

BeFo

Bergmekanikdag 1978

Föredrag och diskussioner

Stiftelsen Bergteknisk Forskning — BeFo

**Föredrag och diskussioner vid
BERGMEKANISKT DISKUSSIONSMÖTE
I STOCKHOLM 21 FEBRUARI 1978**

**Papers presented at
Rock Mechanics meeting
in Stockholm 21 feb. 1978**

Redigerad av Tomas Franzén

**Stiftelsen Bergteknisk Forskning — BeFo
Swedish Rock Mechanics Research Foundation
STOCKHOLM 1978**

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

=====

Sid

INLEDNINGSANFÖRANDE	7
---------------------	---

Professor Ingvar Janelid, KTH, Stockholm

BeFos RAMPROGRAM	15
------------------	----

Tekn lic Sten Bjurström, Stift Bergteknisk
Forskning - BeFo, Stockholm

FÖRUNDERSÖKNINGAR - PRAKTIKFALL

UNDERJORDSFÖRLÄGGNING AV KÄRNKRAFTVERK I USA	21
--	----

Civilingenjör Staffan Lagergren, Vatten-
byggnadsbyrån - VBB, Stockholm

FÖRUNDERSÖKNINGAR FÖR TRAFIKTUNNAR I HÅRT BERG I MECCA, SAUDI ARABIEN	33
--	----

Fil lic Stig Johansson, Geotek Oy, Helsingfors

KÄRNKRAFTLOKALISERING VID PORTUGALS KUST I SEISMISKT OMRÅDE MED SEDIMENTÄRT BERG	49
---	----

Civilingenjör Hans Fagerström, VBB-SWECO,
Stockholm

MOTORVÄGSTUNNAR I UDDEVALLA - FÖRUNDERSÖK- NING OCH UPPFÖLJNING	61
--	----

Forskn ing Håkan Thorén, Statens väg- och
trafikinstitut, Linköping

BeFos PROJEKT "FÖRUNDERSÖKNINGARS VÄRDE OCH OMFATTNING" - TILLÄMPNINGSEXEMPEL	71
--	----

Professor Hans K Helfrich, BeFo, Stockholm

BETECKNINGSSYSTEM FÖR BERGUNDERSÖKNINGAR INOM BYGGNADS- OCH ANLÄGGNINGSVERKSAMHETEN	91
--	----

Forskn ing Tom Lundgren, Statens geotekniska
institut (SGI), Linköping

DISKUSSION	93
------------	----

MODELLSTUDIER

PHYSICAL MODEL STUDIES OF LARGE SPAN UNDER- GROUND OPENINGS	95
--	----

Dr Nick Barton, Norges Geotekniske Insti-
tutt, Oslo

	<u>Sid</u>
FEM-ANALYS JÄMFÖRD MED MODELLSTUDIER	119
Tekn lic Tommy Groth, Civiling P Jonasson, KTH/Bergteknik, Stockholm	
DISKUSSION	137
KOMMENTAR TILL VISNING AV FORTIFIKATIONSFÖR- VALTNINGENS FILM "OPERATION BLOCK"	138
<u>SPRUTBETONGFÖRSTÄRKNINGAR</u>	
NORSKA SPRUTBETONGKOMMITTENS FÖRSÖK MED JÄM- FÖRELSE AV OLIKA SPRUTMETODER	139
Sjefsingeniør Tor F Barbo, NOTEBY - Norsk Teknisk Byggekontroll A.S, Oslo	
INLEDANDE FÖRSÖK MED FIBERARMERAD VÄTSRUTAD BETONG	143
Ingenjör Bertil Sandell, AB BESAB, Göteborg	
SPRUTBETONGS VIDHÄFTNING MOT OLIKA BERGYTOR	159
Byrådir Torbjörn Hahn, Fortifikationsför- valtningen, Stockholm	
SPRUTBETONGENS VIDHÄFTNING MOT OLIKA BERG- UNDERLAG - FÄLTFÖRSÖK	167
Ingenjör Lennart Karlsson, Bergsäker Konsult AB, Göteborg	
DISKUSSION	177
<u>BERGETS SÖNDERBRYTNING</u>	
SAMBANDET MELLAN PROVSTORLEKEN OCH DEN ENAX- LIGA DRAGHÅLLFASTHETEN FÖR BOHUSGRANIT	183
Tekn lic Gunnar Wijk, Atlas Copco MCT AB, Nacka	
SUPERPOSITIONING OF STATIC AND DYNAMIC LOADS IN ROCK FRAGMENTATION	193
Ph dr Graham Swan, Högskolan i Luleå/Berg- mekanik, Luleå	
EROSION AV BERG MED HÖGTRYCKSVATTENSTRÅLE - TEORI OCH EXPERIMENT	209
Tekn dr Göran Rehbinder, Atlas Copco MCT AB, Nacka	

