og å montere inn i utstyret (2 membraner, tungt toppstykke og trang celle). Prøvens ytterdiameter er 50 mm, innerdiameter 37 mm og høyde 76. Forsøk ved lave tøyningsamplituder gir tilnærmet samme resultat på massive og hule prøver.

2.4. Dynamiske Treaksialforsøk.

Skjærmodul kan også oppnås ved hjelp av syklisk belastede, udrenerte treaksialforsøk. Det forutsettes konstant prøvevolum. Av observerte last og tøyningsamplituder kan det beregnes en sekantmodul

$$G = \frac{\Delta\sigma_d}{3 \cdot \Delta\epsilon_a}$$

hvor $\Delta\sigma_d$ = deviatorspenningsamplitude

$\Delta\epsilon_a$ = aksialdeformasjonsamplitude

Nedre skjærtøyningsamplitude for IfG's automatiske treaksialutstyr er ca. 10^{-3}, med raskeste praktiske lastveksling ca. 1 Hz.

2.5. Teoretiske beregninger.

På grunnlag av tidligere utførte detaljerte og varierte forsøk i laboratorium (vesentlig resonnanssøyle) og in-situ, er det utarbeidet formler for beregning av dynamiske parametre og deres egenskaper. Formlene dekker prinsippielt alle jordarter, men er trolig best kontrollerte for tørre sandprøver. De fleste variable størrelser som har innflytelse på de dynamiske parametrene er i sand undersøkt isolert, dvs. bare med en variabel i hvert forsøk.

Effekten av de fleste variable er modellert i empiriske formler. Teoretisk er det mulig å beregne skjærmodul for jord i nærmest enhver situasjon. Grunnlaget for beregningen (jordartsdata) kan antas feil, hvilket medfører feil beregnet modul eller dempning. Forsøk utført på et aktuelt prøvemateriale gir en viss kontroll mot feil i teoretisk beregnede verdier.

De vesentligste variable med effekt på skjærmodul og dempning er

- tøyningsamplitude
- midlere effektivspenning
- porøsitet
- antall sykler
- metningsgrad
- spenningshistorie
- styrkemobilisering

Et vesentlig problem ved både teoretisk og eksperimentell bestemmelse av dynamisk skjærmodul er avvik mellom målte laboratorie- og feltverdier. Under antatt samme forhold gir laboratorieforsøk normalt lavere verdier for skjærmodul. Avviket kan justeres ved hjelp av ulike empiriske korreksjoner.

For sand og leire har Hardin og Black (1968) og Hardin (1978) utviklet en formel for skjærmodulens referanseverdi, $G_{max.}$, for små skjærtøyningsamplituder:

$$G_{max.} = \frac{625}{0,3 + 0,7\,e^2} \cdot OCR^K \cdot (\bar{\sigma}_o \cdot \sigma_a)^{0,5}$$

hvor
- e = poretall
- OCR = overkonsolliderings forhold
- K = justeringsfaktor
- $\bar{\sigma}_o$ = midlere, effektive omhyllingsspenning
- σ_o = atm. trykk

Formlene er utviklet for å gi in-situ verdier av skjærmodulen.

Anderson (1974) utførte et detaljert studium av leire og har formulert en skjærbølgehastighet i laboratoriet. Konsolidert i 1000 min. (primærkonsolidert) beregnes skjærbølgehastigheten ved små tøyningsamplituder til:

Leire: $e < 1,25$

$$v_s = 31\,(2,44 - e)\,OCR^{K/2}\,\bar{\sigma}_o^{\,0,25}$$

$e > 1,25$

$$v_s = 11\,(4,41 - e)\,OCR^{K/2}\,\bar{\sigma}_o^{\,0,25}$$

De teoretiske beskrivelser av G og v_s forutsettes skjærtøyning, γ, i størrelse 10^{-5}.

Flere undersøkelser (Afifi, 1970: Anderson, 1974) har vist at skjærbølgehastigheten øker med økende konsolideringstid (sekundær konsolidering). Økningen utover primærkonsoli-

deringen kan ikke forklares med porestrukturendring. Økningen synes linær med logaritmen til tiden (fig. 32.12), med knekk, etter endt primær konsolidering (1000 minutt). Den relative økningen i leire ved små tøyningsamplituder kan (ifølge Anderson & Woods, 1976) formuleres som

$$\frac{\Delta v_s}{v_{s\,1000}} = \exp.\,(1{,}7 - 0{,}0025\ s_u + 0{,}37\ e_o)$$

hvor Δv_s = hastighetsøkning pr. logaritmisk tidssykel

$v_{s\,1000}$ = skjærbølgehastighet etter 1000 min. konsolidering

s_u = udrenert skjærstyrke (kPa)

e_o = initialporetall

Forklaringen på fenomenet søkes i mikroeffekter i materialet, eller populært; jordprøven prøver å reparere de indre skader forårsaket av prøvetaking, avlastning, og preparering.

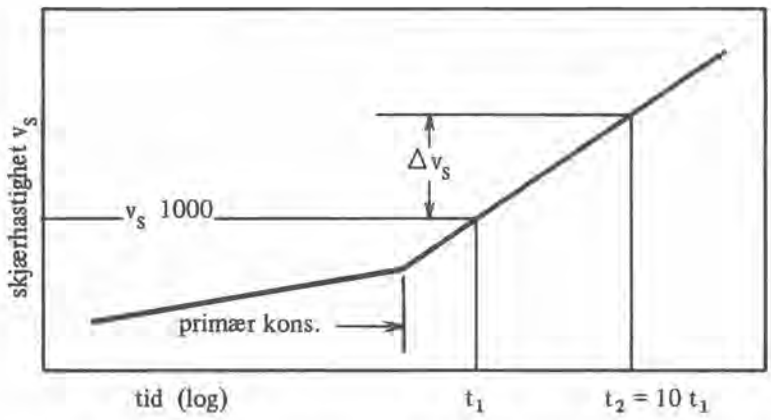


Fig. 32.12 Idealisert variasjon av skjærbølgehastighet med tiden. (Stokoe og Abdel-razzak, 1975).

Skjærmodulens og materialdempningens tøyningsavhengighet er forsøkt formulert på ulike måter, f.eks. med modifisert hyperbolsk spennings-tøyningsrelasjon, (Hardin og Drnevich, 1972 b), hvor skjærmodulen og dempningen reduseres som

$$\frac{G}{G_{max.}} = \frac{1}{1+\gamma_h}$$

og

$$\frac{D}{D_{max.}} = \frac{\gamma_h}{1+\gamma_h}$$

hvor

$\gamma_h = f(\gamma, G_{max.}, \tau_{max.}$, empiriske konstanter).

3. EKSEMPLER. ERFARINGER. SAMMENLIGNINGER.

3.1. Mellomhullmetoden.

Utstyret ved IfG er bare prøvd i leire, og med tilfredsstillende resultat. Det er observert i inntil 13 meter dybde over 4,15 m horisontal avstand. Signalene fra detektoren har vært forholdsvis rene og enkle å tolke. For enkle problem og feltforhold synes ytterligere nøyaktighet i instrumentering unødvendig.

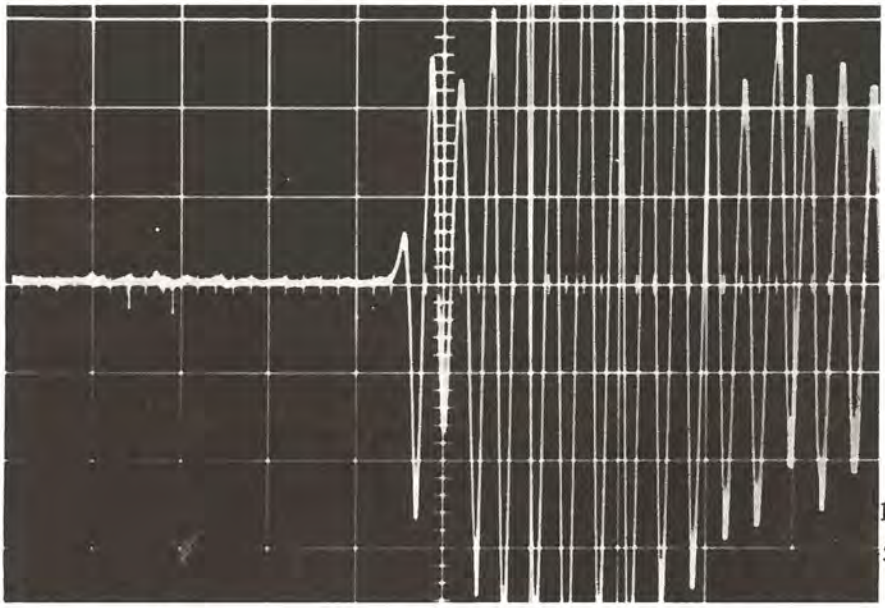


Fig. 32.13 Eksempel på god registrering av skjærbølgefronten; $v_s \cong 185$ m/s, $\gamma \cong 7 \cdot 10^{-7}$. (Westerlund, 1978)

Med tilstrekkelig signalforsterkning kan svært små skjærtøyningsamplituder oppnås, med relativt skarpe markeringer av bølgenes ankomst til geofonen (fig. 32.13). Dempningsobservasjonene har vist noe dårligere kvalitet (fig. 32.14). En mulighet til å filtrere bort støy vil gi bedre tolkningsgrunnlag. Problemene får imidlertid mindre betydning med økende erfaring. Forsøk har vist at refraksjoner kan gi store tolkningsproblem. En forutgående

grundig sondering kan kartlegge mulige refrakterende lag, som det under forsøk bør tas hensyn til.

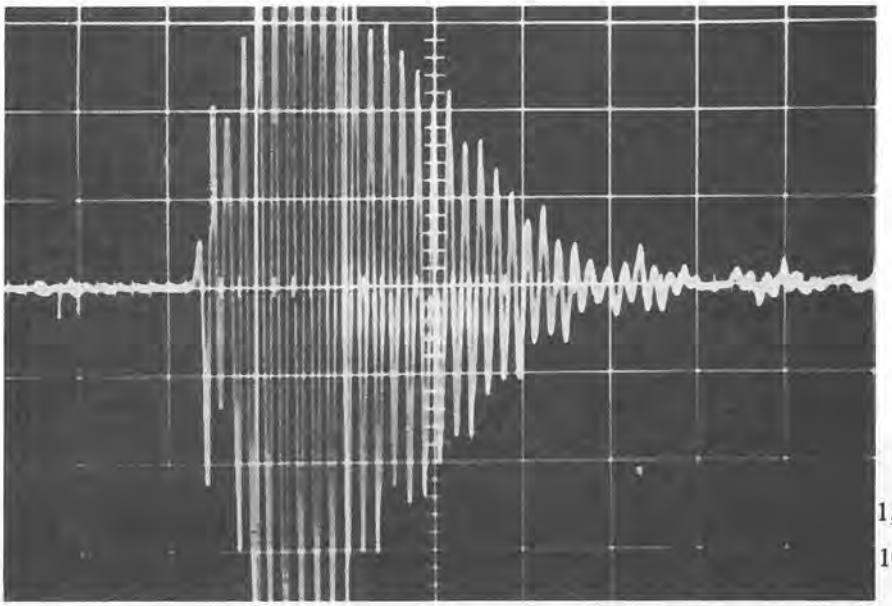


Fig. 32.14 Eksempel på registrering av materialdempning D ≅ 2,5%. (Westerlund, 1978).

Sammenligning mellom feltobservasjoner og teoretisk beregnende verdier gir overbevisende resultat (fig. 32.15), hensyn tatt til feilkilder både i felt- og teoriverdiene (f.eks.: v_s felt ± 10 m/s). Feltmålingene er avhengig av avstand- og tidsmålingens nøyaktighet og bestemmelse av skjærtøyning. Teoriverdiene er avhengig av bl. a. antatt midlere konsolideringsspenning, overkonsolideringsgrad og poretallsberegning.

Økonomien i feltforsøk er vesentlig avhengig av borhullsproduksjon. Med egnet skovlboringsutstyr vil bruk av Mellomhullsmetoden sammen med en generell prøvetaking bli relativt rimelig. Etterbehandling av observasjonsdataene er minimale. Utstyr som ikke er avhengig av borhullenes bunn er raskere og dermed billigere i bruk.

3.2. Laboratorieforsøk.

Lavamplitudeforsøkene på leire viser relativt god overenstemmelse med Andersons formel (fig. 32.16). Sammenligning av skjærbølgehastighet forutsetter like tøyningsamplituder. Ved lab.observasjonene er det eksempelvis oppnådd skjærtøyningsamplituder i størrelse $5 \cdot 10^{-5}$, mens grunnlaget for Andersons observasjoner er tøyninger lik ca. $\cdot 10^{-5}$. Hastighetsdifferansene er imidlertid små.

Preparering av hule prøver skulle tilsi sterkere forstyrring av prøvematerialet. Slike effekter er ikke påvist og kan skyldes bedre drenering eller større effekt av membranene.

Lavamplitudeforsøk viser god overensstemmelse mellom teoretisk (Anderson) og obser-

vert sekundær hastighetsøkning. Forsøk viser imidlertid samme hastighetstillegg (i m/s) pr. logaritmisk sykel for hastgheter målt med tøyninger lik 10^{-5} $-5 \cdot 10^{-3}$ (fig. 32.17). (Westerlund, 1979).

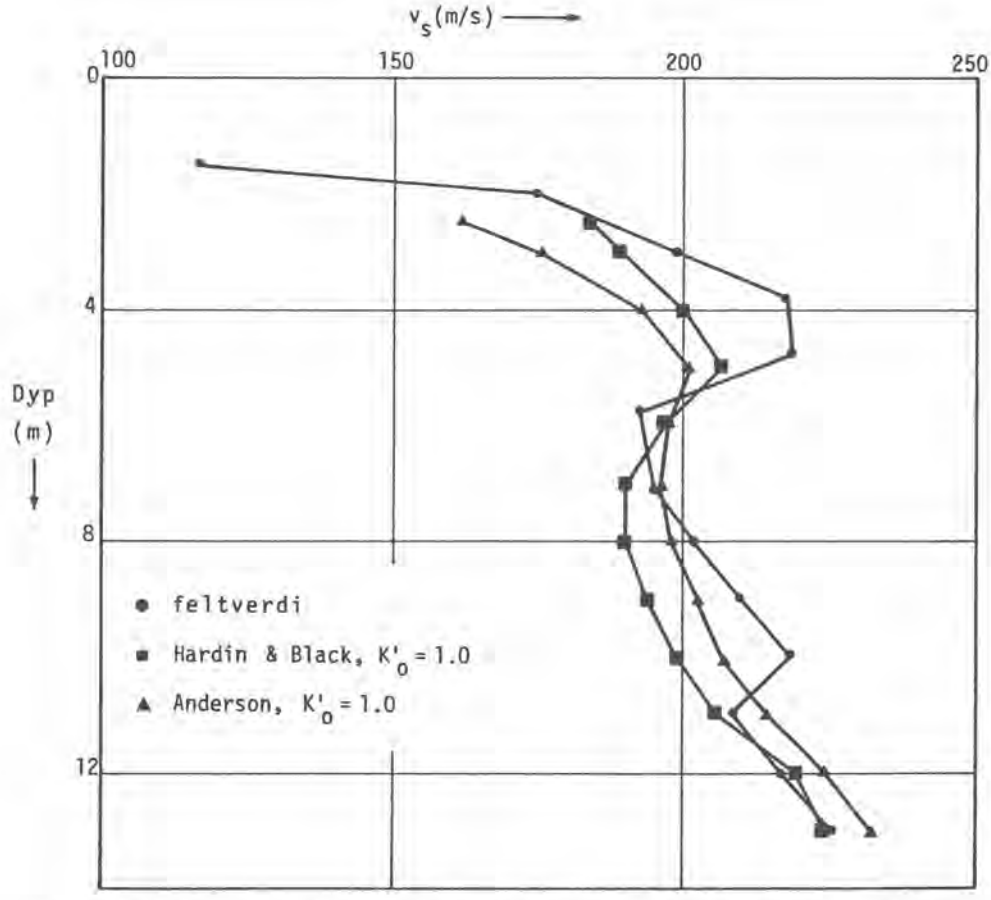


Fig. 32.15 Beregnet og in-situ-målt skjærbølgehastighet i leire. (Westerlund, 1978).

Materialdempningen som er observert ved små amplituder i laboratoriet (og in-situ) er i størrelse 2 - 4%.

Tilsvarende observasjoner oppnås i teoretisk overslag.

En sammenstilling av en rekke tidligere undersøkelser på leire (Seed og Idriss, 1970), viser stor spredning i resultatene, med G_{max} ca. 1000 - 3000 ganger udrenert skjærstyrke (s_u) og ca. 10 - 20 ganger større enn den statiske verdi (store tøyninger). Resultat oppnådd på norske leirer faller godt inn i den samme, noe grovere oversikt.

Udrenerte høyamplitudeforsøk i resonanssøyle- og treaksialapparat gir opprinnelig god overensstemmelse med modifisert, hyperbolsk tøyningsmodell (fig. 32.19). Etter korreksjon for sekundæreffekt ("overføring" til in-situ forhold) synes overensstemmelsen noe svakere; trolig fordi skjærmodulens elastiske oppførselsområde inntrer ved lavere skjærtøyning in-situ enn i laboratoriet.

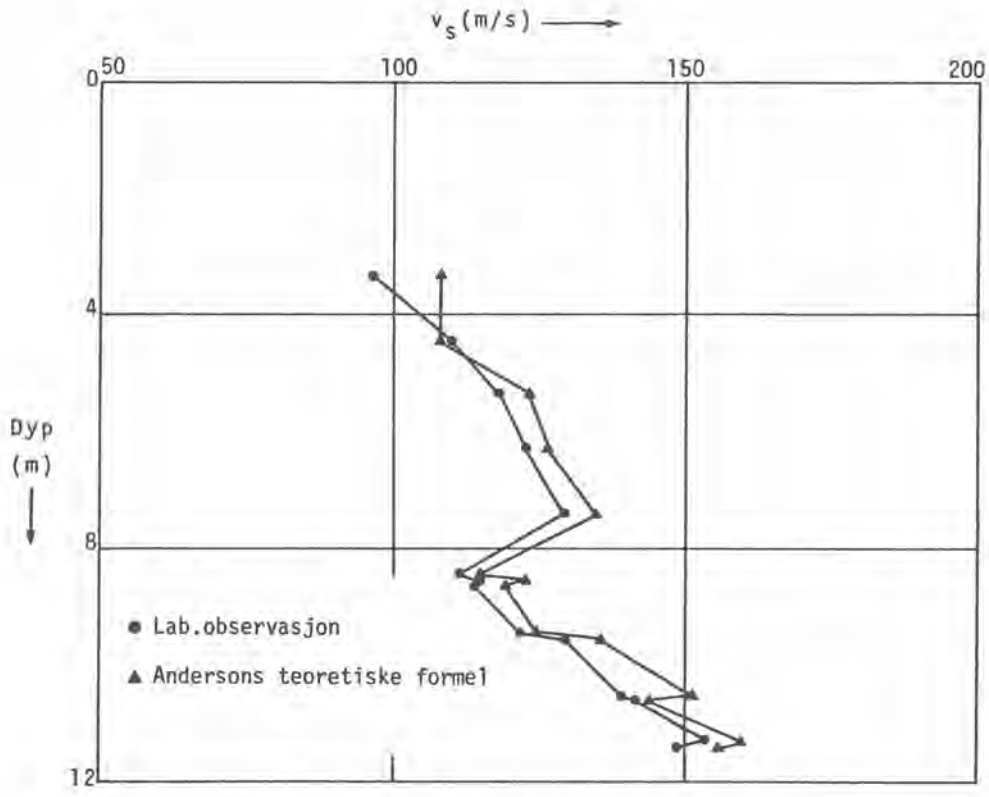


Fig. 32.16 Sammenligning mellom teoretiske og laboratoriebestemt skjærbølgehastighet. (Westerlund, 1978).