	<u>Sid</u>
SEISMIK FÖR YTUPPSPRUCKET BERG	217
Professor Ove Stephansson, Höghskolan i Luleå/ Bergmekanik, Luleå, G Lande och A Bodare, Bjerkings Ingenjörshyrå, Uppsala	
MÄTNING OCH BEGRÄNSNING AV SPRÄNGSKADOR I KVAR- STÅENDE BERG	235
Fil kand Roger Holmberg, Stift Svensk Deto- nikforskning, Stockholm	
DISKUSSION	251
AVSLUTNING	257
Tekn dr Sten G A Bergman, Stocksund	

INLEDNINGSANFÖRANDE

Professor INGVAR JANELID, KTH, Stockholm

Jag ber att för Stiftelsen Bergteknisk Forskning få hälsa alla deltagare hjärtligt välkomna till årets Bergmekanikdag.

Beträffande BeFo:s forsknings- och utvecklingsverksamhet skall jag här nämna att 1975-77 års program i stort sett har avslutats och att ett nytt avtal har slutits med STU för den kommande treårsperioden. Om en stund kommer Sten Bjurström att berätta närmare om BeFo och det nya forskningsprogrammet.

Stiftelsen Svensk Detonikforskning - SveDeFo

Verksamheten bedrivs även här enligt ett s k kollektivt avtal om gemensam forskning, finansierad av STU och industrins huvudmän. Inom det löpande treåriga ramprogrammet bearbetas projekt inom områdena

Sprängämnens verkansegenskaper
Bergmekanik - Sönderbrytning av berg
Bergsprängnings- och bergbrytningsteknik
samt miljöteknik

Inriktningen har anpassats och byggts upp kring den nya huvudmannagrupperingen som omfattar

Nitro Nobel	
Atlas Copco	
LKAB/Kimit	
Vattenfall	
Svenska Gruvföreningen	} via BeFo
Entreprenörföreningen	

Verksamheten vid högskolorna

KTH/Bergteknik kommer att upphöra under år 1979. All laboratorieutrustning har redan överförs till Luleå, undervisning och examination är helt slut i juni 1978 och där efter kan endast vissa beräkningsarbeten med FEM samt utredningar fortsätta.

Luleås institutioner inom området, främst Bergteknik och Bergmekanik är i full verksamhet och som exempel kan nämnas att ett tiotal personer arbetar med FoU vid Avdelningen för Bergmekanik där man bl a studerar:

- Bergortsdeformationer vid höga tryck och temperaturer
- Bergspänningsmätningar
- Sprickutbredning
- Numeriska beräkningsmetoder

Vid Avdelningen för Bergteknik har man bl a starkt intresserat sig för

- Mekanisk bergfragmentering
- Fjärrmanövrering av lastare
- Grovhålsbrytning
- (Dieselavgasproblemet)

Institutionen för Jord- och Bergmekanik vid KTH har etablerat en grupp om fem personer, med särskild inriktning på bergfrågor, där man i kedjan bergundersökning - analys - uppföljning går in för att studera några områden, såsom exempelvis deformationsregistrerande system vid fältundersökningar, valvbildning i sprickigt hårt berg och sannolikhetsmetoder för riskbedömningar. Man kommer också att nyttja institutionens program för analys med "Finita Element Metoden". Institutionen kommer också att inköpa och bygga upp viss bergmekanisk provningsutrustning.

IVA:s underjordskommitté

Kommitténs mandat har förlängts med tre år och verksamheten är nu organiserad så att på IVA finns endast ett mindre administrativt sekretariat, medan all handläggning av tekniskt betonade frågor överförs till BeFo. Kommitténs sammansättning är något förändrad och ledamöterna är nu:

Professor H C Fischer, (Teknikum, Uppsala), ordf
 Direktör S-G Bergdahl (Gruvföreningen)
 Dr Erik Bolinder (LO)
 Professor Bengt Broms (KTH)
 Tekn dir Sven August Hultin (Vattenfall)
 Arkitekt Birger Jansson (VBB)
 Övering Gösta Jansson (SCG)
 Direktör C O Morfeldt (Hagconsult AB)

En av kommitténs huvuduppgifter är verksamheten inom ITA (International Tunnelling Association) och man har 1977

svarat för ITA:s årsmöte, som hölls i anslutning till ROCKSTORE '77. I samband med årsmötet sammanträdde ITA:s olika arbetsgrupper. I gruppen "Subsurface Planning" deltar Sverige aktivt genom Birger Jansson, medan vi deltog med "observatörer" i de övriga grupperna. (Research, Safety, Standardization och Contracts.)

Professor Fischer, tidigare vice ordförande, valdes att efterträda Mr. Muir Wood, som dragit sig tillbaka ett år innan hans ordförandemandat gått ut.

Nästa årsmöte äger rum i Tokyo i juni i år i samband med "Tunnel Symposium '78".

International Society for Rock Mechanics

Sekretariatet vid IVA och BeFo svarade för arrangemangen i samband med att organisationen höll årsmöte och samlade kommissioner i Stockholm, även detta i anslutning till Rockstore '77.

ISRM:s svenska representanter i kommissionerna är:

för Classification	Carl-Olof Morfeldt, Hans Helfrich
Research	Sten G A Bergman
Publication and translation	Sten Bjurström
Teaching Rock Mechanics	Ingvar Janelid
Lab. and field tests	Norbert Krauland

Nästa årsmöte hålles i Brasilien i september i år, med tonvikt på grundläggning av dammar.

Nästa kongress i Schweiz 1979.

Nuvarande ordföranden i den svenska kommittén, Ingvar Janelid, har meddelat, att han önskar frånträda ordförandeskapet samt att man samtidigt kommer att se över den svenska organisationen. Vid ett sammanträde på morgonen den 21 februari 1978 med den svenska nationalgruppen inkl. de personer som är speciellt intresserade i bergmekanik, utsågs följande styrelse:

Ordförande

Tekn dr Sten Bjurström

Vice ordförande

Professor Ove Stephansson

BeFo har åtagit sig att fungera som sekretariat i Sverige medan de internationella kontakterna fortfarande går genom IVA, se även sid 11, "Utdrag ur protokoll".

Byggnadsgeologiska Sällskapet - BGS

har under året arrangerat ett antal föredragsaftnar och diskussioner bl a kring lagring av radioaktivt avfall. För våren planeras ett besök i Tuve i samarbete med Sveriges Geotekniska Förening (SGF) samt en serie temakvällar kring svenska konsulters verksamhet i utlandet.

BGS är nationalorgan för IAEG, som planerar sin tredje internationella kongress till Madrid i september detta år.

Rockstore '77

arrangerades som bekant i september i Stockholm och måste på det hela taget betraktas som en stor framgång, vilket avspeglats inte minst i kommentarer utomlands. Det positiva mottagandet har lett till att organisationskommittén

nu diskuterar ett eventuellt nytt Rockstore, som med hänsyn till andra internationella konferenser skulle förläggas till 1980. Formerna skulle bli något annorlunda, ämnet vidgas något.

Fortsatta diskussioner kommer att föras under våren.

Projektet Kärnbränslesäkerhet - KBS

har medfört att stora satsningar gjorts på några centrala problem inom bergmekaniken, som framför allt studerats vid försöksstationen i Stripa gruva. I svensk regi har här utförts studier kring grundvattenflöden i sprickfattig granitberggrund, spänningar och deformationer i bergmassan vid uppvärmning samt vissa injekteringsförsök.

I samband med de svenska studierna har ett samarbete med forskare i USA inletts och dessa driver nu mycket omfattande försöksverksamhet i Stripa.