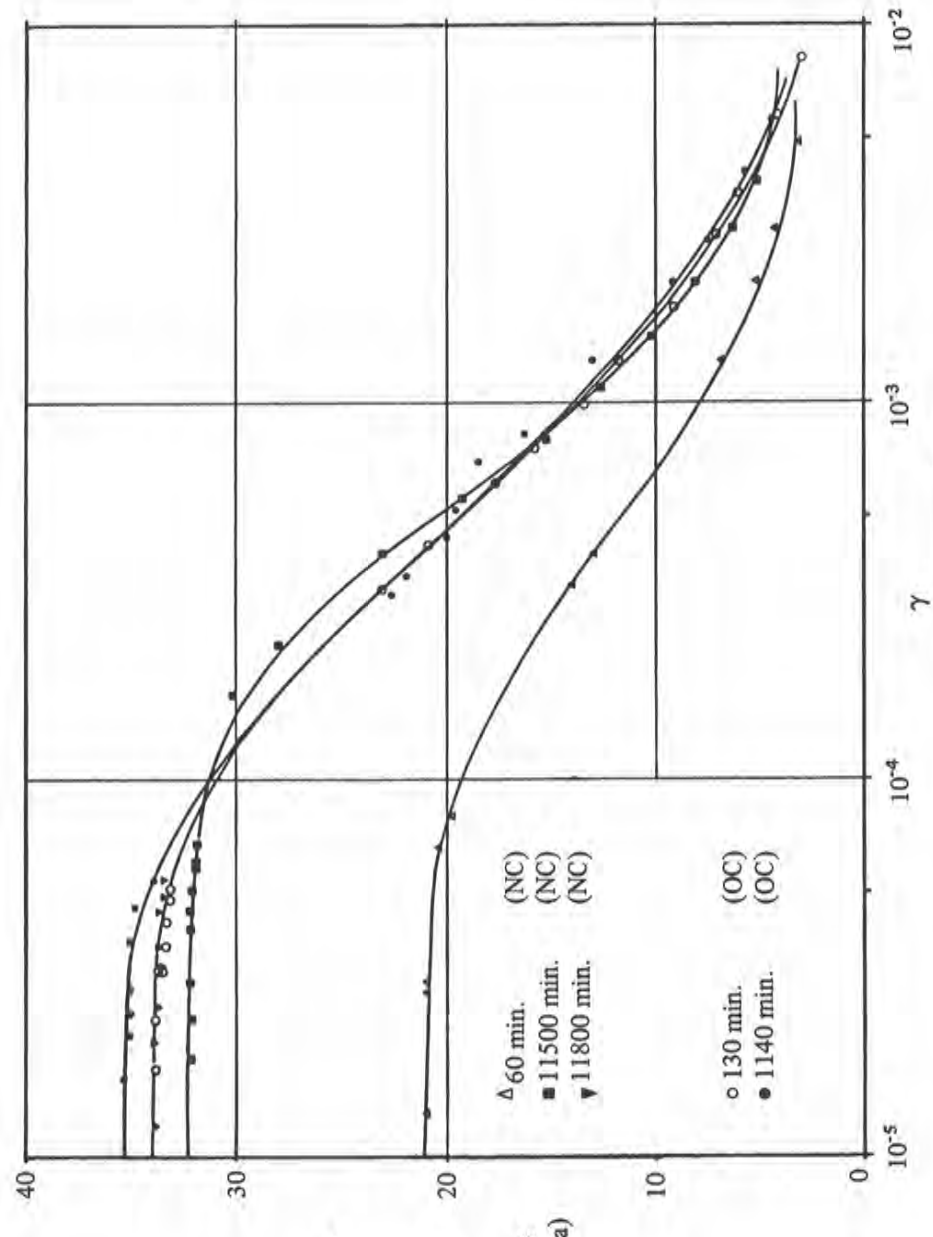


Fig. 32.17 Økning i skjærmodul p.g.a. sekundæreffekt. (Westerlund, 1979).

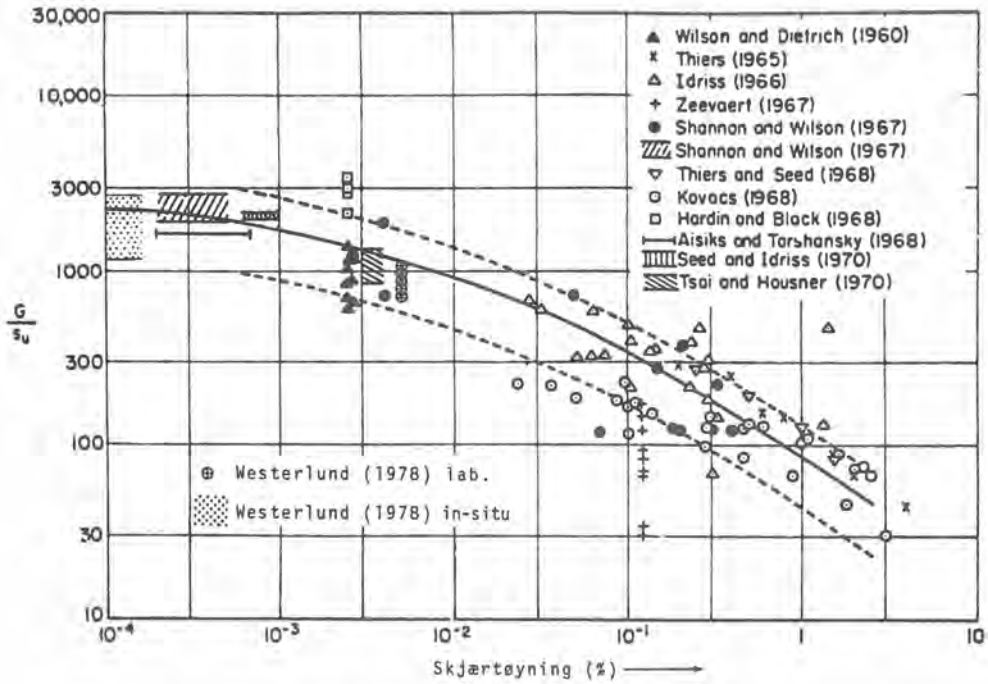


Fig. 32.18 In-situ skjærmodul for mettet leire. Undersøkelser ved NTH presentert i oversikt av Seed og Idriss, 1970. (Westerlund, 1978)

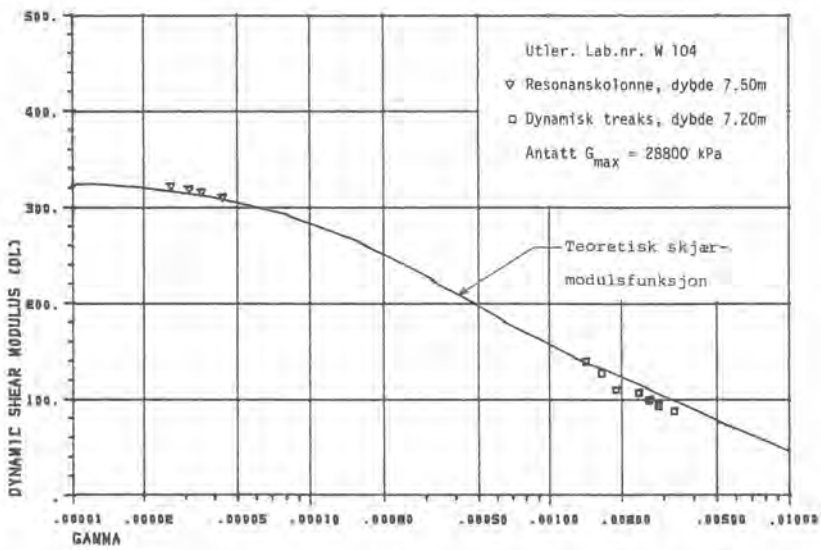


Fig. 32.19 Dimensjonsløs skjærmodul ($G/\sqrt{\bar{\sigma}_o \sigma_a'}$) mot skjærtøyning (gamma). Sammenlignet med modifisert hyperbolsk spennings-tøyningsrelasjon. (Westerlund, 1978).

LITTERATURREFERANSER.

Afifi, S.E.A. (1970), "Effects of Stress History on the Shear Modulus of Soils", thesis presented to The University of Michigan, at Ann Arbor, Mich., in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy.

Afifi, S.E.A. and Woods, R.D., (1971), "Long-term Pressure Effects on Shear Modulus of Soils", JSMFD, ASCE, Vol. 97, No. SM10, Oct., pp. 1445-1460.

Anderson, D.G. (1974), Dynamic Modulus of Cohesive Soils. Thesis presented to the University of Michigan at Ann Arbor, Mich., in partial fulfillment of the requirments for the degree of Doctor of Philosophy.

Anderson, D.G., and Stokoe, K.H., II (1978), Shear Modulus - A Time-Dependent Property, Symposium on Dynamic Geotechnical Testing, ASTM STP 654, pp. 66-90.

Anderson, D.G. , and Woods, R.D. (1976), Time-Dependent Increase in Shear Modulus of Clay, Proc. ASCE, JGED, Vol. 102, No. GT5, pp. 525-537.

Andreasson, B. (1979), "Deformation Characteristics of soft, high-plastic clays under dynamic loading conditions". Department of Geotechnical Engineering, Chalmers University of Technology.

Drnevich, V.P. (1967), "Effects of Strain History on the Dynamic Properties of Sands", thesis presented to The University of Michigan, Ann Arbor, Mich., in partial fulfillment of the requirments for the degree of Doctor of Philosophy.

Drnevich, V.P., (1976), "Drnevich Resonant Column Apparatus. Operating Manual", Soil Dynamics Instruments, Inc., Lexington, Kentucky.

Drnevich, V.P., (1977), "Resonant Column Testing–Problems and Solutions", Soil Mechanics Series No. 21, Department of Civil Engineering, University of Kentucky, July, 28 p.

Hardin, B.O. and Black, W.L., (1968), "Vibration Modulus of Normally Consolidated Clay", JSMFD, ASCE, Vol. 94, No. SM2, March, pp. 353-368.

Hardin, B.O. and Black, W.L., (1969), Closure to "Vibration Modulus of Normally Consolidated Clay", JSMFD, ASCE, Vol. 95, No. SM6, Nov., pp. 1531-1537.

Hardin, B.O. and Drnevich, V.P., (1972a), "Shear Modulus and Damping in Soils: Measurement and Parameter Effects", JSMFD, ASCE, Vol. 98, No. SM6, June, pp. 603-624.

Hardin, B.O. and Drnevich, V.P., (1972b), "Shear Modulus and Damping of Soils: Design Equations and Curves", JSMFD, ASCE, Vol. 98, No.SM7, July, pp. 667-692.

Haupt, W.A., (1973), Discussion of: In Situ Shear Wave Velocity of Cross-Hole Method, by K.H. Stokoe, II, and R.D. Woods, Proc. ASCE, JSMFD,Vol. 99, No. SM2, pp. 224-228.

Larkin, T.J. and Taylor, P.W., (1978), "Comparison of Down-Hole and Laboratory Shear Wave Velocities", Report Number 168 of Civil Engineering Department, University of Auckland, New-Zealand, 34 p.

Massarsch, K.R. and Drnevich, V.P., (1979): " Deformation properties of normally consolidated clays". ECSMFE, Brighton, England.

Miller, R.P., Troncoso, J. H. and Brown, F.R., Jr., (1975), "In-Situ Impulse Test for Dynamic Shear Modulus of Soils", Proc. of the ASCE Conference on In-Situ Measurements of Soil Properties, Raleigh, N.C., Vol. I, June, pp. 319-335.

Mooney, H.M., (1974), "Seismic Shear Waves in Engineering", JGED, ASCE, Vol. 100, No. GT8, Aug., pp. 905-923.

Richart, F.E. , Jr., Hall, J.R., Jr. and Woods, R.D., (1970), "Vibrations of Soil and Foundations", Prentice Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 414 p.

Schwarz, S.D. and Musser, J.M., (1972), "Various Techniques for Making In-Situ Shear Wave Velocity Measurements - A Description and Evaluation", Proc. of the International Conference on Microzonation for Safer Construction, Research and Application, Vol. 2, Seattle, Washington, pp. 593-608.

Seed, H.B. and Idriss, I.M., (1970), "Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis", Report No. EERC 70-10, University of California, Berkely, Sept., 40 p.

Stokoe, K.H., II and Abdel-razzak, K.G. (1975), "Shear Moduli of Two Compacted Fills", Proc. of the ASCE Conference on In-Situ Measurement of Soil Properties, Raleigh, N.C. , Vol. 1, June, pp. 422-449.

Stokoe, K.H., II and Woods, R.D., (1972), "In-Situ Shear Wave Velocity by Cross-Hole-Method", JSMFD, ASCE, Vol. 98, No. SM5, May, pp. 443-460.

Westerlund, G.J., (1978), "Dynamisk skjærmodul ved små skjærtøyningsamplituder i kunstig overkonsolidert leire. Eksperimentell undersøkelse i resonanssøyleapparat." F 78.06., Institutt for Geoteknikk og Fundamenteringslære, NTH.

Westerlund, G.J. (1978), "Undersøkelser av dynamisk skjærmodul i leire". Dr. ing. avhandling, Inst. for Geoteknikk og Fundamenteringslære, NTH.

Westerlund, G.J., (1979), "Dynamisk skjærmodul i leire fra NGI's prøvefelt på Haga i Akershus. Resonansesøyleforsøk." F. 79.03., Institutt for Geoteknikk og Fundamenteringslære, NTH.

Øner, M., (1975), "A Finite Element Approach to the Equivalent Spring Constant Problem in Soil Dynamics", Dr. ing. dissertation, Soil Mechanics and Foundation Engineering, The Norwegian Institute of Technology, The University of Trondheim, May, 163 p.

FORUTSIGELSE, BEGRENSNING OG OVERVÅKING AV RYSTELSER VED ET BYGGEPROSJEKT.

Prediction, restriction and continual measurement of vibration from construction works.

Siviling. Trond Dahle, NOTEBY Norsk Teknisk Byggekontroll A.S.

SAMMENDRAG

Rystelser ved et byggeprosjekt vil kunne føre til skader på nærliggende bygninger og installasjoner. Ved grunnarbeidene for Norges Banks nye hovedsete i Oslo sentrum ble rystelsenes størrelse forutsagt på grunnlag av prøvesprengning med registrering av rystelsesforløp i nabobygningene. På dette grunnlag ble det utarbeidet diagrammer som viser rystelsesnivå som funksjon av ladningsmengde og rammeenergi.

Ut fra en vurdering av nabobebyggelsens utførelse og tilstand ble det anbefalt grenseverdier for maksimalt tillatt svinghastighet. For å dokumentere rystelsesnivåets størrelse og kunne justere diagrammene, foretas overvåking med automatiske instrumenter.Målingene har i grunnarbeidenes første fase stemt godt overens med forutsigelsene. Det har bare forekommet ubetydelige overskridelser av rystelsesgrensene.

SUMMARY

Vibrations originating from construction works may be the cause of damage to adjacent buildings and installations. Prior to the commencement of foundation work for the Bank of Norway New Head Office Building in the centre of Oslo the probable extent of vibrations was predicted by means of trial-blasting, during which the vibrations in adjacent buildings were measured. From the results of these measurements diagrams were drawn up showing the level of vibrations as a function of size of the explosive charges or alternatively, as a function of the applied energy from pile-driving.

From an evaluation of the types of construction used in the adjacent buildings and their existing condition, limiting values of the maximum allowable level of vibration were proposed. In order to give evidence of the levels actually occurring and to adjust the diagrams as necessary, continual measurement of the vibrations is carried out using automatic instruments. The observed levels during the first phase of the foundation works have been in good agreement with the predictions. In only a few cases have the limiting values been exceeded and then only by neglible amounts.

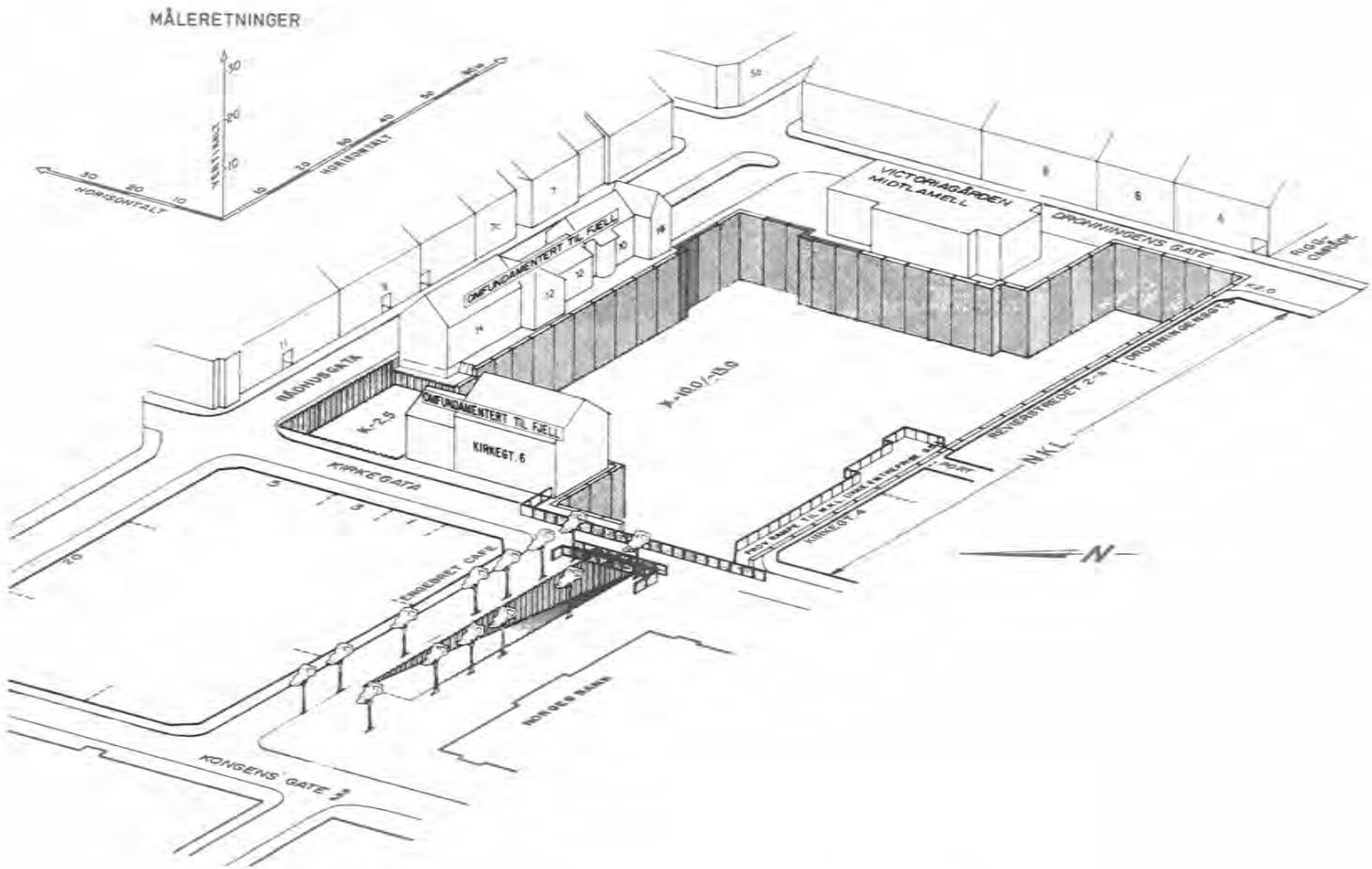


Fig. 34.1 Utgravd byggegrop for Norges Banks nye hovedsete i Oslo.

1. PROBLEMSTILLING.

Grunnarbeidene for et byggeprosjekt vil alltid medføre rystelser i større eller mindre grad. De aktiviteter som skaper størst problemer er sprengning i fjell eller løsmasse, ramming av peler og spunt samt bruk av vibrerende utstyr.

Rystelser vil kunne føre til skader på bygninger, konstruksjoner og ømfintlige installasjoner. For å kunne bedømme risikoen for skader er det nødvendig å forutsi rystelsenes størrelse best mulig. Dette kan gjøres ved beregninger og målinger.

Når rystelsenes størrelse er klarlagt må man vurdere om de ligger på et akseptabelt nivå, eller om de må og kan begrenses, evt. om ømfintlige installasjoner kan vibrasjonsisoleres.

Før grunnarbeidene igangsettes og etter at de er avsluttet bør bygningsbesiktigelse foretas for å kartlegge eventuelle skader. Rystelsene bør overvåkes i byggetiden med automatiske måleinstrumenter for å kontrollere rystelsesnivået og om nødvendig påvirke aktivitetene slik at nivået reduseres.

For å beskrive nevnte problemløsningsmetode vil de pågående byggearbeider for Norges Banks nye hovedsete i Oslo bli benyttet som eksempel. Det nye hovedsete skal ligge i kvartalet Kirkegata/Rådhusgata/Dronningsgata/Revierstredet. Første byggetrinn vil inneholde ca. 20.000 m^2 under terreng fordelt på 3 etasjer. Slissevegg til fjell vil utgjøre yttervegg i kjelleretasjene, se fig. 34.1. Bygningen vil forøvrig fundamenteres på ca. 200 pilarer. Både slissevegg og pilarer krever noe sprengning for etablering av fjellfot. Det skal graves ut ialt ca. 140.000 m^3 jord og sprenges ut ca. 16.000 m^3 fjell. Det vil være behov for ramming av peler og spunt, samt bruk av vibrerende komprimeringsutstyr.

Nabobebyggelsen består tildels av eldre, dårlige fundamenterte bygninger som man må ta spesielt hensyn til. Dette gjelder i særlig grad de to fredede bygningene "Statholdergaarden" – Rådhusgt. 11 og "Rådhusgaten Politistasjon" – Rådhusgt. 7 som begge er bygd på 1700- tallet. I tillegg til de rent bygningsmessige forhold må det tas hensyn til ømfintlige installasjoner i nabobygningene. I dette tilfelle har problemene blitt fokusert om EDB-anlegg der enkelte enheter tåler svært små rystelser før driftsproblemer inntrer eller skader oppstår.