KBS-projektet har presenterats till vissa delar under den gångna hösten medan en andra del kommer att offentliggöras under 1978.

Eftersom flera undersökningar här ännu inte är helt slutförda har vi vid årets Bergmekanikdag helt avstått från att ta upp dessa till diskussion. De kommer att presenteras i andra sammanhang och vissa av dem sannolikt även vid nästa års Bergmekanikdag.

KBS-projektets första huvudrapport "Kärnbränslecykelns slutsteg: Förglasat avfall från upparbetning" utgavs i höstas i fem delar och finns tillgänglig hos KBS.

Utdrag ur protokoll från ISRM-
nationalkomm. möte 78-02-21.

Organisation av ISRM:s svenska nationalkommitté -

Svenska bergmekanikgruppen.

International Society for Rock Mechanics - ISRM är en organisation som baserar sig på personligt medlemskap kanaliserat via nationalkommittéer.

Verksamheten avser att främja bergmekaniken i vid mening och organisationen arbetar främst genom att ordna internationella konferenser, stödja nationella symposier samt inom ramen för kommissionsarbete bearbeta en rad bergmekaniska frågor av gemensamt internationellt intresse.

Den svenska nationalgruppen har idag 150 betalande medlemmar och ca 30 svenska företag är s k supporting members. Medlemskapet berättigar till bl a förmånligare deltagaravgifter i konferenser och möten. Varje medlem erhåller dessutom årligen 4 nummer av ISRM-news och utgivna kommissionsrapporter. Medlemsavgiften 1977 var 30:-.

I Sverige har ISRM-verksamheter och en rad andra nationella bergmekaniska frågor hittills handlagts av IVA med BeFos stöd under ordförandeskap av professor Ingvar Janelid. Vid allmänt nationalgruppsmöte 1978-02-21 beslöt man att fastare organisera verksamheten. Bergmekanikfrågorna skall fortsättningsvis handläggas av en styrelse och ett sekretariat sammansatt enligt följande:

Ordförande: Forskningsdir, tekn lic Sten Bjurström
vice " : Professor Ove Stephansson
tid. " : Professor Ingvar Janelid

Sekretariat: Stiftelsen Bergteknisk Forskning - BeFo,
Box 5501, 114 85 Stockholm

Int adress: IVA, Box 5073, S-10242 Stockholm, Sweden

Huvudsekr: Civilingenjör Tomas Franzén, BeFo

Sekr-IVA: Ingenjör Stig Elg, IVA.

BeFos RAMPROGRAM 1978-80

BeFo, research programme 1978-80

Tekn lic Sten Bjurström, Stiftelsen Bergteknisk Forskning - BeFo, Stockholm

BeFo har efter grundliga samråd med huvudmännen inom gruv- och anläggningsindustrin som forskande instanser inom ämnesområdet bergteknik utarbetat ett forskningsprogram för åren 1978-80, tabell I.

Då programmet har en bred inriktning har det bedömts vara av allmänt intresse att på bergmekanikdagen kort presentera programmet och de bedömningar och värderingar, som legat till grund för arbetet. Betr. detaljer för enskilda projekt hänvisas till BeFos verksamhetsberättelse 76/77 och den särskilda programhandling, som finns tillgänglig vid BeFo.

Tabell I BeFos forskningsprogram 1978-80

<u>Forskningsområde</u>	<u>Ant proj</u>	<u>Kostn (tkr)</u>
o Bergteknisk projektering		
- Förundersökningar	4	1.190
- Analys och dimensionering....	4	1.345
- Uppföljning o övervakning ...	1	130
		2.665
o Bergets sönderdelning	4	785
o Bergets förstärkning och tätning	3	1.020
o Hantering och transport av berg	2	265
o Arbetsmiljö	4	640
o Bergbrytningssystem och underjordsanläggningar	4	700
o Övrig bergteknisk verksamhet ..	3	1.200
	<u>Σ 29</u>	<u>7.275</u>

Planerna har utarbetats av en programgrupp inom BeFos sekretariat under styrelse och programstyrelse. I programgruppen har ingått professor Gunnar Almgren, tekn dr Sten G A Bergman samt Tomas Franzén och Sten Bjurström, som också lett arbetet.