2. FORUTSIGELSER AV RYSTELSER.

2.1. Teori.

Rystelser i et gitt punkt kan beskrives enten ved forskyvning x (μm), svingehastighet v (mm/s) eller akselerasjon a (m/s^2), som funksjon av tiden.

De spenninger en konstruksjon påføres p.g.a. rystelser er vanligvis proporsjonale med den enkelte partikkels svingehastighet. Denne parameters maksimalverdi blir derfor oftest brukt som mål på rystelsesnivå.

Ømfintlige installasjoner av forskjellig slag reagerer på rystelser på en noe annen måte. For disse er det i mange tilfelle maksimal akselerasjon som er den avgjørende faktor.

En forutsigelses hovedmål vil ofte være en mest mulig korrekt vurdering av maksimal svingehastighet, men maksimal akselerasjon er også som nevnt svært interessant.

Ved en anleggsvirksomhet vil sprengninger normalt være opphav til de høyeste rystelsesnivåene. Det ligger derfor nær å se nærmere på hvordan sprengningsrystelser kan forutsies.

Ved sprengning vil svingehastigheten i et punkt være en funksjon av avstand til sprengningsstedet og anvendt ladningsmengde. Avstand og ladningsmengde kan sammenfattes i en

størrelse som betegnes skalert avstand:

$$R = \frac{r}{\sqrt{Q}}$$

hvor R = skalert avstand
r = virkelig avstand fra sprengningspunktet til registreringspunktet (m)
Q = ladningsmengde (kg)

Man har ved US BUREAU OF MINES (1971) og andre steder kommet frem til at det er å vente at det med visse tilnærmelser finnes en lineær sammenheng mellom logaritmen til maksimal svingehastighet og logaritmen til skalert avstand:

$$\log (v) = A \cdot \log \frac{r}{\sqrt{Q}} + B$$

Verdiene for A og B kan anslås ut fra erfaring. Langt bedre vil det være å finne verdiene ved prøvesprengninger hvor avstand og ladningsmengde er kjent og hvor svingehastighet måles.

Rystelser fra andre anleggsaktiviteter enn sprengning kan i viss grad forutsies på grunnlag av prøvesprengninger. Rystelser fra ramming av spunt og peler kan vurderes ut fra prøvesprengninger i løsmasser. J.F. WISS (1967) har utført forsøk som beskriver en ekvivalering mellom rammeenergi og ladningsmengde.

Rystelsenes frekvensmessige sammensetning vil ha betydning i en del tilfeller. Dette gjelder spesielt hvor man ønsker å isolere ømfintlige installasjoner mot rystelser.

I det etterfølgende vises hvordan forutsigelse av rystelsesnivå basert på prøvesprengning fremkom for byggeprosjekt Norges Banks nye hovedsete.

2.2. Prøvesprengning.

Prøvesprengning har den fordel fremfor andre metoder at man enkelt oppnå tilstrekkelig rystelsesenergi til å kunne gjøre målinger. Samtidig får man en god frekvensmessig fordeling av rystelsesenergien. Siden sprengninger forventes å skape de største rystelsesproblemene i anleggsperioden, gir prøvesprengninger mest mulig pålitelige data for denne viktigste vurderingen. Den brede frekvensmessige fordelingen gir grunnlag for vurdering av hvilke rystelser også andre anleggsaktiviteter vil gi.

Ved prøvesprengning for nevnte byggeprosjekt ble rystelsesforløpet fra de enkelte sprengningene registrert i 5 punkter: Revierstredet 2 i fjell, i løsmasser, på søylefundament i kjeller og på gulv i EDB-rom og i Rådhusgt. 8 på gulv i EDB-rom. I samtlige registreringspunkter ble det benyttet 3 stk. hastighetsgivere plassert 1 vertikalt og 2 horisontalt, vinkelrett mot hverandre. Ladningsmengde og avstand mellom sprengningspunkt og registreringspunkt ble tilpasset slik at god variasjon i skalert avstand ble oppnådd.

Signalene fra målepunktene ble registrert med skriver, samt lagret på magnetbånd. Før

videre behandling ble samtlige data fra båndet overført til digital form. Til all behandling av forsøksdata ble programsystemet SAMPAN benyttet.

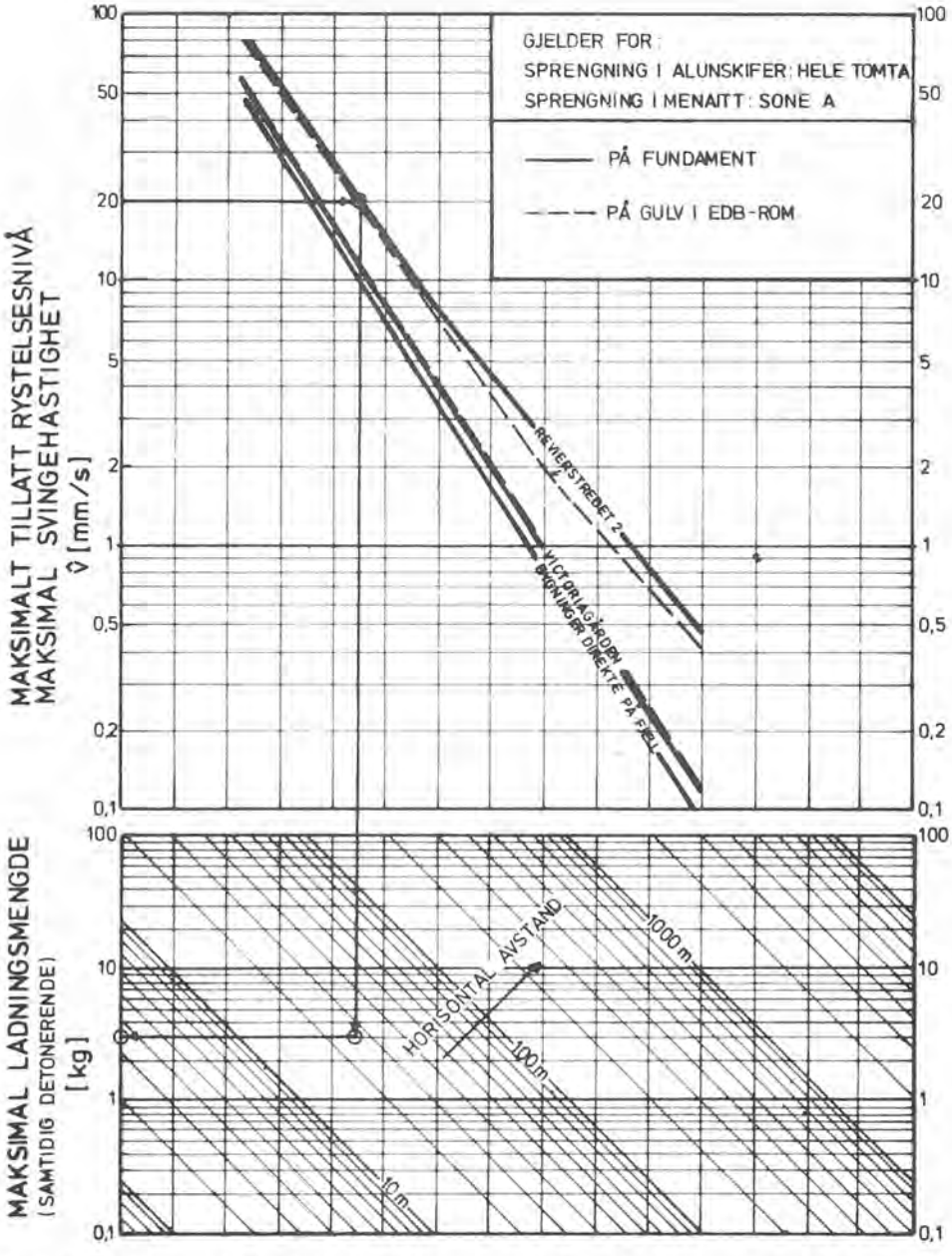


Fig. 34.2 Fastleggelse av maksimal ladningsmengde ved fjellsprengning før etablering av slissevegg og utgraving av byggegrop.

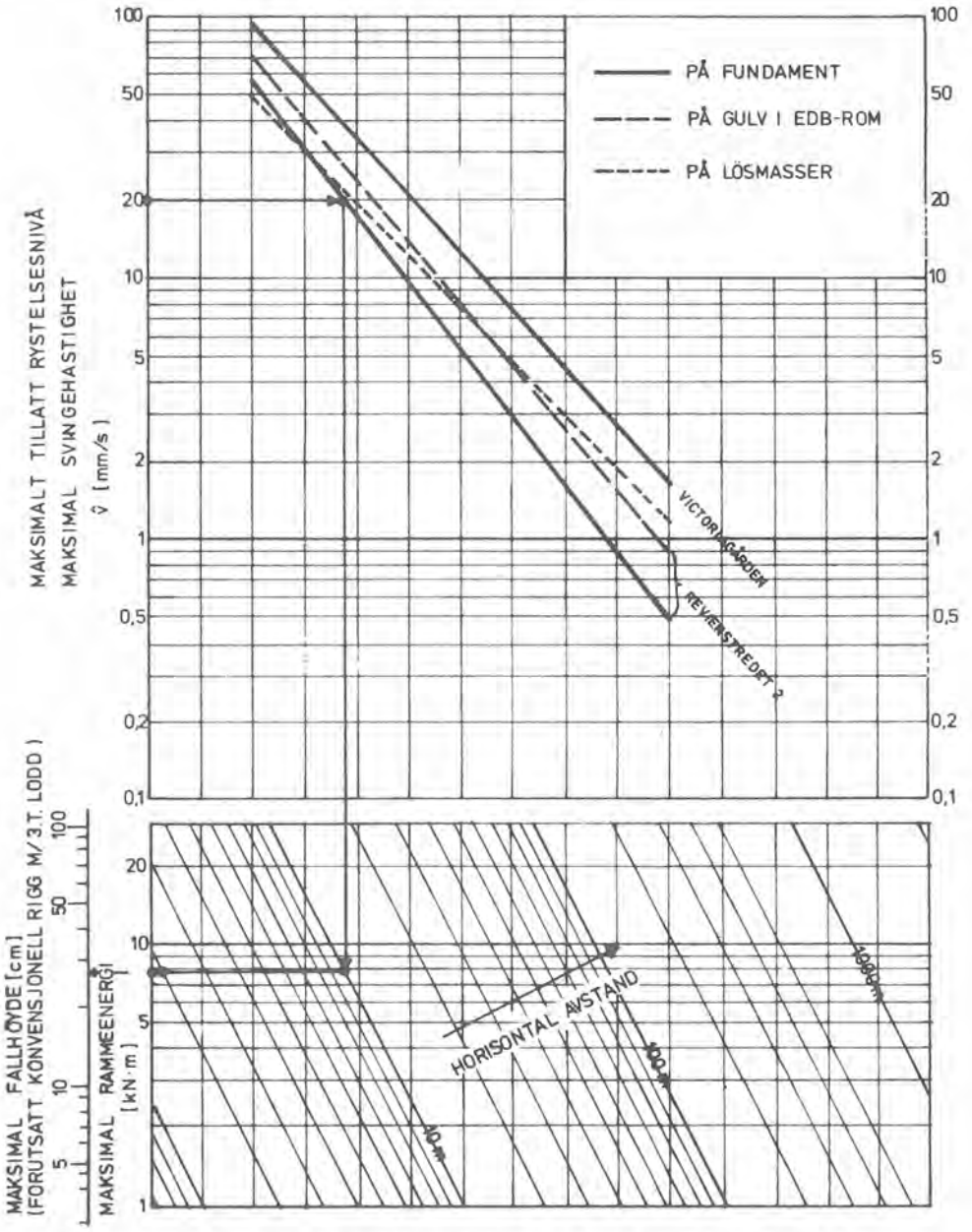


Fig. 34.3 Fastleggelse av maksimal fallhøyde ved ramming med fallodd før etablering av slissevegg og utgraving av byggegrop.

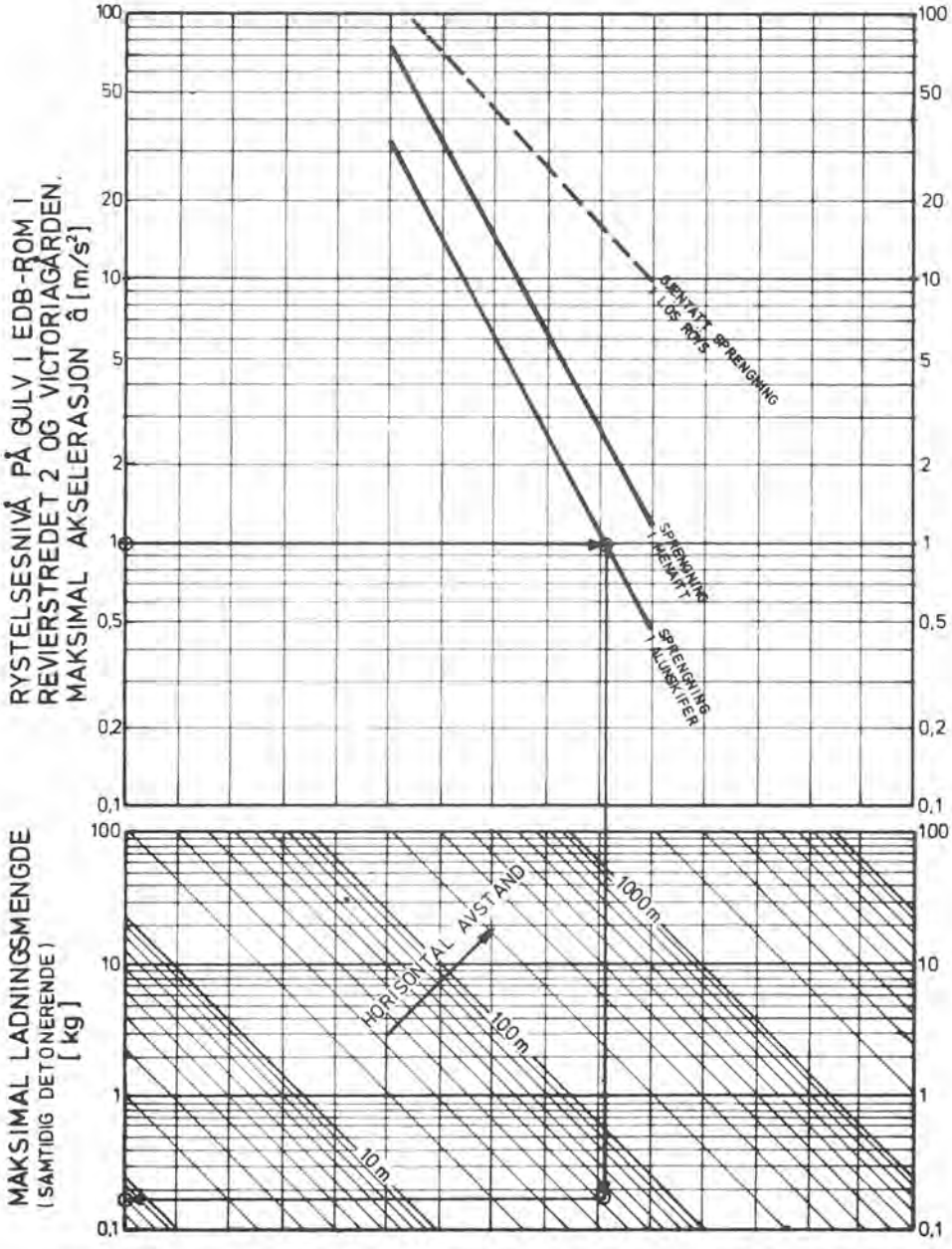


Fig. 34.4 Sammenheng mellom ladningsstørrelse og maksimal akselerasjon ved fjellsprengning før etablering av slissevegg og utgraving av byggegrop.

Signaler i frekvensområdet 3-200 Hz ble registrert og behandlet. Overføringsfunksjoner for fjell til løsmasser, løsmasser til fundament, fjell direkte til fundament og fundament til EDB-gulv ble beregnet.

2.3. Forutsigelser av rystelsesnivåer.

De maksimale svinghastigheter fra hvert målepunkt for hver sprengning ble plottet mot skalert avstand, i logaritmisk skala.

Ved en statistisk behandling av måledata var det mulig å komme frem til linjer som angir rystelsesnivåene i de enkelte målepunktene for sprengning i henholdsvis fjell og løsmasse.

Til bruk ved planlegging og gjennomføring av sprengningsarbeidene er resultatene av prøvesprengningene sammenstilt i diagrammer der maksimalt tillatt ladningsmengde kan bestemmes når rystelsesgrensene og avstand er gitt. Dette er vist på fig. 34.2. For å representere estimater på den sikre siden, er diagrammene basert på forsøksresultatene, som uttrykker middelverdi, multiplisert med en sikkerhetsfaktor 1.3.

På grunnlag av prøvesprengningene i løsmasser ble det utarbeidet et diagram til bestemmelse av hvilke maksimale remmeenergier som kan tillates uten at gitte rystelsesgrenser overskrides. (fig. 34.3).

For å få et grunnlag til å avgjøre om ømfintlige installasjoner må isoleres ble de ferdig behandlede måledata også tolket slik at maksimal akselerasjon fremkommer som funksjon av ladningsmengde og avstand.(fig. 34.4).

2.4. Frekvensinnhold og overføringsfunksjoner.

På grunnlag av de registrerte rystelsesforløp og de beregnede frekvensspektra er den frekvensmessige sammensetning av rystelsene tatt ut.

Rystelsesforløpene registrert i fjell og i løsmasser er dominert av kompresjons- , og overflate- og skjærbølger fra sprengningene. Karakteren i forløpet endrer seg derfor relativt mye avhengig av hvorledes den enkelte sprengning er utført. Forløpene registrert i Revierstredet 2 og i Rådhusgt. 8 derimot, er i det vesentlige dominert av at fundamenter og bygningsdeler settes i stående svingninger som dør langsomt ut. Disse forløpene er derfor i det vesentlige bestemt av resonansegenskaper og endrer seg derfor lite i karakter fra sprengning til sprengning. De frekvenser som for bygningene er funnet ved undersøkelsen vil derfor også være dominerende ved de virkelige sprengningene.

For gulvet i EDB-rommet i Revierstredet 2 viser overføringsfunksjonene at ca. halvparten av rystelsesnivået i vertikal retning skyldes overføring direkte fra fjell via peler til bygningen og at ca. halvparten skyldes overføring fra fjell via løsmasser til bygningen. For den horisontale retningen skyldes hele rystelsesnivået overføring fra fjell via løsmasser til bygningen.

Overføringsfunksjonene er et nødvendig hjelpemiddel for å spesifisere hvorledes EDB-anlegget kan isoleres mot rystelser og for å forutsi hvorledes rystelser vil forplante seg når slisseveggen er etablert og tomta utgravd.

2.5 Forplantning av rystelser når slissevegg er etablert og tomt utgravd.

Ved fjellsprengningen før løsmassene er gravd ut av byggegropen vil det foregå en kontinuerlig overføring av rystelsesenergi fra fjell til løsmasser etter som rystelsene forplanter seg utover. Etter at slisseveggen er etablert og tomta utgravd vil rystelsesenergi bare i liten grad bli overført til de gjenværende løsmasser i tomta. Slisseveggen vil dessuten i sterk grad

hindre rystelser fra disse massene i å slippe gjennom. På utsiden av veggen vil derimot energioverføringen fra fjell til løsmasser bli uendret. Rystelsene i løsmassene omkring Revierstredet 2 vil således bli redusert i sterkere grad jo lenger fra slisseveggen sprengningen utføres. Forplantningen i fjell vil ikke influeres av slisseveggen.

Med grunnlag i disse fakta er det utarbeidet et diagram for fastleggelse av maksimal tillatt ladningsmengde når rystelsesgrenser for Revierstredet 2 eller EDB-anlegget der er gitt, et diagram som gjelder for forholdene slik de er antatt å ville bli når slisseveggen er etablert og tomta utgravd.

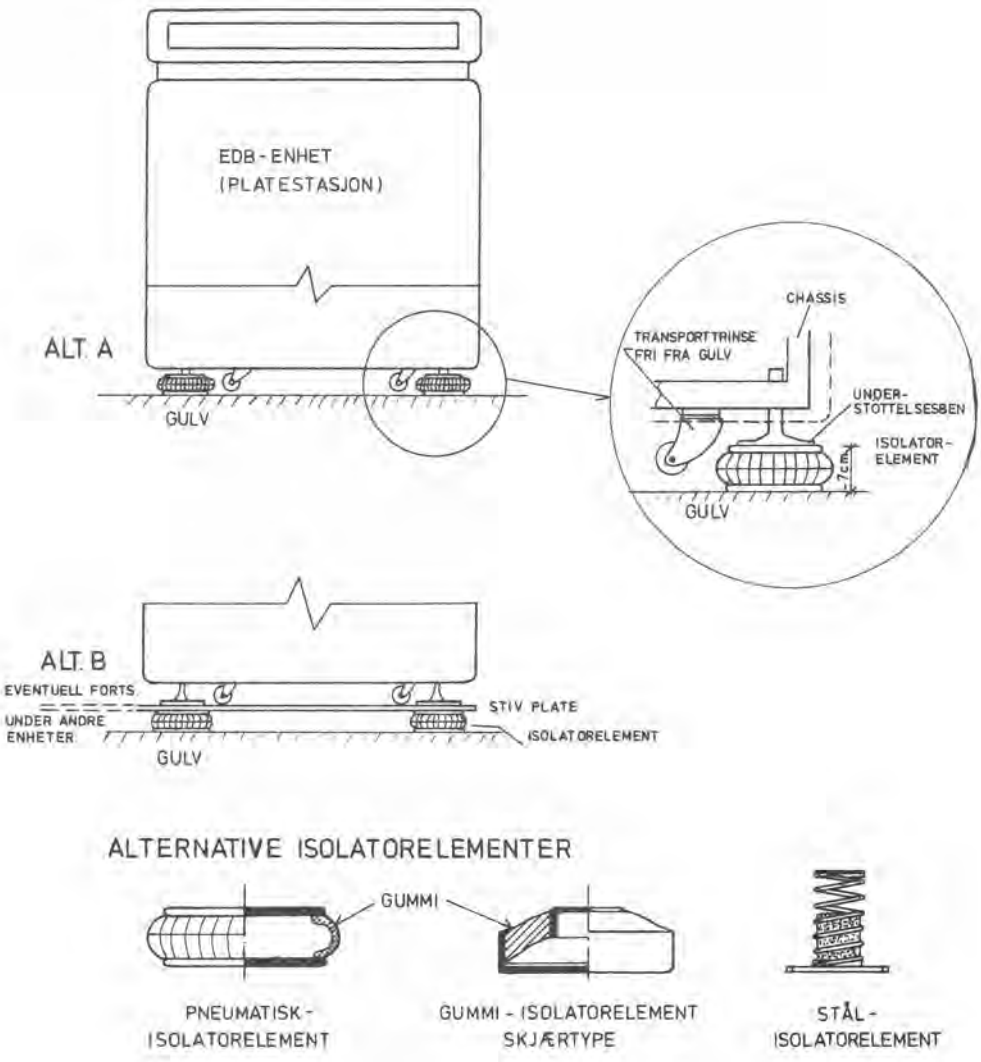


Fig. 34.5 Prinsippløsning for isolering av EDB-enhet mot rystelser.

3. BEGRENSNING AV RYSTELSER.

3.1. Maksimalt tillatt rystelsesnivå.

I Norge finnes det ikke noen fastsatte retningslinjer for hvilke rystelsesnivåer som kan tillates under forskjellige forhold. Hvilke rystelsesnivåer en bygning kan tåle uten at den skades, varierer sterkt både når det gjelder bygningens utførelse, tilstand og fundamentering.

Hensynet til naboene bør veie sterkt. Man må her ta utgangspunkt i Lov av 16. juni 1961 om Rettshøve mellom grannar og lovens intensjon om "hva som lyt tolast i grannehøve".

Ved bygging av nytt hovedsete for Norges Bank ble grensene for maksimalt tillatt rystelsesnivå angitt ut fra synspunkt om at konstruksjonsmessige skader ikke er å forvente, mens mindre overflateskader ikke kan utelukkes. Ut fra en vurdering av forholdene ble følgende grenser for maksimalt tillatt svinghastighet anbefalt:

- Eldre omkringliggende bebyggelse: 25 mm/s
- Konstruksjoner innenfor anleggsområdet: 40 mm/s
- Øvrig bebyggelse og konstruksjoner: 50 mm/s

Fig. 34.6 Enkanals overvåkningsinstrument Dallas Instruments type BR 2.

Verdiene refererer seg til målinger på fundament eller kjellermur, og gjelder for støtlignende rystelser. For rystelser av mer vedvarende karakter, som f.eks. fra vibrolodd, må grensene for fundamenter eller kjellermur reduseres til ca. den halve verdi.

Ved bruk av diagrammene for forventet svinghastighet som ble utarbeidet på grunnlag av prøvesprengningen, kan man for en gitt avstand til nabobebyggelse finne ut hvor store ladningsmengder som kan benyttes uten at rystelsesgrensene overskrides. På samme måte kan man bestemme maksimal energi som kan tilføres ved ramming av peler og spunt.

Man kan komme i den situasjon at en arbeidsoperasjon blir umuliggjort når kravene skal etterleves. Ladningsmengden kan bli så liten ved sprengning nær inntil bygningen at tilfredsstillende brytning ikke oppnås. Man må vurdere skaderisikoen mot merkostnadene med en alternativ utførelse.

3.2. Isolering av ømfintlig installasjoner.

Installasjoner som ikke tåler de rystelser som vil oppstå uten at driftsproblemer inntrer eller skader oppstår, bør isoleres mot rystelser. Dette kan gjøres v.h.a. isolatorer som installasjonen plasseres på. Eksempel på isolering av EDB-enhet er vist på fig. 34.5. Det er en forutsetning for tilfredsstillende isolering at man lager et svingesystem med frekvens som ligger tilstrekkelig under dominerende frekvens fra rystelsene. Svingesystemet bør samtidig ha en betydelig dempningsgrad.

De mest vanlige isolatortyper er pneumatiske, eller av gummi eller stål. Ved prosjektering av isolering for EDB-anlegg i nabobygninger til Norges Bank kom man frem til at ingen av isolatortypene ga så høy dempning som ønsket. Stålisolator bestående av en stålfjær rundt et dempende materiale av vevde tynne rustfrie ståltråder var imidlertid best egnet. Denne isolatortypen kan gjøres tilstrekkelig myk til at tilfredsstillende isolering oppnås. Isoleringen er foreløpig ikke gjennomført.

Et problem som oppstår ved isolering på denne måten er at det skal relativt liten kraft til for å sette en mindre enhet i langsomme svingninger. Dette kan oppleves som uønsket i rom med en viss ferdsel og hvor man kan støte bort i en isolert enhet.

4. OVERVÅKNING AV RYSTELSER.

4.1. Overvåkningssystem.

For å kunne vite hvilke rystelsespåkjenninger et anleggsarbeide medfører er det nødvendig med kontinuerlig rystelsesovervåkning. Overvåkningen gir dokumentasjon som kan brukes i en eventuell tvist mellom byggherre og naboer eller entreprenør. Man vil dessuten få et grunnlag for justering av sprengningsplaner, rammekriterier og retningslinjer for bruk av vibrerende utstyr slik at de enkelte anleggsaktiviteter kan utføres optimalt.

For overvåkning av bygninger og konstruksjoner benyttes instrumenter som registrerer maksimal svinghastighet. Det mest vanlige instrumentet er Dallas Instruments, Inc. type BR-2 som registrerer svingehastighet i en retning (fig. 34.6). Instrumentet er batteridrevet og bør ettersees minst 2 ganger pr. mnd. Hastighetsgiveren er forbundet med instrumentenheten med kabel. Rystelser i frekvensområdet 2-200 Hz kan registreres innenfor måleområdet 0-100 mm/s. Måleresultatene skrives ut i form av stolpedigram på et papir som trekkes frem med jevn hastighet.

Et annet enkanals overvåkningsinstrument som har kommet i anvendelse de siste årene er

utviklet av Bergsäker Konsult A.B. og betegnes AVA 71T. Instrumentet drives av batteri eller lysnett og kan innstilles til å registrere akselerasjon, svingehastighet eller forskyvning. Målinger skjer innenfor frekvensområdet 5-1500 Hz. Måleområdet innstilles som maksimumnivå og nedre grense. Utskrift skjer automatisk når rystelsesnivået overskrider nedre grenseverdi ved at dagnr., klokkeslett og måleverdi skrives ut som tall og tegn på en papirremse. Det finnes også en instrumenttype AVA 73T som måler tre kanaler (fig. 34.7).

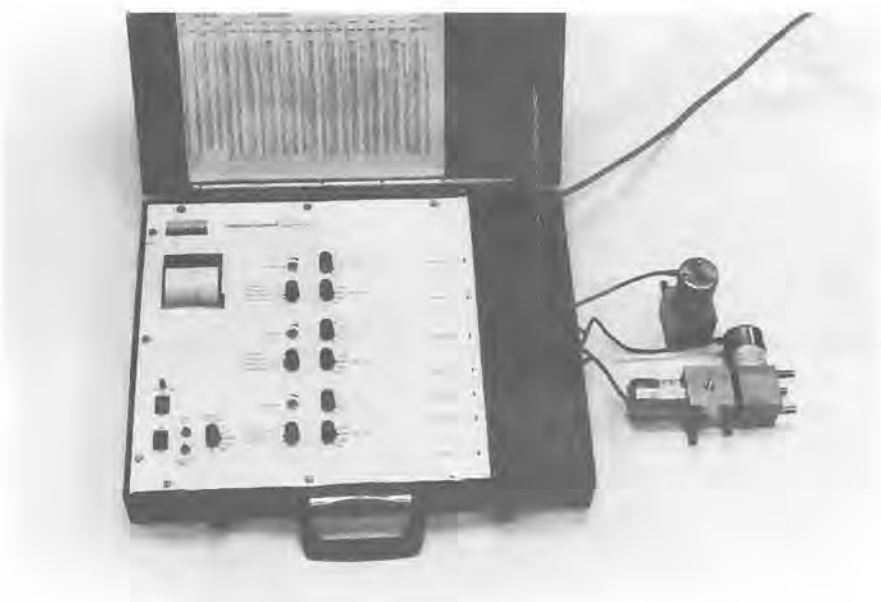


Fig. 34.7 Trekanals overvåkningsinstrument AVA 73T.

Til overvåkning av anleggsarbeidene for nytt hovedsete for Norges Bank er alle de tre typer instrumenter tatt i bruk. Rystelser måles i 13 punkter i nabobygningene rundt anleggskvartalet. Instrumentene er først og fremst plassert på fundamenter og kjellermurer i de eldre, dårligst fundamenterte bygninger hvor man venter størst rystelser. I tillegg til dette overvåkes ømfintlige EDB-anlegg hvor både svingehastighet og akselerasjon måles. Til dette formål er utviklet et eget målesystem bestående av datalogger (fig. 34.8), forsterker og maksimaldetektor for inntil 20 målekanaler. Som givere benyttes hastighetsgivere type Geo Space HS1 og servoakselerometre type Sundstrand QA 1100.

4.2. Overvåkningsresultater.

Rystelsesgivende anleggsarbeider har til nå kun bestått i forsprengning av pilarføtter og slisseveggfot, samt noe ramming av spunt og peler.

Dette er et noe spinkelt grunnlag for vurdering av de utarbeidede diagrammer med for-

utsigelse av rystelsesnivå. Det må likevel kunne sies at det så langt tyder på at forutsigelsene stemmer godt overens med måleresultatene.

Fig. 34.8 Datalogger for overvåkning av inntil 20 målekanaler.

Ved forsprengning av en pilarfot 5 m fra enrestaurert,omfundamentert bygning var det ikke mulig å overholde kravet til maksimal ladningsmengde dersom tilfredsstillende brytning skulle oppnås. Noe øket ladningsmengde førte til et målt rystelsesnivå på 52 mm/s, mens anbefalt grense er satt til 40 mm/s. Ingen skader av betydning er observert p. g. a. denne overskridelsen.

5. SLUTTBEMERKNING.

Byggingen av Norges Banks nye hovedsete er et stort og komplisert arbeid i et særdeles vanskelig område. Dette prosjekt er valgt som eksempel på et byggeprosjekt hvor man må ta hensyn til rystelsesproblemer fordi det inneholder de fleste aktuelle problemstillinger.

Ved et økende antall byggeprosjekter vil man møte lignende problemstillinger. Især gjelder dette i byområder. Det vil stadig oftere bli nødvendig å ta spesielle hensyn til omgivelsene under byggearbeider p. g. a. miljøkrav og et økende antall ømfintlige installasjoner. Rystelsesproblemer bør derfor ivaretas allerede under prosjekteringen slik at skader og tvister kan unngås.

LITTERATURLISTE

US BUREAU OF MINES (1971)

Blasting vibrations and their effects on structures . Bulletin 656.

Wiss, J.F. (1967)

Damage Effects of Pile Driving Vibration. Higway Research Record No 155.

EARTHQUAKE RISK FOR STRUCTURES IN THE NORTH SEA

Per B. Selnes, Norwegian Geotechnical Institute

ABSTRACT

Probabilities for various levels of earthquake loading on the Norwegian Continental Shelf, and the effects of such loading on typical offshore structures have been evaulated. Relatively large earthquakes have occured on the Shelf, and it is found that for the same level of probability, the loading from earthquakes may in certain cases exceed those from sea waves. It is concluded that earthquake loads must be considered for structures on the Norwegian Continental Shelf.

SAMMENDRAG

Størrelsen av rystelser fra jordskjelv for forskjellige sannsynlighetsnivåer og virkninger av jordskjelv på typiske konstruksjoner på norsk kontinentalsokkel er blitt vurdert. Det har forekommet relativt store jordskjelv på sokkelen, og det viser seg at for samme sannsynlighetsnivå kan belastningen fra jordskjelv i visse tilfelle bli større enn fra bølger. Konklusjonen på studiet er derfor at jordskjelvbelastningen må tas med i dimensjonering av konstruksjoner på norsk kontinentalsokkel.

1. INTRODUKSJON

Several earthquakes of estimated Richter magnitude 6 - 6.5 have occured in Scandinavia and adjacent seas during the past 200 years. Fig. 35.1 is based on a collection of availabledata and shows larger known historic earthquakes together with instrumentally recorded earthquakes for the period 1951 - 1975 (4, 7, 8, 12). Even if most of these earthquakes were very small and hardly noticed by humans, several earthquakes were large enough to cause damage.

The "Safety Offshore" committee established by the Royal Norwegian Council for Scientific and Industrial Research, therefore initiated a pilot study of the seismic risk for offshore installations in the summer of 1978. The main objective was to assess the importance of earthquake loading on the Norwegian Continental Shelf - whether earthquakes would have to be considered in the design of offshore structures.

The study was carried out by Det norske Veritas (who analysed steel jacket structures), Norwegian Contractors (concrete gravity structures), NTNF/NORSAR (seismicity and ground accelerations), and Norwegian Geotechnical Institute (soil response and soil-structure interaction),the latter institute acting as project coordinator.

This paper present som of the results concerning earthquake probability for the North Sea,

and soil mechanics aspects in the evaluation of effects of earthquake loads on soil desposits, concrete gravity and steel jacket platforms. More detailed accounts of the study is found in the project reports (17) and in ref. 26.

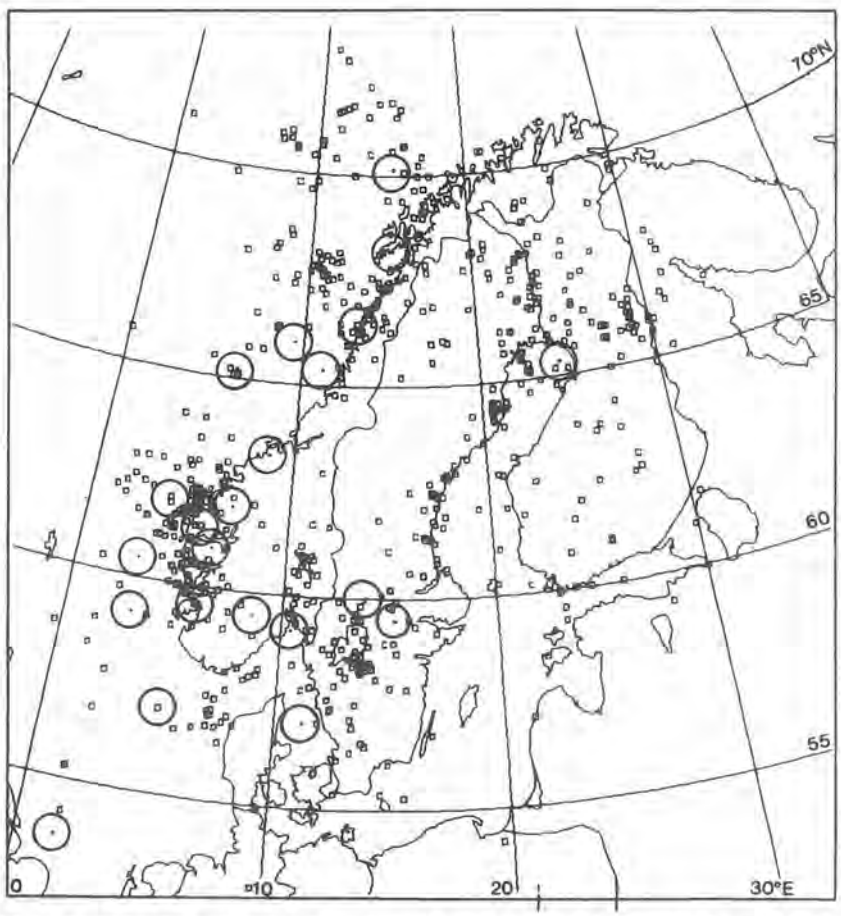


Fig. 35.1 Earthquake activity in Scandinavia and adjacent shelf areas. Large circles show known historic earthquakes with magnitude greater than 5.0; small squares show instrumentally recorded earthquakes between 1951 and 1975.

2. EARTHQUAKE PROBABILITY

In order to understand the underlying processes that generate earthquake, it is necessary to study geological and tectonic processes that date several hundred million years back in time. The most spectacular of such processes, the breakup of the "supercontinent" Pangaea into large, continental "plates" is depicted in Fig. 35.2. Today, most earthquakes in the "earthquake zones" of the world are caused by the continued relative motions of these

plates, which take place at a rate of 1 - 2 cm/year. The present-day uplift of Fennoscandia, which amounts to maximum 1 cm/ year is generally attributed to postglacial rebound, although some scientists consider a tectonic component to be dominant (1, 7, 16).

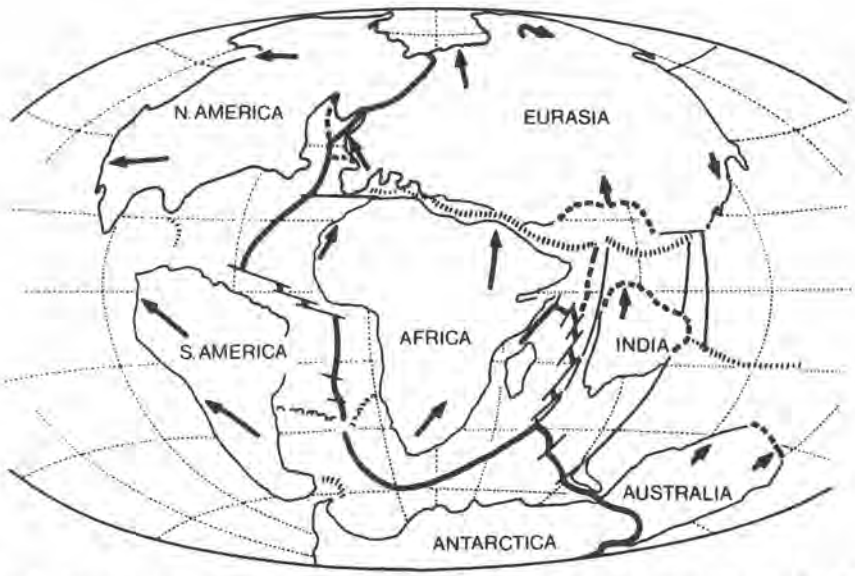


Fig. 35.2 The break-up of Pangaea started roughly 200 million years ago, and the relative position of the continents is shown here after 135 million years of drift [5].

The old, stable blocks of Fennoscandia and Western Russia are separated from the rest of Europe by a dominant fault zone often denoted the Törnquist line. The area south and west of this line, which includes the North Sea, is characterized by numerious faults, some of which are still tectonically active. Further north, evidence of block faulting has been observed in the Helgeland and Vestfjorden basins. Neo-tectonic movements (i.e., crustal movements dating back not more than 100,000 years) have been identified in several areas in Scandinavia. Most impressive is the Pärve fault in Northern Sweden (13). The length of this fault is 150 - 200 km and its largest vertical slip is 25 - 30 m.

In several places offshore huge "landslides" of unconsolidated sediments have been reported, and, not unreasonably this may be taken as evidence of past earthquake activity (2).

EARTHQUAKE OCCURRENCE

Most of the world's earthquakes occur in narrow zones along what are termed plate boundaries, and are denoted *interplate* earthquakes. The Norwegian Continental Shelf is well removed from the nearest plate boundary, and is therefore characterized by relatively low *("intraplate")* earthquake activity. Nonetheless, clear zones of significant seismic activity can be identified in Scandinavia, the Norwegian west coast and Continental Shelf being among the most active areas (Fig. 35.1). Particular attention may be given to the recent Meløy, Nordland, earthquake sequence 1978/79, which so far includes more than 10,000 recorded earthquakes, about 30 of which were strong enough to be felt by the local population (3).