Av de 30 projekten i tabell I ingår 21 i det s k "avtalet om kollektiv forskning", som träffats med STU och BFR. Övriga projekt administreras och finansieras utanför ramprogrammet.

Kostnaderna för det totala forskningsprogrammet har beräknats till ca 7,5 mkr, varav 6 mkr faller på det s k kollektivavtalet. I detta bidrager industrin med 50 %, dvs 3 mkr och STU med 40 % och BFR med 10 %, tillhoppa 3 mkr.

För BeFos huvudmän, liksom för industrin i övrigt, är den framtida utvecklingen f n svårbedömd, vilket komplicerat programarbetet. Bl a har man att beakta:

- o Gruvor
Svikande marknader och pressade priser
- o Entreprenörer och konsulter
Exportutfall av konsult- och entreprenadtjänster
- o Energi- och värmeproducenter
Inriktning, omfattning och former för framtida energiproduktion.

I det allmänna forskningsprogrammet (1) har inom varje forskningsområde gjorts en framtidsbedömning i form av ett antal utvecklingsbedömningar. Dessa har sedan vägts samman med de många projektförslag som förts fram inom BeFos projekt och från huvudmän m fl.

Idag anser vi oss sålunda ha ett förhållandevis förutsättningslöst strukturerat program som dels tillgodoser näringslivets behov, dels ger stort nyttovärde, dels bedöms lovande samtidigt som lämplig forskargrupp finns att tillgå. Det har också varit naturligt att följa upp goda resultat i det gamla ramprogrammet med vissa nya projekt.

Forskningsprogrammets tekniska innehåll

Om vi går tillbaka till programsammanställningen kan vi konstatera att den största satsningen görs på bergsteknisk projektering, förundersökningar och analysmetoder. Vi menar att insatser här har stor marginalnytta och utgör grund för övriga forskningsområden.

Vår förhållandevis blygsamma satsning på bergets sönderdelning, bergsprängning är en följd av att näringsliv och staten gör stora satsningar inom detta område vid SveDeFo - Stiftelsen Svensk Detonikforskning.

Satsningarna inom området hantering och transport av berg står troligen ej i god relation till nytta och behov - vi tror dock att stora, viktiga projekt t ex system för eldrift under jord bäst organiseras utanför ett ramprogram.

Satsningarna på förstärkningar är rejäla och traditionella, men väl motiverade enligt vår bedömning.

Arbetsmiljön vill vi gärna se naturligt inbyggd i de mera tekniskt orienterade projekten, men självfallet måste även här ske specifika satsningar, yttre och inre miljö är ju stora problemområden.

BeFos projekt tar sikte på luften under jord - föroreningar av spränggaser och styrd underjordsventilation samt bättre tekniktillämpning.

Satsningar på ny teknik i bergbrytningen syftar till att utveckla system för effektivare och mer kontrollerad bergbrytning med större hänsynstagande än idag till inverkan av bergets egenskaper.

Satsningar har också planerats för att praktiskt följa upp resultaten av bl a Näslidenprojektet inom igensättningsbrytningen, främst betr förstärkningar. Dessutom har förutsatts vissa systemstudier för tillämpning av ny gruvbrytningsteknik på små men rika fyndigheter.

I programmet planeras också avsevärda FoU-satsningar på lagring och transport av hetvatten i oinklädda bergutrymmen - en uppföljning av tidigare forskning. Syftet är att tillvarata såväl spillvärme som solenergi. Vi tror att berget kan erbjuda ekonomiska och lämpliga utrymmen härför. Huvuddelen av verksamheten torde dock ske utanför BeFos ramprogram, där vi endast medtagit berednings- och samordningsaktiviteter.

Slutord

Den bergtekniska forskningen i Sverige har till för något 10-tal år sedan varit tämligen empiriskt inriktad och knuten till praktisk problemlösning.

Utvecklingen under senare år med allt mer kapitalintensiv bergbrytning, ökade ekonomiska risker (bl a pga osäkerheter i planeringsunderlaget) i kombination med minskade marginaler och ökade kostnader för miljö och säkerhet innebär krav på mer systematisk och vetenskapligt inriktat FoU-arbete. Därtill kommer de behov som är förenade med senare tiders bruk av berggrunden för nya ändamål.