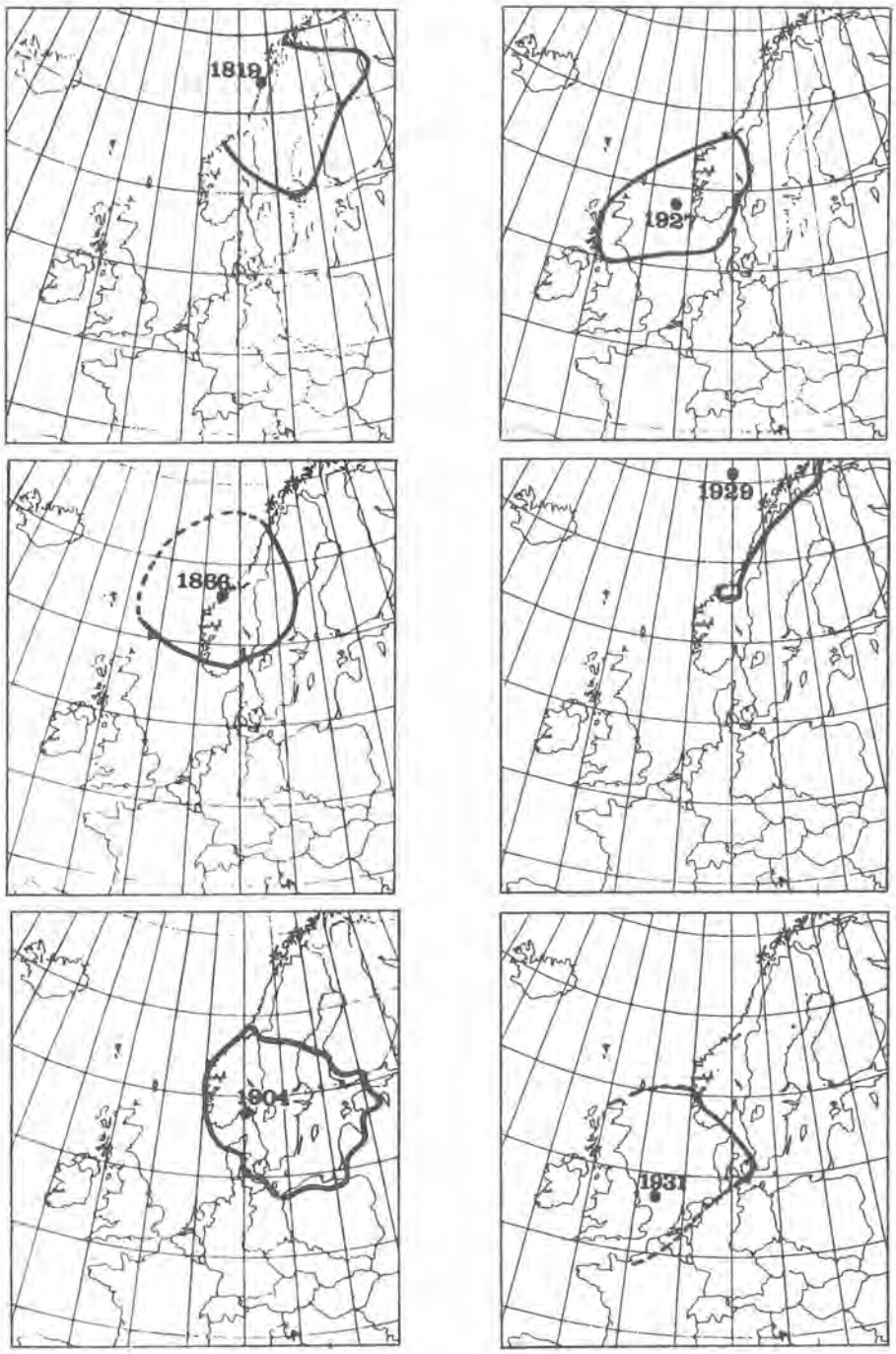


Fig. 35.3 Estimated extend of the felt area for six large earthquakes in Scandinavia and adjacent shelf areas.

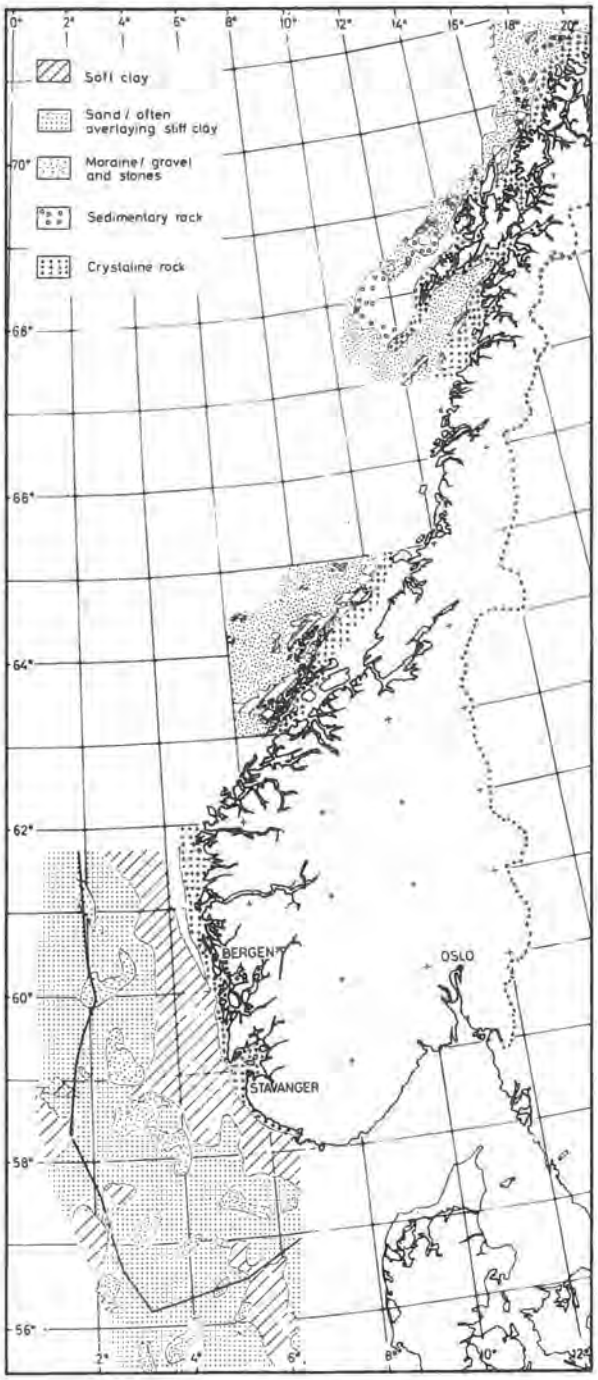


Fig. 35.4 Distribution of seafloor deposits.

THE LARGEST EAURTHQUAKES

During the past 200 years several earthquakes of estimated magnitude 6.0 - 6.5 have occurred in Norway and adjacent areas. Some of the most significant are marked in Fig. 35.3, which also shows the area over whcch eash earthquake was felt.

The 1904 Oslofjord earthquake is the largest known to have occured in Fennoscandia and consequently plays a major role in any seismic risk analysis in the region. Even if the centre of this earthquake was in the outer Oslo Fjord, there was considerable damage onshore, as depicted in the historic records (7).

> "In the Oslo Fjord region, hundreds of chimneys collapsed, and tendencies to panic among the population were observed. The earthquake did not, however, result in casualties, and only in a few instances were buildings severly damaged".

The earthquake was also well noticed in the Oslo harbour, (translated from newspaper article (10) :

> "The water erupted all over, as if it had started to boil, and on board ships it felt like violent heavy seas.
> Simultaneously, hard blows seemed to hit against the ship's hull. Many ships already speeding on course came to a full stop, such that the crew believed that they had suddenly run ashore".

In general, the largest known earthquakes of Northern Europe have occured offshore, thus making any assessment of their risk potential difficult due to lack of observations. Although reported earthquakes in this area have estimated magnitudes of 6.0 - 6.5 at the most, the future occurrence of even larger events cannot be ruled out. Earthquakes of magnitudes 7.0 - 7.5 are in fact known to have occurred in areas tectonically similar to Scandinavia, e.g., in Eastern North America.

PRELIMINARY ASSESSMENT OF SEISMIC RISK OFFSHORE NORWAY

For engineering purpose the"seismic risk" at a given site is often expressed in terms of the expected maximum peak ground acceleration to be caused by an earthquake during a specific time period, and preliminary acceleration values have been estimated for the Shelf, using a Cornell technique (7). For offshore areas of significant seismic activity, such as the coasts of Møre/Hordaland or Nordland, preliminary results indicate peak acceleration values at the base rock of about 0.1 g at 50 - 100 years return period. These results indicate that the seismic risk offshore Norway is similar to the seismic risk offshore Eastern USA.

3. SOIL CONDITIONS

During the Quaternary period, i.e., the last 2 million years, the Norwegian Continental Shelf areas have been exposed to large climatic changes. These have resulted in several cycles of drastic changes in geological conditions, which have been reflected both in surface features and in the geotechnical properties of the sediments. Quaternary deposits of several hundreds of meters are usually found.

Large areas of the North Sea Shelf and the shallower banks north of 62°N have probably

been dry land several times during the glacial periods. At the time when the glacial ice sheets were decreasing, erosion took place on the banks, whereas resedimentation occurred in the depressions. This is the reason why erosion relics of glacial moraines are found as surface sands and gravel on the banks. Along the slopes of the Norwegian trench and similar large depressions north of 62° N, loose sand and silt deposits are found. In the bottom of these depressions depositions of up to 50 m of soft, normally consolidated, marine clays are found.

The depressions on the shelf plateau are in general filled with soft and normally consolidated marine clay and silt. All the remaining areas have more or less a cover of uniform top sand above overconsolidated glacial clay. The shallow areas are usually more overconsolidated than the deeper areas. Close to the Norwegian coast, crystalline rocks are located in the submerged skerry zone. The distribution of the seafloor deposits is illustrated in Fig. 35.4.

In most of the Norwegian Continental Shelf areas the deeper parts of the soil profiles consist of heavily overconsolidated glacial till (sandy clay) with interbedded glaciofluvial sand. These conditions are located by deep borings (100 - 150 m) in the North Sea area, and similar conditions are interpreted from shallow seismic profiling north of 62° N.

Typical geotechnical properties of Continental Shelf soils are given in Table 35.1, and various soil profiles, considered to be representative for use in earthquake analyses, are summarized in fig. 35.5 (14).

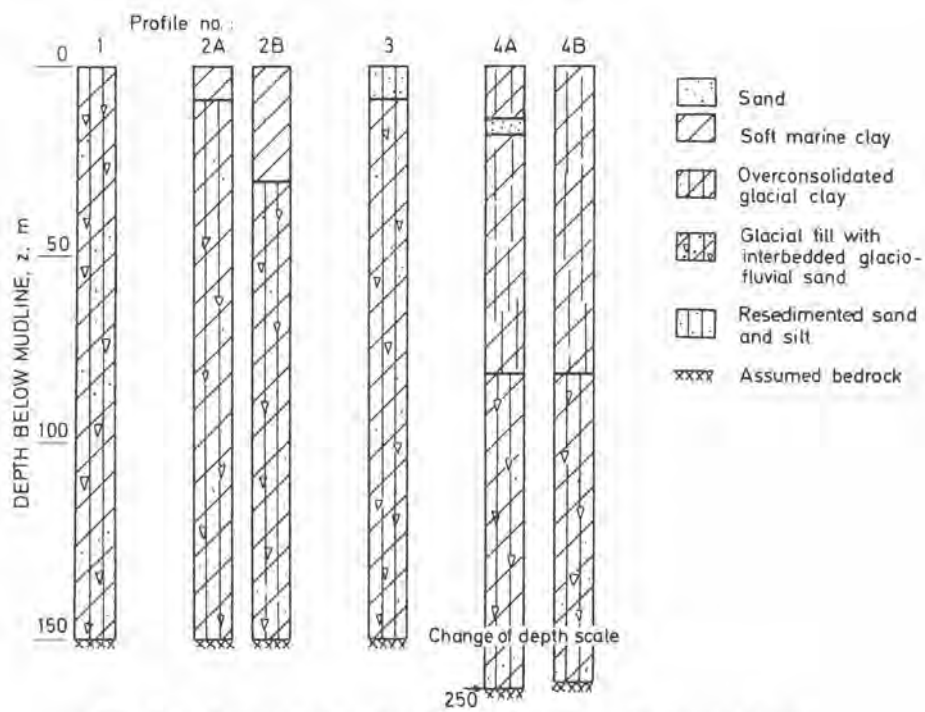


Fig. 35.5 Typical soil profiles for the Norwegian Continental Shelf selected for use in the dynamic analyses.

Table 35.1 Typical average soil properties of sediments offshore Norway.

Soil properties	Undrained shear strength kN/m^2	Unit weight kg/m^3	Water content %	Plasticity index %	Relative density %
Soft, sensitive marine clay	<10	1600	40–60	25	–
Normally consolidated glacial marine clay	~10	1900	20–40	10	–
Overconsolidated glacial clay	20–400	2000	15–20	–	
Dense sand	–	2100	–	–	>80

4. EFFECT OF LOCAL SOIL CONDITIONS ON EARTHQUAKE LOADS

Local soil conditions modify the characteristics of earthquake ground shaking both in terms of maximum acceleration level and frequency characteristics. Analyses of these effects were mostly carried out with iterative linear elastic stress-strain properties (18, 20). A few analyses were also carried out with non-linear stress-strain properties (14). The results were compared to recorded values obtained from similar soil conditions in other parts of the world (11, 21).

EARTHQUAKE LOAD ON BEDROCK

The present study did not provide sufficient basis for assessing any particular characteristics of earthquakes on the Norwegian Continantal Shelf as compared to earthquakes in other parts of the world. Several earthquake records covering a wide range in earthquake characteristics were therefore used in the analyses, Table 35.2 and Fig. 35.6.

Most of the soil analyses were carried out for a maximum acceleration of 0.2 g, corresponding to a return period of 200 - 500 years.

Table 35.2 Characteristic parameters for the earthquake records used in the analyses.

Earthquake record	Site conditions	Magnitude intensity	Faulting	Acc. g	Vel. cm/sec	Disp. cm	Pred. per. sec
Golden Gt, 1957 S80E	Hard sedim. rock	5.25 VII	Strike-slip	.105	4.6	0.8	0.1 – 0.28
Helena, Carrol College 1935 S90W	Rock	6.0 VII	Normal	.145	13.3	3.7	0.15 – 0.6
Castaic, San Fernando 1971 N21E	Sandstone/ very stiff soil	6.6 VI	Thrust	.315	16.5	4.2	0.3 – 0.35
Modified El Centro	The magnitude 6.5 1940 El Centro record was modified to fit an average spectrum for recorded rock motions.						

MAXIMUM ACCELERATIONS

Computed maximum acceleration values at the top of soil deposits were 0.15 - 0.28 g for a bedrock acceleration of 0.2 g, Table 35.3. Non-linear analyses gave lower values than the equivalent linear analyses. The discrepancy between the two methods may be attri-

buted to the effect of plastic straining, and is expected to be more pronounced for soft ground of higher levels of earthquake loading.

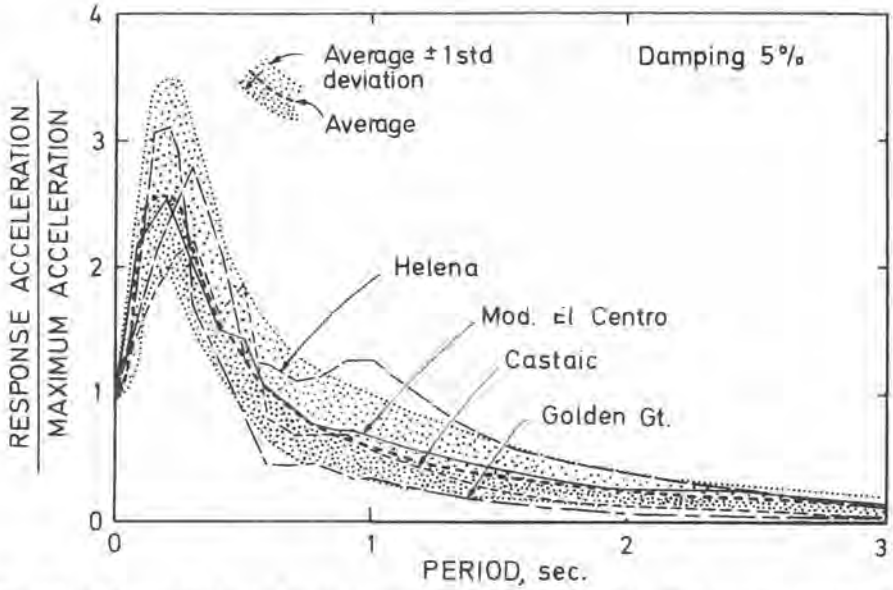


Fig. 35.6 Normalized acceleration response spectra for earthquake records used in the analyses. The shaded area shows average ± 1 standard deviation. (84 percentile) of recorded strong motion records obtained on rock (21).

Table 35.3 Maximum ground surface accelerations in various soil conditions computed for 0.2 g acceleration in outcropping rock. Profiles are shown in Figure 35.5 and characteristics of earthquake records described in Table 35.2.

Earthquake records	Profiles					
	1	2A	2B	3	4A	4B
Golden Gate	0.22	0.22	0.20	0.18	0.22	0.16
Castatic	0.27	0.26	0.24	0.21	0.22	0.18
Helena	0.20	0.27	0.28	0.25 (0.23)	0.21	0.23 (0.14)
El Centro (modified)	0.22	–	–	0.18	0.18	0.15 (0.08)

RESPONSE SPECTRAL VALUES

The computed acceleration response values at the top of soil deposits were considerable increased in the period range 0.5 - 3 sec. as compared to the values in bedrock. Some of the results from the analyses are shown in Fig. 35.7 for various soil conditions. A range in recorded values obtained for similar soil conditions at other sites is also shown in the figure (21).

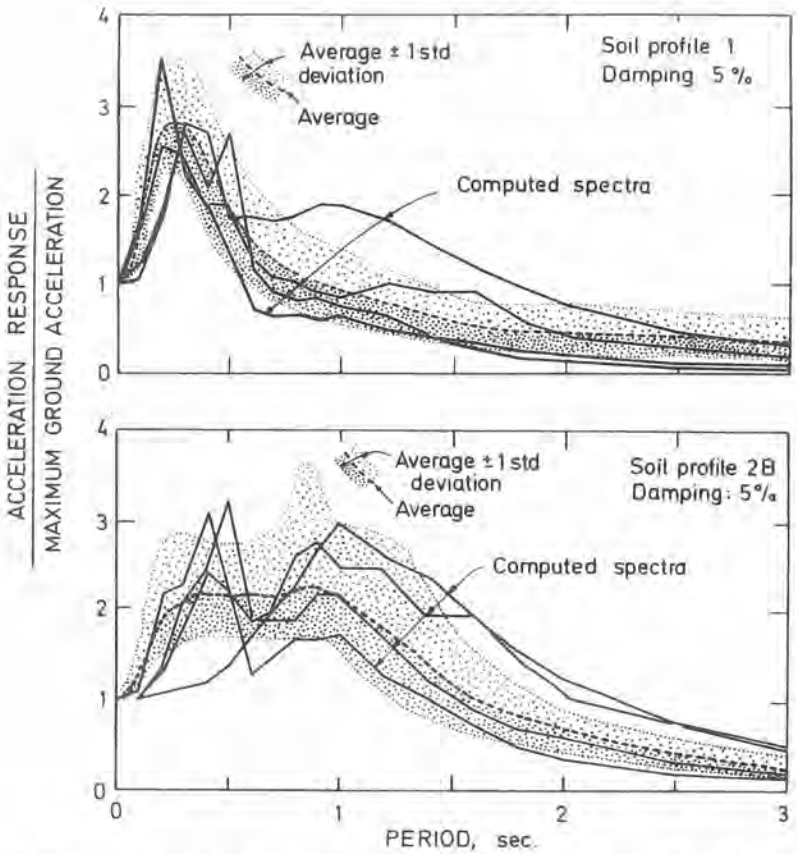


Fig. 35.7 Computed acceleration response values for moraine (upper figure) and soft clay (lower figure) are compared with average ± 1 standard deviation of recorded motions on stiff soil, and on soft to medium clay and sand, respectively (11,21).

A comparison between average recorded and average computed values is shown in Fig. 35.8. The agreement is surprisingly good, and gives some confidence in the computational procedures, and also in the computed values predicted for those soil conditions where recorded values are not available.

5. PERFORMANCE OF SOILS AND SOIL FOUNDATIONS

Earthquake loading may cause complete loss of strength (liquefaction) in loose sand deposits and may trigger failures in sloping ground both for clay and sand deposits. The responses of structures are considerably influenced by the reduction in soil stiffness caused by earthquake shaking. This may increase or reduce the load on the structure depending on its dynamic characteristics. These effects were computed with equivalent linear soil properties, and an approximate one-dimensional model was used to represent soil-structure systems (11, 22).