Mot bakgrunden härav har branscherna idag stora uppdämda FoU-behov inom områdena ingenjörsgéologi, bergmekanik, bergbrytningsteknik, arbetsmiljö m fl.

Det krävs kraftfulla utvecklingsinsatser och ett gott forskningsstöd för att kunna bidra till en rationell gruvhantering och ett samhällsnyttigt konkurrenskraftigt byggande.

Vad är då en kraftfull satsning?

Åke Kallin (3) redovisade igår på bergsprängningsdagen brytningsvolymen för branschen 1978-80. Årliga medeltalet hade beräknats till 35 milj m³. Man kan uppskatta direkta förädlingsvärdet till drygt någon miljard.

I relation härtill är BeFos ramprogram 2‰, STU:s totala medel på bergteknik 2,5 ‰, gemensam forskning utanför företagen ca 1 %.

Eftersom bergteknisk forskning är komplicerad och "jungfrulig" tror jag inte satsningarna idag snabbt leder till de nya, friska lösningar och idéer som dagens samhälle ropar efter.

Vi kommer nog tyvärr att ha stora resursbrister i den bergtekniska forskningen både på pengar och folk inom överskådlig tid och forskningsansvariga kommer att ägna mer tid åt att "ragga" pengar än att forska.

Det är därför viktigt att vi väljer våra projekt noga, genomför dem effektivt och arbetar med största möjliga samverkan för att få ut bästa möjliga resultat.

Referenser

1. BeFos ramprogram 1978-80, allmän del
2. BeFos ramprogram 1978-80, projektplaner
3. Å Kallin. Bergteknisk statistik. Bergsprängningskomm. protokoll 1978.

Forskningsprogram 1978—80

Research program 1978-80

Ingenjörgeologiska och bergmekaniska förundersökningar	18	Förundersökningars värde och omfattning
	42	Riktlinjer för förundersökningar
Geological and rock mechanical preinvestigations	43	Värdering av bergtryck vid praktiska stabilitetsanalyser
	45	Metoder att bestämma bergdata för numeriska beräkningar.Handledning.
Analys- och dimensioneringsmetoder	39	Näslidenprojektet
Design and calculation	44	Valvbildning i sprickigt, hårt berg. Experimentell undersökning av bergfogars låsningsmekanismer.
	46	Hängväggsstabilitet
	47	Utveckling av statistiskt grundade analysmetoder för värdering av risk i olika bergtekniska sammanhang
Uppföljning och övervakning	48	Användning och utvärdering av deformationsregistrerande system vid bergmekaniska fältundersökningar
Follow-up and control		
Bergets sönderdelning	49	Laddning och tändning av långa storhålar under jord
Disintegration	50	Storhålsbrytning under jord — fältuppföljning
	51	Kontrollerat styckefall. Inverkan av bergets struktur och in-spänning på sönderbrytningsförlopp vid sprängning, förstudier.
	52	Precisionsborrning. Inverkan av bergstruktur.
Bergets förstärkning och tätning	53	Bergbultsystems funktionssätt
Rock support and reinforcement	54	Sprutbetongs förstärkningsverkan i dåligt berg
	55	Sprutbetongs vidhäftning. Riktlinjer för kontroll.
Hantering och transport av berg	56	Framtida transportsystem under jord — översiktsstudie
Handling and transport of rock	57	Eldrift under jord — samordningsaktiviteter
Arbetsmiljö	58	Underjordsventilation. Förstudier, berednings- och samordningsaktiviteter.
Safety and environmental problems	59	Utveckling av metoder för karakterisering av sprängsalvor med avseende på arbetsmiljön
	67	Handbok i underjordsventilation
	68	Kartläggning av luftkvaliteten i gruvor och berganläggningar i relation till ventilationsinsatsen
Bergbrytningssystem och underjordsanläggningar	40	Vattenburen värmetransport i bergtunnlar. Förstudie betr teknisk, ekonomi och FoU-behov.
Rock excavation systems and subsurface installations	61	Lagring och transport av värme i berg. Berednings- och samordningsaktiviteter.
	62	Igensättningsbrytning — stabiliserande åtgärder.
	63	Brytning av små rika malmer, främst med mekaniska fräs-metoder
Övrig verksamhet	64	Allmän bergteknisk verksamhet. Information och utredningar.
Pilot projects, information and general administration	65	Förstudier
	66	BeFos centrala verksamhet

UNDERJORDSFÖRLÄGGNING AV KÄRNKRAFTVERK I USA

Rock siting of nuclear power plants in USA

Civilingenjör Staffan Lagergren, Vattenbyggnadsbyrån (VBB), Stockholm

Underjordsförläggning av kärnkraftverk har dykt upp i diskussionen om kärnkrafttekniken med jämna mellanrum alltsedan Edward Teller mycket tidigt uttalade sig för en sådan förläggning. Ett antal av de första små kärnkraftverk som byggdes placerades också i berg-
rum. Exempel på sådana är den norska Halden-anläggningen, SENA belägen på gränsen mellan Frankrike och Belgien och Ågesta i Sverige. Ågesta är nu nedlagd.

Genom åren har det också utförts ett antal utredningar om underjordsförläggning av stora, kommersiella kärnkraftanläggningar. För svenskt vidkommande har krigsskydd av anläggningen varit en viktig förutsättning. Åren 1974-1975 genomförde Centrala Driftledningen (CDL) en utredning om ett svenskt underjordsförlagt kärnkraftverk. Anläggningen var uppdelad på ett antal berg-
rum där reaktorbergrummet skulle behöva ha den anse-
nliga spännvidden av 48 m. Se bild 1.

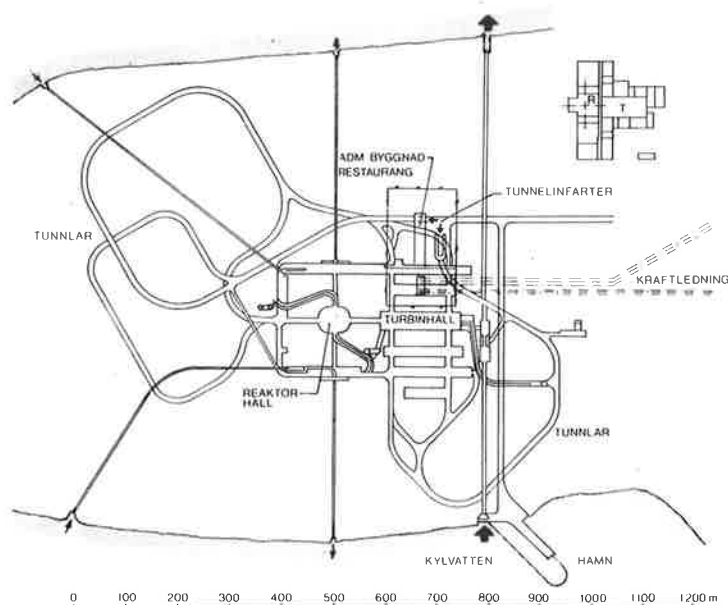


Bild 1 Teoretisk situationsplan över bergförlagt kärnkraftverk (CDL)
Theoretical plot plan of a rock sited nuclear power plant (CDL)

I USA har Kalifornien i flera decennier lett utvecklingen i många avseenden. Idag har Kalifornien över 20 miljoner invånare, varav 90 % bor i städerna. Var tionde amerikan är bosatt i Kalifornien som är den ekonomiskt sett rikaste staten i USA.