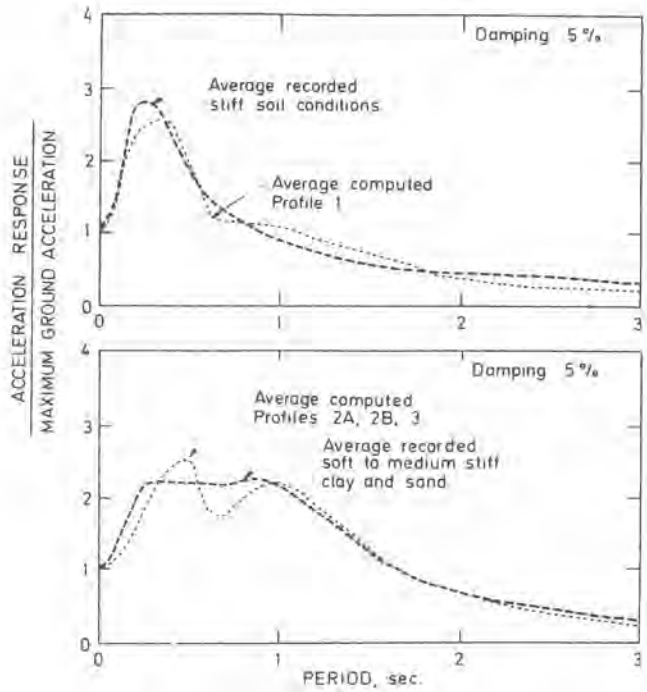


Fig. 35.8 Comparison between average computed and recorded motions.

COMPETENT GROUND

Competent ground, i.e. moraine, till, dense sand, gravel, and overconsolidated clay are predominant on the parts of the Shelf investigated so far (Fig. 35.4). No major problems concerning liquefaction, strength degradation or excessive deformations are expected in such soil deposits or soil foundations for the specified earthquake loads. This conclusion is based on a comparison between the computed stresses and strains, with recorded performance and results from laboratory tests.

An example of a such comparison between computed values for a dense morine deposit and observed field liquefaction behaviour is shown in Fig. 35. 9.

WEAK SOIL

Loose sand deposits may have a liquefaction potential and should be further investigated. Fig. 35.9 shows a comparison between computed stress ratios and observed field performance. It may be seen from the figure that the computed stresses for a loose sand deposit lie within the range known to have liquefied during previous earthquakes.

Soft clay deposits may experience excessive deformations during the specified earthquake loads. Further non-linear analyses were found necessary to evalute the performance of soft clay deposits and foundations.

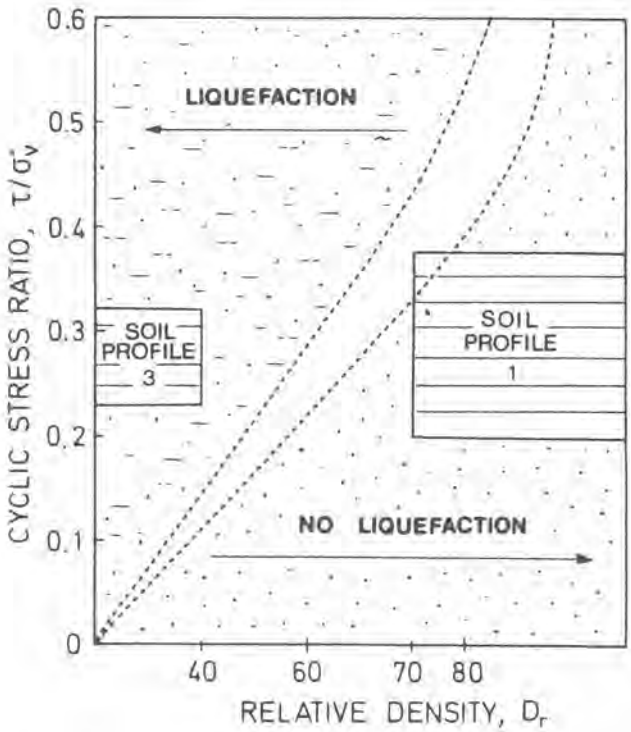


Fig. 35.9 Comparison between field liquefaction behaviour and computed stress ratios (11, 17)

6. PERFORMANCE OF STRUCTURES

The effect of earthquake were evaluated for two typical North Sea structures (6, 9). One, a gravity structure standing in 145 m water depth, the other a steel jacket structure in 70 m water depth. The earthquake loading was modified for the effects of local soil conditions as described previously.

It was found that the earthquake loads were comparable to those from sea-wave and wind loading except for deck accelerations which were much larger. The results for the gravity structure are shown below (design values from waves wind in brackets):

Deck acceleration	:	0.2 g	(0.05)
Tower top bending moment	:	$1.3 \cdot 10^6$ kNm	(1.1)
Tower base bending moment		$4.2 \cdot 10^6$ kNm	(4.4)
Foundation shear force		$5.6 \cdot 10^4$ kNm	(6.5)

No special attention had previously been given to deck accelerations, and the computed accelerations might have serious consequences on equipment and equipment supports.

7. CONTINUATION OF THE STUDY

Based on the findings from this preliminary study, it was decided to continue the study an additional two years with planned conclusion in the summer 1981. Among items to be further studied are the seismic activity in terms of earthquake loading for 10^{-2} and 10^{-4} probability, and the effects of the combined action of earthquakes and sea waves on soil foundations.

The results will be incorporated into an overall risk assesment, and used as basis for the developement of future earthquake design requirements for the Norwegian Continental Shelf.

8. CONCLUSIONS

The following preliminary conclusions have been drawn concerning earthquake risk on the Norwegian Continental Shelf:

1. Potentially damaging earthquakes (magnitude 6 and above) have occurred and will certainly also occur on the Shelf in the future. Future occurrences of even larger events cannot be ruled out.

2. Peak acceleration values of about 0.1 g at a 50 - 100 year return period and about 0.2 g at 200 - 500 year return period may be expected in the offshore areas of significant seismic activity, such as the coast of Møre/Hordaland and Nordland. The seismic risk offshore Norway seems to be similar to the seismic risk offshore Eastern USA.

3. Excessive deformations of platform foundations may occur in soft clay or loose sand deposits. Such soil conditions are found in local depressions on the southern part of the Shelf, in the Norwegian Trench, and in larger depressions on the northern part of the Shelf. However, presently planned or installed platforms are all located on what is considered as competent ground where no major foundation problems are expected for earthquake loads corresponding to a 200 - 500 year return period.

4. For a gravity structure subjected to an earthquake with 0.2 g maximum acceleration the analyses gave seismic loads within the structural capability. However, the peak earthquake loads exceeded the design wave and wind loads, based on a 100-year return period. The major concern should be the effect of the horizontal acceleration on deck mounted equipment, perticularly tanks and pipes carrying hydrocarbons.

5. For a steel jacket platfom subjected to 0.1 g maximum acceleration, computed stresses in the jacket structure and its foundation were about 50 - 60% of those caused by the design wave. In the deck support the seismic stress resultants exceeded those caused by the design wave and wind loading. Increasing the effective ground acceleration to 0.2 g nearly doubled the response values.

10. REFERENCES

1. **Bjerhammer, A. (1977)**: The gravity field in Fennoscandia and postglacial crustal movements. Kärnbränselsäkerhet, Stockholm. KBS Technical report, 17. 92 pp.

2. **Bugge, T., R.L. Lien, and K. Rokoengen (1978):** Kartlegging av løsmassene på kontinentalsokkelen utenfor Møre og Trøndelag: seismisk profilering. Institutt for kontinentalsokkelundersøkelser, Trondheim. Publikasjon, 99. 55 pp.

3. **Bungum, H., B.K. Hokland, E.S. Husebye, and F.Ringdal (1979):** An exceptional intraplate earthquake sequence in Meløy, Northern Norway. Nature, Vol. 280, No. 5715, pp. 32 - 35.

4. **Båth, M. (1978):** The seismicity of Sweden. Geologiska föreningen i Stockholm. Förhandlingar, Vol. 100, Pt. 3, pp. 295 - 299.

5. **Dietz, R.S. and J.C. Holden (1970):** Reconstruction of Pangea: breakup and dispersion of continents, Permian to present. Journal of Geophysical research, Vol. 75, No. 26, pp. 4939 - 4956.

6. **Hove, K. and O. Devik (1979).** Earthquake loading of steel platform in the North Sea. Det Norske Veritas, Oslo. Report, 79 - 0343.

7. **Husebye, E. S., F. Ringdal, J. Fyen, and O. A. Sandvin (1979):** Earthquake risk for Norwegian offshore installations. Phase 1: A study on tectonics, seismicity, and expected ground accelerations due to earthquakes. NORSAR, Kjeller, Norway. Contribution, 263, 107 pp.

8. **Husebye, E.S., H. Gjøystdal, H. Bungum and O. Eldholm (1975).** The seismicity of the Norwegian and Greenland Seas and adjacent continental shelf area. Tectonophysics, Vol. 26, pp. 55 - 70.

9. **Jenssen, D. (1979):** Earthquake response of a Condeep platform. Norwegian Contractors, Oslo. Report, 1162 - 2.

10. Jordskjælvet igaar følt over hele Søndenfjeldske Norge, Sydsverige og Jylland. Norske Intelligenssedler, 24. oktober 1904.

11. **Kleven, A. and P.B. Selnes (1979):** Seismic response on the Norwegian Continental Shelf. Norwegian Geotechnical Institute, Oslo. Internal report, 40001 - 3. Unpublished.

12. **Kolderup, C.F. (1913):** Norges jordskjælv. Bergens Museums Aarbog 1913, No. 8. 152 pp.

13. **Lagerbäck, R. (1978):** Neotectonic structures in northern Sweden. Geologiska föreningen i Stockholm Förhandlingar, Vol. 100, Pt. 3, pp. 263 - 269.

14. **Larkin, T. (1978):** DENSOR: a computer program for seismisc response analysis of nonlinear horizontal soil layers. Norwegian Geotechnical Institute, Oslo. Internal report, 51508 - 6. Unpublished.

15. **Løken, T. and A. Kleven (1979)**: Soil conditions on the Norwegian Continental Shelf. Norwegian Geotechnical Institute, Oslo. Internal report, 40001 - 1. Unpublished.

16. **Mörner, N. -A. (1978)**: Earth movements in Sweden, 20 000 BP to 20 000 AP. Geologiska föreningen i Stockholm. Förhandlingar, Vol. 100, Pt. 3, pp. 279 - 286.

17. **The Royal Norwegian Council for Scientific and Industrial Research. Safety Offshore (1979)**: Earthquake risk for offshore installations: preliminary study. Report, 28/1. 25 pp.

18. **Schnabel, P.B., J. Lysmer, and H.B. Seed (1972)**: SHAKE: a computer program for earthquake response analysis of horizontal layered sites. University of California, Berkeley. College of Engineering. Earthquake Engineering Research Center. Report, EERC 72 - 12. 88 pp.

19. **Seed, H.B. (1979)**: Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes. American Society of Civil Engineers . Proceedings, Vol. 105, No. GT 2, pp. 201 - 255.

20. **Seed, H.B. and I. M. Idriss (1970)**: Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis. University of California, Berkeley. College of Engineering. Earthquake Engineering Research Center. Report, EERC 70 - 10. 18 pp.

21. **Seed, H.B., C. Ugas, and J. Lysmer (1974)**: Site-dependent spectra for earthquake resistant design. University of California, Berkeley. College of Engineering. Earthquake Engineering Research Center. Report, EERC 74 - 12. 15 pp.

22. **Selnes, P. B. (1977)**: Determiniation of strain-compatible soil properties for earthquake analysis of gravity platforms. Norwegian Geotechnical Institute, Oslo. Internal report, 51500 -2. Unpublished.

23. **Selnes, P.B. and H. Hansteen (1979)**: Effects of local conditions on soil and structural response during earthquakes. Norwegian Geotechnical Institute, Oslo. Internal report, 40002 - 1. Unpublished.

24. **Selnes, P.B. and A. Kleven (1979)**: Dynamic soil parameters for seismic design: literature survey. Norwegian Geotechnical Institute, Oslo. Internal report, 40001 - 2. Unpublished.

25. **Selnes, P.B. , F. Ringdal, D. Jensen and K. Hove (1980)** Earthquake risk on the Norwegian Continental Shelf. Norwegian Maritime Research, Vol. 8, No. 1, pp. 13 -25.

CYCLIC DISPLACEMENTS OF GRAVITY PLATFORM SUBJECTED TO "FAILURE" LOADS

Sykliske forskyvninger for en gravitasjonsplatform utsatt for bruddbelastninger.

Suzanne Lacasse, Norwegian Geotechnical Institute

SUMMARY

The paper predicts by numerical analyses the cyclic elastoplastic foundation displacements for a gravity platform subjected to "failure" loads over a limited period of time. The loads, if applied statically, would have caused failure as they develope a plastic failure mechanism in the foundation.

The analyses investigate the undrained behaviour of a clay forundation subjected to a succession of large waves immidiately after installation of the platform, prior to foundation consolidation. The wave histories modeled vary in amplitude.

The paper looks into waves with peak force amplitude equal to the static bearing capacity of the foundation and waves with peak amplitudes exceeding the bearing capacity by 5 and 10%.

The cyclic platform displacements increase with increasing number of large waves. The platform, initially at rest, requires more than one wave cycle to start oscillating with large displacement amplitudes. The results illustrate the need to model a realistic North Sea storm time history rather than a simplified series of large waves.

SAMMENDRAG

Artikkelen beskriver beregninger av sykliske forskyvninger for en gravitasjonsplattform utsatt for bølgekrefter som er så store at brudd ville ha oppstått under fundamentet hvis kreftene hadde vært statiske. Beregningene er utført etter en numerisk metode. Bølgebelastningen er modellert med enkeltstående serier av like store bølger. Bølgehøyden er variert fra en verdi der belastningen ligger noe opptil fundamentets statiske bæreevne, til en verdi der belastningen er 10% høyere enn den statiske bæreevnen. Resultatene viser at sykliske forskyvninger for plattformen øker med antall store bølger. Dette skyldes at plattformen antas å stå i ro når den første bølgen treffer og at det for disse bølgestørrelser tar mer enn en bølge å sette den i store svingninger. Beregningene viser derfor at man bør beregne forskyvninger for en realistisk tidshistorie av bølgen i stedet for en forenklet serie av store bølger.

1 PROBLEM STATEMENT

The Norwegian Petroleum Directorate (1977) requires a material coefficient (partial safety factor) of at least 1.3 for use in total stress analyses of offshore gravity platform stability. It is of interest to investigate the consequences of lower material coefficients and evaluate whether today's stipulations lie on the conservative side or not. Low material coefficients increase stress levels in the foundation and cause local or possibly full yield under the platform. The high stress levels in turn lead to a reduction in the soil undrained shear strength and deformation modulus. These effects can result in larger cyclic platform displacements, significant settlement of the platform, and increased resonance period and dynamic amplification. But how importantly do these consequences vary with computed safety level of the platform? At what level do these effects become detrimental to the structure? Clearly one must impose a limit on permissible cyclic horizontal base displacement to prevent overstressing of the conductors. The present study looks into the behaviour of the platform-foundation system when subjected to wave loadings which exceed the static bearing capacity of the foundation over limited portions of a cycle.

In offshore platform design, it is necessary to determine the most unfavourable conditions with respect to foundation stability. A storm occurring immediately after installation of a gravity platform, when soil consolidation and the consequent shear strength increase have not yet taken place, may well lead to critical conditions. If the cyclic loading has reduced the resistance of the foundation before the occurrence of the storm's major waves, a large striking at that mament mey cause large displacements along a yield surface.

The analyses presented here investigate the situation where a continuous failure surface develops in the foundation under a gravity platform during only a limited time interval.

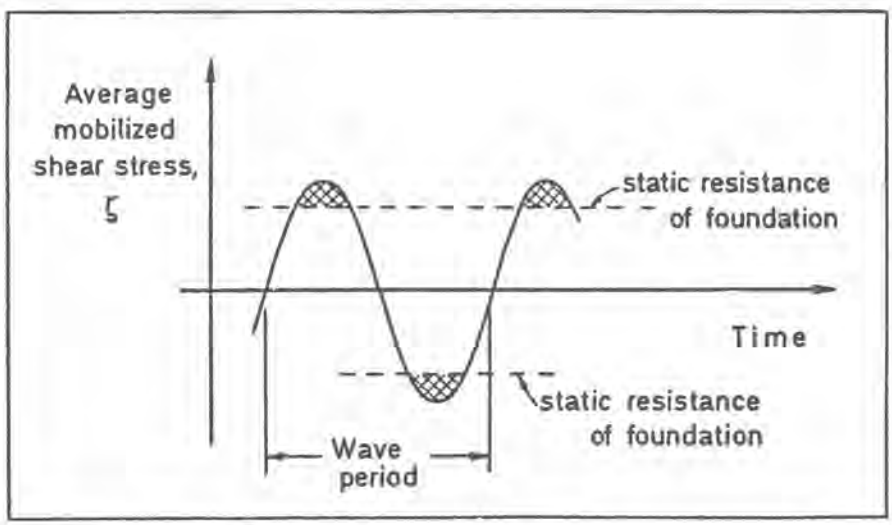


Fig. 36.1 Cyclic overloading of foundation.

Figure 36.1 represents schematically a type of intermittent cyclic overloading of the foundation. The average applied shear stress exceeds the average undrained static shear

strength for only a short time interval in each half-cycle. Sliding along a failure surface also takes place over a limited time interval and the cyclic displacements may therefore be limited since it will require some time to accelerate the large platform masses.

2. METHOD OF ANALYSIS

2.1 NESSI COMPUTER PROGRAM

The modelling of the platform-foundation system was carried out with the help of a soil-structure interaction computer program called NESSI. The program was developed by P.A. Cundall Assoc. in cooperation with the Norwegian Geotechnical Institute. The foundation corresponds to a medium filled with finite difference zones. The program applies to a two-dimmensional, plane strain, large strain situation. The explicit finite difference scheme describes the calculations sequence followed in NESSI which solves the full dynamic equations of motion, but can model static or quasi-static problems by damping out kinetic energy.

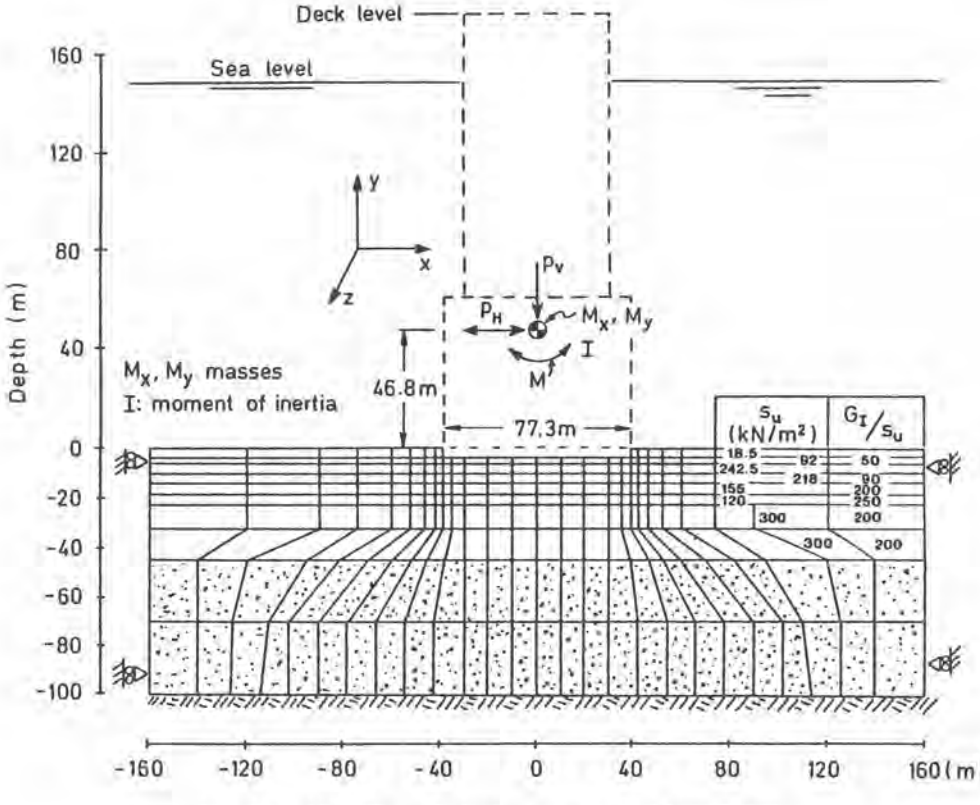


Fig. 36.2 Modelling of platform, loads and foundation.

2.2 SOLUTION PROCEDURE

The modelling of the installation and wave loading of the platform proceeded in two steps:

1. Application of the submerged weight of the structure as a static load.

2. Application of the wave load at the centroid of the structure.

2.3 MODELLING OF STRUCTURE AND WAVE LOADS

The analyses investigated a foundation similar to that underlying the Brent B Condeep in the North Sea. The almost circular platform base was modelled as a rectangle with same section modulus and same area as the platform base. To account for the plane strain formulation, the program worked with the applied forces per unit length of structure. The skirts, penetrating four meters in the clay, had high stiffness relatively to the soil foundation. Figure 36.2 illustrates the representation of the structure in the analyses.

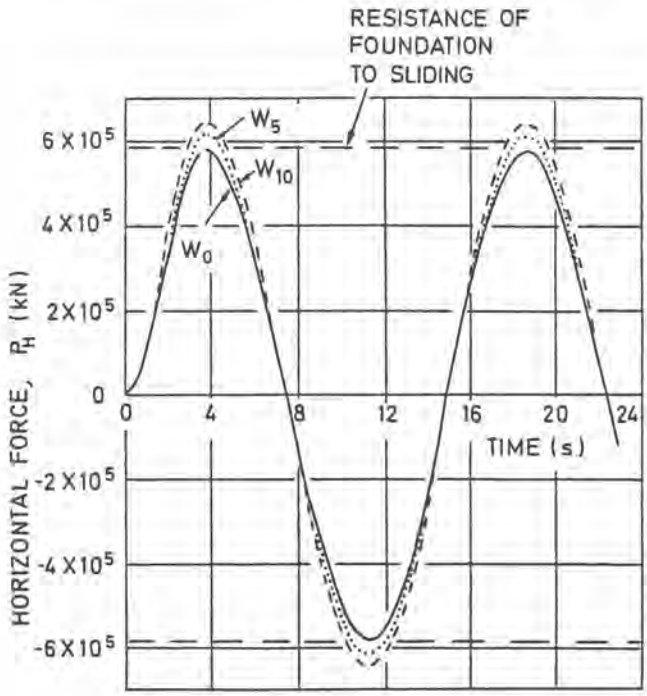
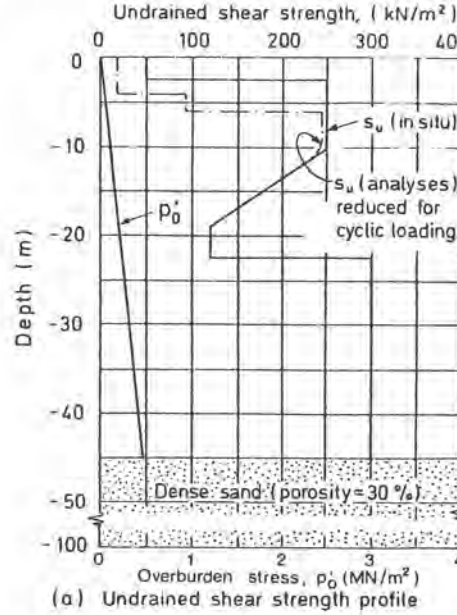


Fig. 36.3 Wave time history.

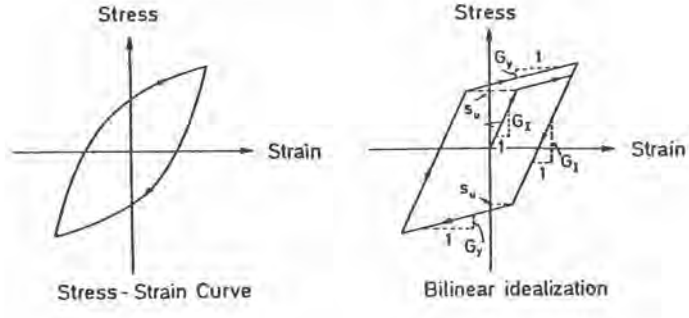
A single node with three degrees of freedom, two translational and one rotational, and located at the centroid of the structure modelled the entire platform. The total mass included that from the caisson, the three shafts, and the deck. The program DYNOGS computed the shaft mass (Hansteen, 1979) and included the mass of the water inside the shafts and an

added mass from the surrounding water for the horizontal translations. The added mass was taken as the displaced water mass. The moment of inertia of the structure was applied at the centroid position, determined from the mass distribution. The single structural node interconnects rigidly to 13 soil nodes at the base and on the sides of the skirts.

The horizontal force and moment varied sinusoidally as illustrated in Fig. 36.3 and were applied at the platform centroid located 46.8 m above the base. The wave had a 15-second period and varying peak amplitude. The peak amplitude of the wave denoted W_0 was essentially equal to the bearing capacity of the foundation. Waves W_5 and W_{10} exceeded the bearing capacity by 5 and 10% respectively.



(a) Undrained shear strength profile



(b) Elastic bilinear model

Fig. 36.4 Soil profile and stress-strain model.

2.4 MODELLING OF FOUNDATION

Figure 36.2 has shown the grid used for the analyses summarized herein. The mesh comprised 250 soil zones; 188 of these discretized the top 45 m of clay.

Figure 36.4a presents the undrained shear strength profile assumed at the platform location. The deposit consisted of 45 m of stiff overconsolidated clay overlying a dense sand. Below 2.5 m, the undrained shear strength of the clay, based on in-situ cone penetration tests and laboratory strength index tests, varied from 250 to 120 kN/m^2 (Andersen and Aas, 1979). The overconsolidation ratio in the top 20 m decreased from 40 or more to 5.

An elastic, bilinear stress-strain model, idealized the soil behaviour along a cyclic path (Fig. 36.4b). Four parameters described the material: the undrained shear strength, s_u; the elastic shear modulus, G_I; the yield modulus ratio, G_y/G_I ; and bulk modulus, K.

The simplified soil constitutive model used in the present analyses did not inherently account for degradation of soil strength and stiffness with cycling and the strength was reduced according to a separate set of assumptions. Figure 36.4a shows the reduced shear strength profile for a six-hour storm with maximum wave force, P_H, of ± 580 000 kN. Once a soil zone had reached yield, the undrained shear strength did not undergo further reduction, whether the wave magnitude increased or not. In reality however, one would expect the soil to undergo further strength reduction after yield.

The strength reduction occurred mainly in the top six metres of clay, resulting in a shallow horizontal yield zone.

The shear modulus depended on the undrained shear strength and overconsolidation ratio of the soil and the stress level in the foundation. Andersen et al.'s (1980) secant shear modulus data form cyclic tests on Drammen clay served as basic for selection of the ratios G_I/s_u used in the analyses. Use of a soil model as elementary as an elastic bilinear law precluded reliable displacement predictions. The modulus values were however selected as realistically as possible. The ratio of yield modulus to unyielded modulus, G_y/G_I, was taken as 1/1000.

NESSI provides mass- and stiffness-proportional Rayleigh damping for the soil and the structure. The dynamic analyses considered a damping ratio of 0.1 at a frequency of 0.7 sec. $^{-1}$ as mass-proportional damping parameters for the soil, while setting stiffness-proportional damping to zero. For the structure, normal Rayleigh damping was modeled.

3 RESULTS

Each analysis considered a gravity platform subjected to a sinusoidal wave of constant peak amplitude with a period of 15 second. The magnitude of the peak horizontal force varied in each analysis:

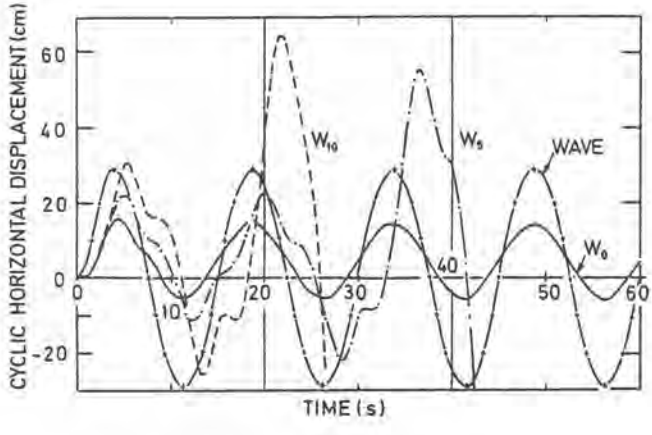
- Wave W_0, with peak amplitude ± 580280 kN applied a force 1 % lower than the computed static bearing capacity of the foundation.

- Wave W_5, with peak amplitude ± 617118 kN applied a force which exceeds the static bearing capacity by 5%.

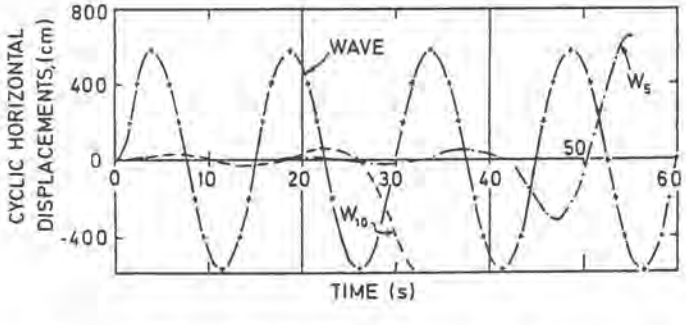
- Wave W_{10}, with peak amplitude ± 644665 kN applied a force exceeding the static bearing capacity by 10%.

The bearing capacity was computed as the resistance to horizontal sliding for static loading conditions.

The results appeared to depend to some extent on the level of discretization of the finite difference grid. Compared to a 113 - element grid for example, the 250-element grid tended to predict a failure zone in the foundation over slightly longer periods of time, but not necessarily of a larger extent. The more precise discretization led to increased horizontal displacements. Further analyses with fine meshes are presently underway. Smith and Molenkamp (1980) suggested for instance that the first row of zones (elements) beneath the platform should be spaced within 1% of the foundation base width.



(a) CYCLIC HORIZONTAL DISPLACEMENTS



(b) LARGE AMPLITUDE CYCLIC HORIZONTAL DISPLACEMENTS

Fig. 36.5 Predicted cyclic horizontal displacement at platform base.

3.1 DISPLACEMENTS OF PLATFORM

Figure 36.5 summarizes the cyclic horizontal displacements of the platform for some of the analyses carried out. The plot also shows the wave loading with time.

Under wave W_o (1% less than bearing capacity of foundation), the cyclic horizontal displacements varied uniformly with time, in phase with the wave pulse. The amplitudes of horizontal displacements at the edge of the platform averaged ± 10 cm. On the other hand, the displacements under wave W_5 (excess of 5% over bearing capacity of foundation) amplified significantly in the third cycle as the mass-related forces increased the movement of the structure. The same phenomenon , taking place however earlier, occurred under wave W_{10}, as shown in the figure. For both safely levels, the displacements progressively exhibited an increased time lag relative to the loading wave. Figure 36. 5b shows the same results with the displacement scale multiplied by a factor of 20.

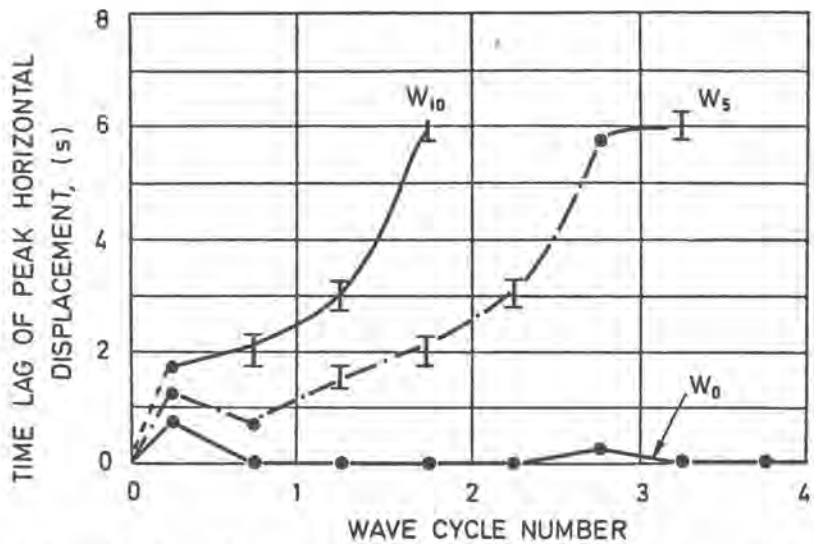


Fig. 36.6 Time lag of peak horizontal displacement relative to peak of wave loading force.

Results not shown here indicated that the structure reached a stable mode of oscillation after a few wave cycles. The foundation then stood under yield continuously and behaved "elastically", with the yield shear modulus as new deformation parameter.

The irregular shape of the cyclic displacements (i. e. the localized intermittent slowing-down in the movements) is believed to be realistic. Section 4 further discusses this aspect.

The time lag of the cyclic displacements relative to the loading wave had a significant influence on the computed displacements, Figure 36.6 compares the increase in time lags at the three safety levels investigated. For wave W_o, the cyclic displacements were in phase with the loading wave. For waves W_5 and W_{10} however, repetition of the large wave increased the time lag until the platform reached a stabilized cyclic displacement under complete yield. Afterwards, the time lag remained more or less constant. Additional analyses not reported herein also supported this observation.

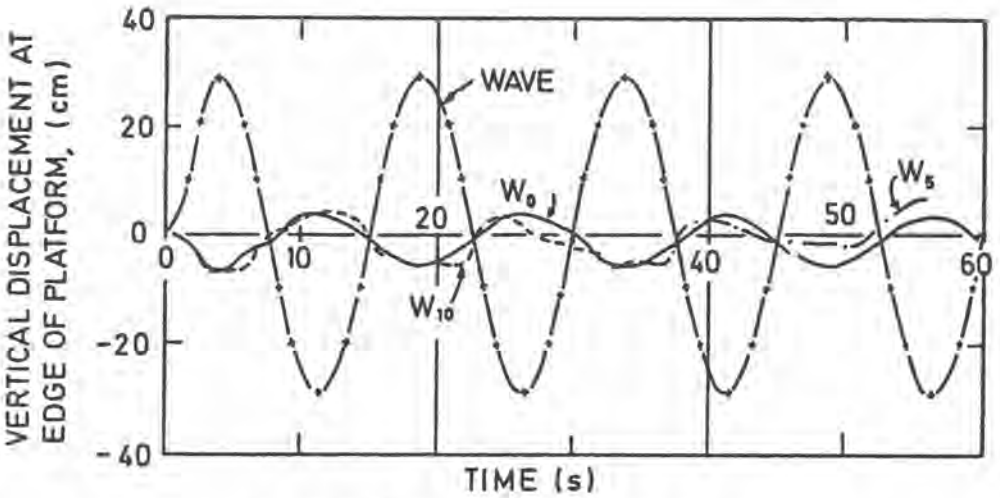


Fig. 36.7 Cyclic rotation on platform base.

The peak amplitude of the forcing wave had no significant effect on the cyclic rotations of the platform (Fig. 36.7). The double amplitude vertical displacements of either side of the platform averaged ± 5 cm in all analyses. The computed rotations tended to slightly decrease as the horizontal displacements became larger along the yield zone.

The constitutive model used for the clay did not enable calculation of the net vertical (residual) settlements of the platform. These can however become significant, especially when one exceeds the static bearing capacity of the foundation (Rowe, 1976; Smith and Molenkamp, 1977; 1980).

The platform centroid exhibited similar displacement patterns:

- Increased cyclic horizontal displacement for waves with larger peak amplitudes.
- Severe amplification of the horizontal displacements with repetition of the waves with peak amplitudes exceeding the bearing capacity of the foundation.
- No variation or slight reduction in the rotation of the platform with increased wave amplitude.
- The time lags of the platform centroid were analogous to the time lags at the base of the structure.

The analyses indicated that the centroid cyclic horizontal displacement and rotation oscillated approximately in phase.

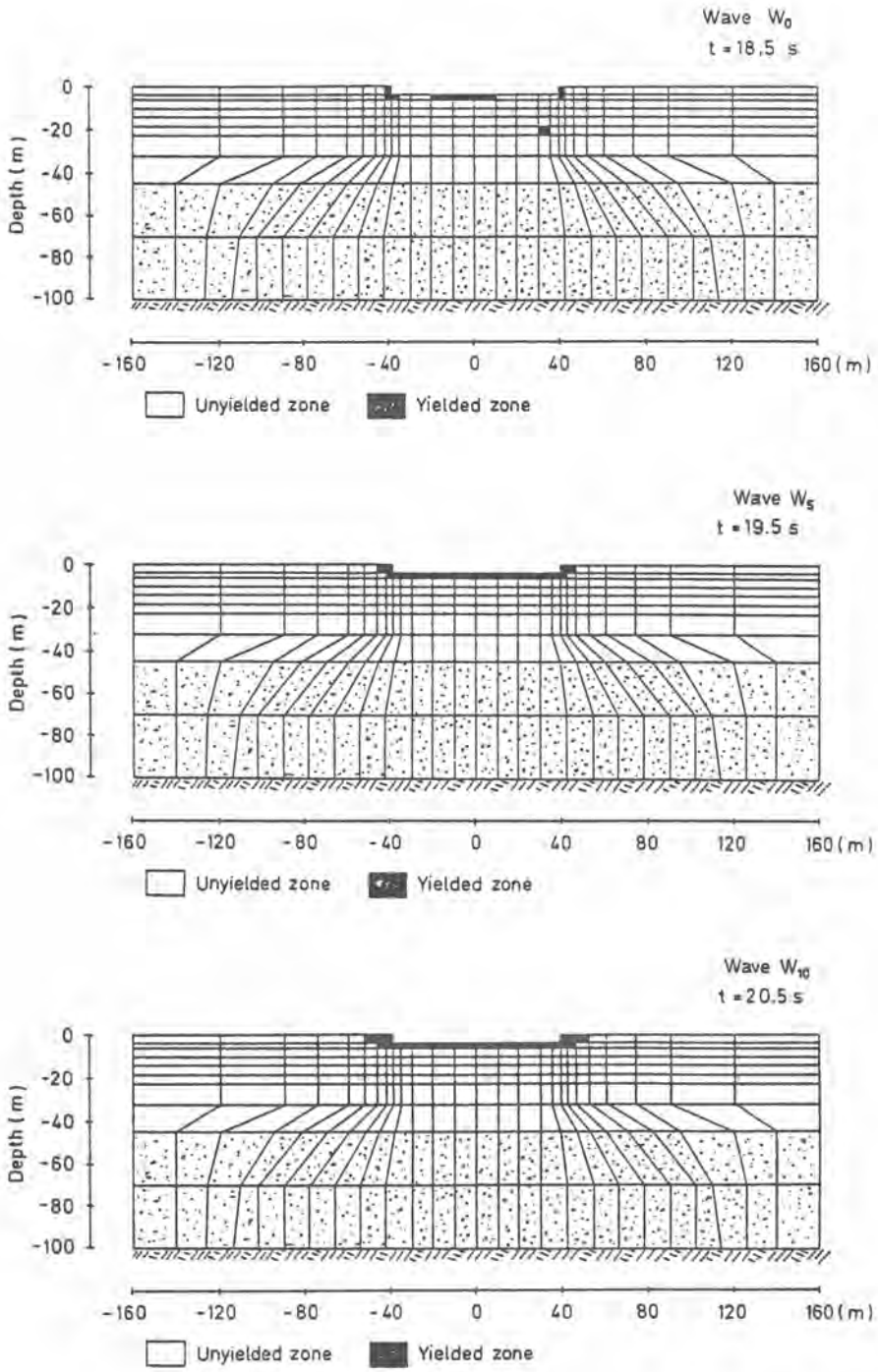


Fig. 36.8 Yield zones under platform.

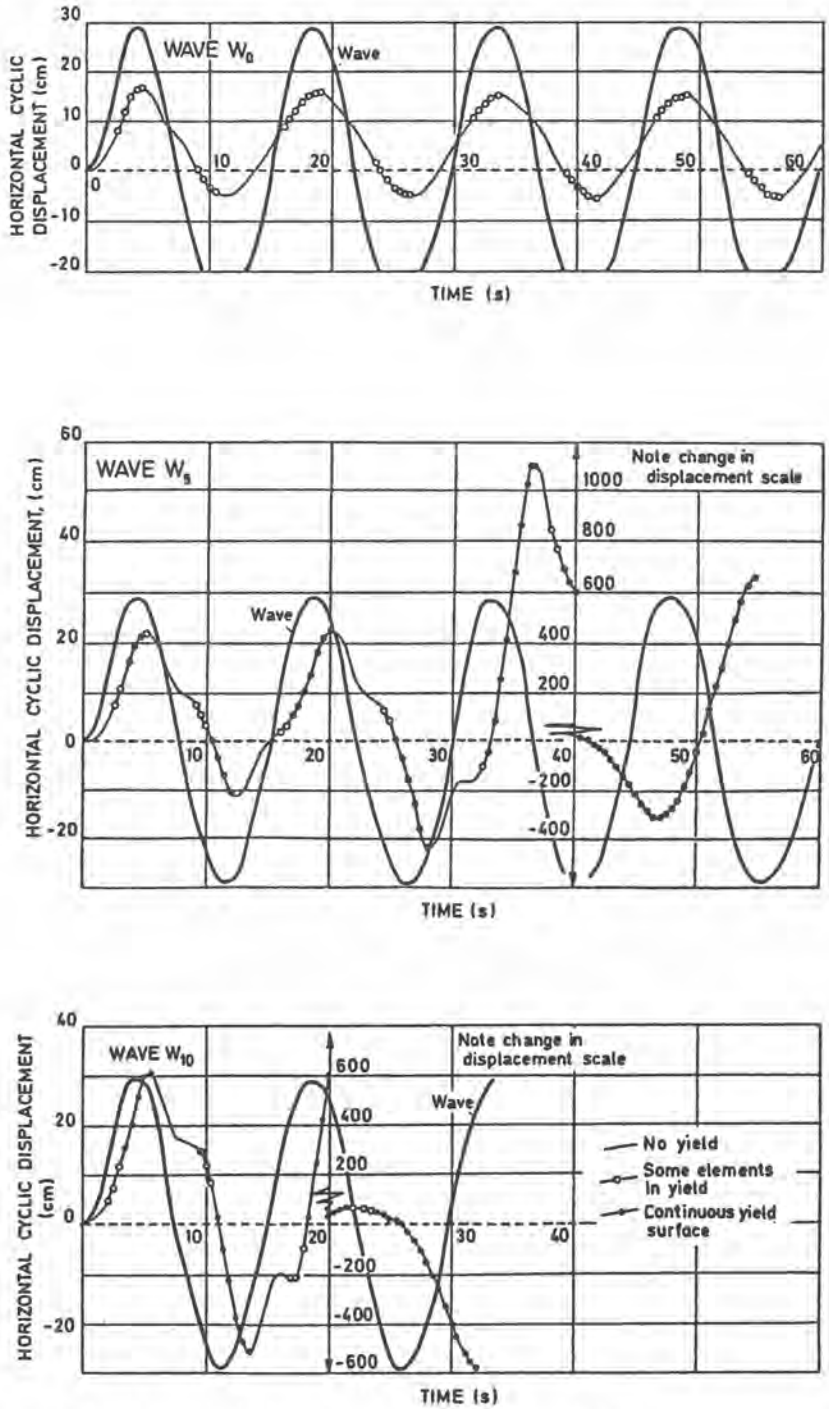


Fig. 36.9 Yield beneath platform base and cyclic horizontal displacements versus time.

3.2 YIELD IN FOUNDATION

Figure 36.8 shows the yield zones for the three wave forcing amplitudes investigated. The figure considers yield or near yield conditions in the first half cycle of the second wave. For the strength profile in Fig. 36. 4, the yield surface developed in the horizontal layer immediately underneath the platform. This behaviour agreed with results from static horizontal sliding analyses and limiting equilibrium analyses based on the Lauritzsen and Schjetne (1976) method. Several zones in the weak material between depths 14 m and 22.5 m also yielded during the first load cycle. These yield zones did not however extend upwards.

For cycling under wave W_0, no continuous yield surface was developed. The drawing in Fig. 36.8 shows the instant of most extensive yield in the second cycle.

For cycling under wave W_5, the foundation developed a continuous yield surface over several time intervals. After 40 seconds of loading, the foundation underwent yield nearly continuously.

For cycling under wave W_{10}, complete yield on a horizontal surface below the platform base occurred over even longer durations. The failed zone was encountered continuously in the second cycle of loading.

Figure 36.9 illustrates whether the foundation material yielded or not in the row of zones beneath the platform as a function of time. The figure also plots the wave history.

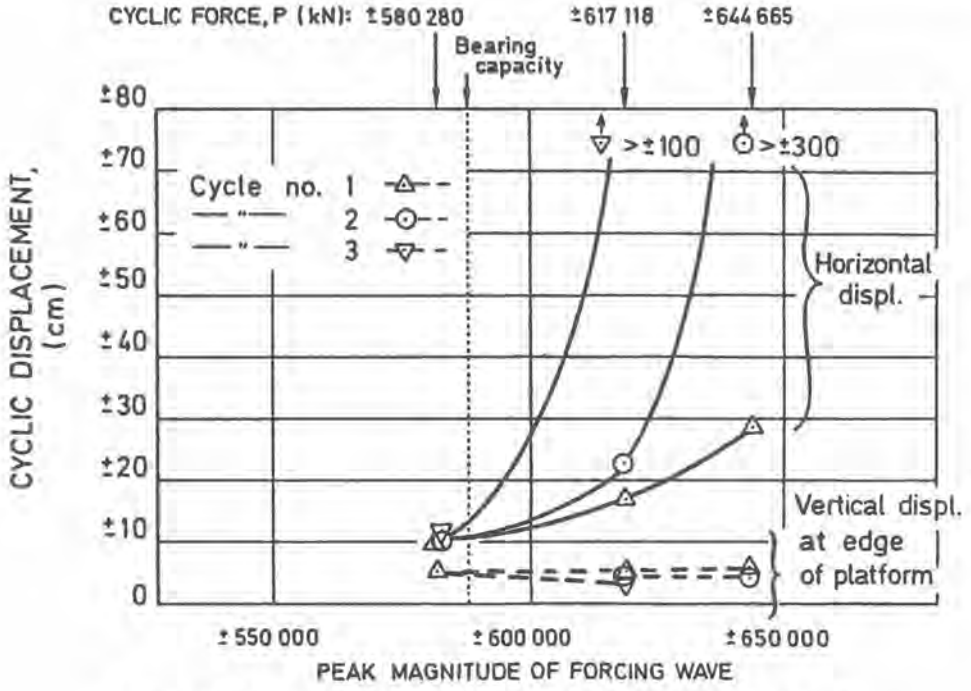


Fig. 36.10 Effect of overloading of foundation during limited time interval of wave cycle.

3.3 EFFECT OF OVERLOADING OF FOUNDATION DURING LIMITED TIME INTERVAL OF WAVE CYCLE

Figure 36.10 summarized the effects of exceeding the static bearing capacity of the foundation of the cyclic displacements, as computed by the program NESSI. The cyclic horizontal displacements increased drastically as the bearing capacity of the foundation was exceeded, and the wave cycle was repeated. Cyclic rotations did not increase with increased forcing amplitude or with repetition of the wave.

4 DISCUSSION

The analyses showed that the cyclic horizontal displacements of the platform increased drastically when the peak amplitude of the forcing wave exceeded the static bearing capacity of the foundation. After the platform had been set in motion, the inertial forces increased the horizontal movement of the structure. The platform, as modelled herein, stood motionless when the first large wave struck. The results showed that the platform must experience more than one wave cycle to start oscillating at large amplitudes. It would be more realistic to model an actual storm time history rather than a succession of large waves. With the platform already in dynamic motion, one could then apply a series of waves of large amplitude.

For peak wave amplitude exceeding the bearing capacity of the foundation, the horizontal cyclic displacements (Figs.36. 5 and 36.9) exhibited a temporary slowing-down in the movement. The progressive time lag between cyclic displacements and sea wave appeared directly related to these irregularities. The localized slow-downs were also associated with the time interval when the foundation had come out of complete yield and before it started to yield again under load reversal. The slowing in the platform displacements occurred only for a specific combination of wave force and foundation conditions: (1) the foundation, after having yielded over several seconds, returned momentarily to an unyielded state, and (2) the wave force was in the neighbourhood of zero. As soon as the platform foundation yielded again (see Fig. 36.9), the displacements increased rapidly and followed the wave load variation during the whole time yield lasted. This slowing-down in the displacements resulted in a significant time lag which increased with each half-cycle but remained constant once the large oscillations had stabilized.

The irregularities observed in the cyclic horizontal displacements for loads exceeding the static bearing capacity of the foundation were belived to result from two factors: (1) the tendency of the platform to oscillate at its natural period under no load and (2) the renewed sinusoidal loading from zero amplitude to maximum amplitude. The slowing-down had limited duration, as the time-dependent wave force quickly dominated the platform behaviour. The difference in accelerations for unyielded and yielded conditions could cause the slowing-down in movements after the system had returned to an unyielded state. The slow-down lasted until the "yield" accelerations became again prevalent.

Smith and Molenkamp (1977) showed that a nonlinear system did not only respond in the frequency at which it was forced. The steady state response of nonlinear systems to sinusoidal forcing could contain ultraharmonics of the forcing frequency (Stoker, 1945; Hayashi, 1964). In particular, if forced at a period approximately three times its natural period, a nonlinear offshore foundation could respond ultraharmonically. Ultraharmonics

led to extra peaks in the response and a non-sinusoidal behaviour. Figure 36.11 presents results obtained by Smith and Molenkamp (1980) for a gravity platform with natural period of four seconds and forced by series of waves with periods of 10, 13.3 , and 20 seconds. The extra peaks could sometimes disappear with time and could become only midly present at steady state.

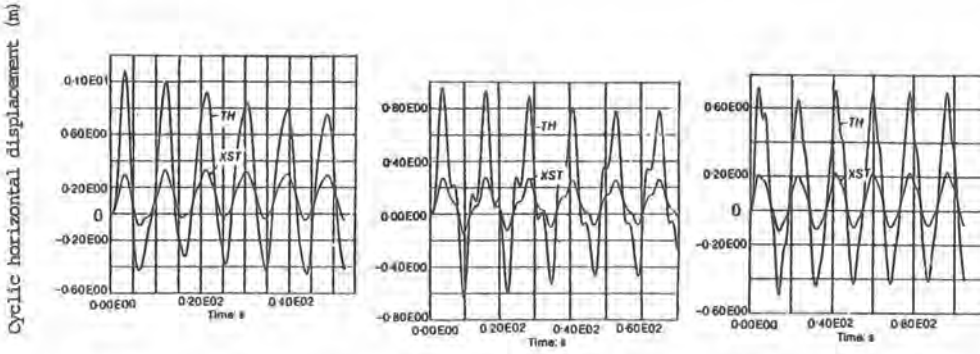


Fig. 36.11 Cyclic horizontal displacements of gravity platform modelled by Smith and Molenkamp (1977, 1980).

For the NESSI analyses presented here, it would thus appear that a sinusoidal response would obtained if lower forcing periods had been used. (Interruption of the wave loading history during a NESSI computation led to an oscillation period of 3.5 s for the platform-foundation system as modelled). Analyses of the foundation subjected to shorter duration waves are presently underway.

The behaviour predicted by NESSI compared reasonably well with a prediction made by Andersen and Aas (1979) for the Brent B platform. They used a finite element solution, considering a six-hour storm with maximum wave occuring at the end of the storm. The analyses considered a nonlinear elastic soil model, with moduli parameters determined by curve-fitting of laboratory data. The shear modulus decreased to zero if the applied shear stresses exceeded the undrained shear strength of the soil.

Figure 36.12 shows the predicted displacements (undrained analysis) as a function of the magnitude of the horizontal cyclic force and cyclic moment. Based on observations of horizontal displacement and rotation of the platform during a storm with amplitude approximately equivalent to a force of ± 200 000 kN (20 000 t), Andersen and Aas calibrated their predictions.

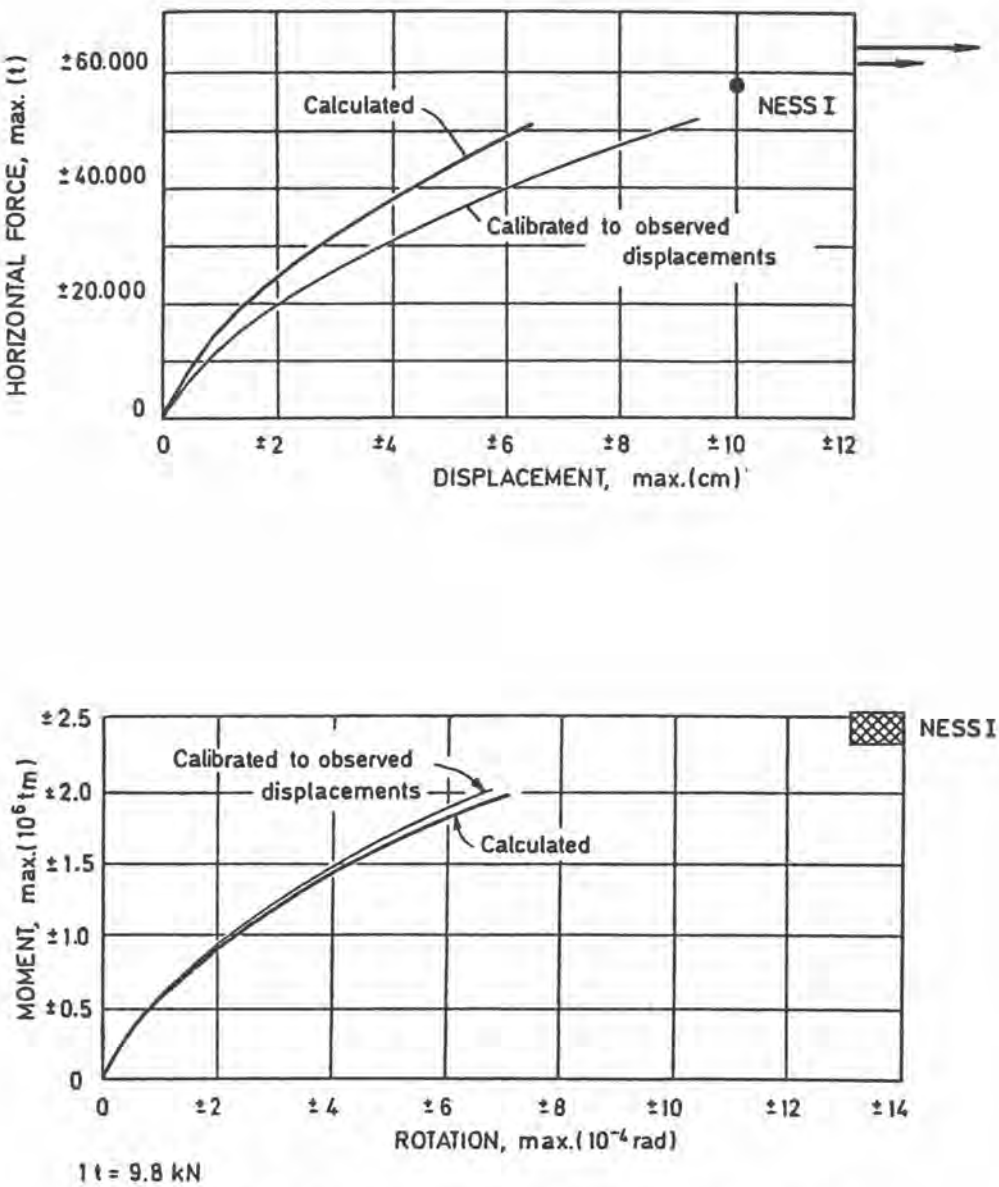


Fig. 36.12 Predicted horizontal cyclic displacement and rotation of Brent-B platform (after Andersen and Aas, 1979).

The Andersen and Aas analyses computed displacements for an actual platform subjected to a maximum load of ± 510 000 kN. Extrapolating their "calibrated" displacement curves to a maximum horizontal force between ± 580 000 and 600 000 kN and to the corresponding moment, one can expect a horizontal displacement between ± 12 and ± 16 cm and a rotation of about ± 10 to ± 15 x 10^{-4} rad. These conditions correspond to a situation where the peak amplitude of the wave is nearly equal to the static bearing capacity of the foundation. The NESSI analyses led to the following double amplitude cyclic displacement and rotation at the base of the structure:

Peak Horizontal cyclic force P_H (kN)	Horizontal displacement (cm)	Rotation (rad)	Remarks
± 580280	± 10	± 13 x 10^{-4}	Aver. over 4 cycles
± 617118	± 17	± 13 x 10^{-4}	First cycle
± 644665	± 29	± 14 x 10^{-4}	First cycle

The horizontal cyclic displacements agreed reasonably well for horizontal cyclic loads up to 580 000 kN. At higher loads, a comparison would be meaningless as the foundation yielded completely along a horizontal zone. The cyclic rotation values predicted by NESSI were comparable to those calculated by Andersen and Aas.

5 CONCLUSION

The paper attempted to predict how far a gravity platform subjected to ocean waves moves after a sliding surface has developed in the underlying foundation. Yield occurred over a limited time interval of the wave cycle. The analyses took into account the inertial forces of the platform-foundation system and focused on the undrained behaviour of a 45 m clay deposit. Series of large waves simulated storm loading of the platform. The peak amplitude of the wave force varied in each analysis. The analyses investigated the effects of wave with peak amplitude equal to the computed static bearing capacity of the foundation and waves with peak amplitudes exceeding the bearing capacity by 5 and 10%. For the latter, the platform cyclic horizontal displacements increased drastically with repetition of the forcing wave. In a matter of a few waves, the displacements could become of the order of a few meters. The analyses, as carried out, considered the platform as motionless when the first large wave struck. The increase in platform displacements with increasing number of waves, indicated that the structure-foundation-water system required more than one wave cycle to start oscillating at large amplitude. The reduction in safety level did not however seem to affect the cyclic rotations.

The results for loads exceeding static bearing capacity of the foundation proved to depend to some extent on how detailed one discretized the foundation. Further numerical analyses with fine meshes are underway to check the results obtained in the present analyses.

Future analyses should concentrate on modeling of a realistic storm time history instead of a succession of large waves. Smith and Molenkamp (1977) have also stressed the need for further study of random wave loadings, especially for the longer forcing periods.

In addition, it would be worthwhile to look into the platform cyclic displacements predicted by a more realistic clay model than the bilinear function. An improved model could for example take into account anistropy of the soil engineering characteristics. A nonlinear elasto-plastic model would allow calculation of the permanent platform displacements. For material coefficients between 1.0 and 1.3, such models could also indicate the range of increased displacements one can expect when reducing the material coefficient below the Norwegian Petroleum Directorate's specifications. The model developed by Prévost (1977) for example, should yield more realistic predictions of cyclic displacements and shakedown settlements.

ACKNOWLEDGEMENT

The support of Norwegian Contractors and Royal Norwegian Council for Scientific and Industrial Research (NTNF) is gratefully acknowledged. The authors also thank Director Kaare Høeg, Mssrs. K.A. Andersen, O.Eide, H. Hansteen, O.E. Hansteen, C.Madshus, K. Schjetne and Dr. P.B. Selnes, from NGI, for their guidance and their availability for discussing the results. The comments by Dr. Ian M. Smith, from University of Manchester, England, are also very appreciated.

REFERENCES

Andersen, K. H. and P.M. Aas (1979)
Foundation performance. 35p.
Shell Brent "B" instrumentation project.
Seminar, London 1979. Preprints of papers. Society for Underwater Technology.

Andersen, K.H., J.H. Pool, S.F. Brown and W.F. Rosenbrand (1980)
Cyclic and static laboratory tests on Drammen clay.
American Society of Civil Engineers. Proceedings, Vol. 106,
No. GT 5, pp. 499 - 529.

Cundall, P. (1976)
Explicit finite-difference methods in geomechanics.
International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, 2.
Blacksburg, Virginia 1976. Papers, Vol. 1,pp. 132 - 150.

Hansteen, O.E. (1979)
Dynamic performance.
Shell Brent "B" instrumentation project.
Seminar, London 1979. Preprints of papers. Society for Underwater Technology.

Hayashi, C. (1964)
Nonlinear oscillations of physical systems.
New York, McGraw-Hill. 392p.

Lauritzsen, R. and K. Schjetne (1976)
Stability calculations for offshore gravity structures.
Offshore Technology Conference, 8. Houston 1976. Proceedings, Vol. 1, pp. 75-82.
Also publ. in: Norwegian Geotechnical Institute. Publication, 113.

Norwegian Petroleum Directorate (1977)
Forskrifter for beregning og dimensjonering av faste bærende konstruksjoner på den norske kontinentalsokkel.
– Regulations for the structural design of fixed structures on the Norwegian Continental Shelf.
Stavanger. Var. pag.
Text in Norwegian and English.

Prévost, J. -H. (1977)
Mathematical modelling of monotonic and cyclic undrained clay behaviour.
International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics,
Vol. 1, No. 2, pp. 195 - 216.

Rowe, P.W., W.H. Craig and D.C. Procter (1976)
Model studies of offshore gravity structure founded on clay.
Behaviour of offshore structures. The Norwegian Institute of Technology. Trondheim.
Vol. 1, pp. 439 - 448.

Smith, I.M. (1976)
Aspects of the analysis of gravity offshore structures.
International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, 2.
Blacksburg, Virginia 1976. Papers, Vol. 1, pp. 957 - 978.

Smith, I.H. and F. Molenkamp (1977)
Linearsed and truly nonlinear dynamic response of offshore structure-foundation systems.
[International Symposium on] Dynamical Methods in Soil and Rock Mechanics.
Karlsruhe 1977. Proceedings, Vol. 2, pp. 299 - 320.

Smith, I.M. and F. Molenkamp (1980)
Dynamic displacements of offshore structures due to low frequency sinusoidal loading.
Geotechnique, Vol. 30. No. 2, pp. 179 - 205.

Stoker, J.J. (1950)
Nonlinear vibrations in mechanical and electrical systems.
New York. 273p.