Även när det gäller oppositionen mot kärnkraft har Kalifornien gått i bräschen i USA. Vad som i början var opposition från en liten grupp människor utvecklades så småningom till en folkomröstning i Kalifornien som hölls i juni 1976 om det så kallade Nuclear Safeguards Initiative proposition nr 15. Ett tiotal andra stater i nationen liksom de federala myndigheterna avvaktade med stort intresse resultatet. Folkomröstningen slutade med en framgång för förespråkarna för kärnkraft. Emellertid tvingades myndigheterna genom folkomröstningen att igångsätta omfattande studier av kärnkraftens säkerhetsfrågor och i synnerhet avfallsfrågan. Före en fortsatt utbyggnad av kärnkraft skulle kaliforniska statens energikommission, CERCDC, uppfylla följande villkor:

- Den skulle ha konstaterat att Förenta Staternas ansvariga myndighet har utpekat och godkänt en existerande teknologi för anläggning och drift av upparbetningsanläggningar för använt kärnbränsle (bill 2820).
- Den skulle ha genomfört en utredning angående underjordsförläggning (bill 2821).
- Den skulle ha konstaterat att Förenta Staternas ansvariga myndighet har godkänt en teknologi för förvaring av högaktivt avfall och att en "demonstrerad" sådan teknologi existerar (bill 2822).

Några av villkoren känns igen från den svenska situationen.

På VBB observerade vi att en utredning om underjordsförläggning skulle genomföras och vi tyckte att svensk teknik och svenskt undermarkskunnande skulle komma väl till pass. Vi gjorde därför ett antal uppvaktningsbesök hos kaliforniska statens energikommission. Vi gjorde uppvaktningsbesöken dels tillsammans med två amerikanska konsultföretag med vilka vi samarbetar under namnet Underground Design Consultants, UDC. Det ena har namnet Parsons, Brinckerhoff, Quade & Douglas, PQ&D med säte i New York och med ca 700 anställda. Det andra är ett mindre konsultföretag med namnet Foundation Sciences Inc., FSI med säte i Portland, Oregon och med ett tiotal anställda.

Kommissionen annonserade sedan sent på hösten 1976 efter konsulthjälp för att genomföra utredningen. Kraven som ställdes på konsulten var bl a att han inte fick ha haft något samröre med kärnkraftindustrin eller kraftföretagen och inte heller fick ha arbetat med miljöverksamhet och än mindre med miljögrupper. Detta uppdrag som s k systemkonsult gick till Aerospace Corporation i Los Angeles.

Under våren 1978 gick kommissionen ut med en förfrågan om konsultmedverkan i det tekniska utredningsarbetet. Medverkan i utredningsarbetet offererades från flertalet av de större amerikanska konsultföretagen.

När ett år hade gått efter folkomröstningen, dvs i juni 1977 sattes det egentliga arbetet med utredningen igång. Arbetet fördelades huvudsakligen på fyra olika kontrakt där UDC, i vilket alltså VBB ingår, fick utreda bergrumsförläggning av kärnkraftverk. Företaget Sargent & Lundby fick utreda en gropförläggning. ARACOR och Jet Propulsion Laboratories fick till uppgift att göra haverianalyser samt ekonomiska analyser. Utredningens deltagare visas på bild 2.

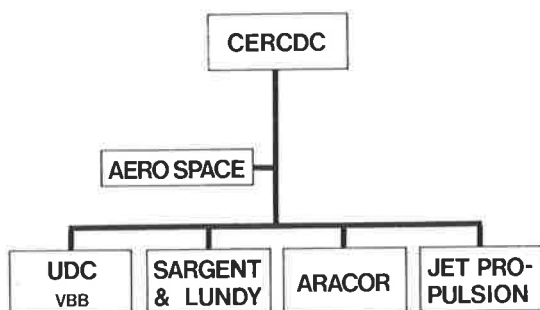


Bild 2 Utredningens deltagare
Main contractors of underground study

Utredningsarbetet skulle genomföras på sex månader och avslutas vid årsskiftet 77/78.

Utredningen skulle utgå från reaktorutrustning av inhemsk tillverkning. Westinghouse standardanläggning på 1300 MW^e valdes som representativ för tryckvattenreaktorerna, PWR, och General Electric's 1300 MW^e standardanläggning valdes som representativ för kokärreaktorerna, BWR.

Bergförutsättningarna visade sig vara betydligt gynnsammare än vad vi befarat. En översiktlig inventering gjordes av områden där de bergtekniska förutsättningarna var goda. Kraven var bergarter med hög hållfasthet och låg sprickfrekvens och samtidigt ingen eller låg seismisk aktivitet. Det visade sig att stora delar av Sierra Nevada uppfyllde de kraven. Sierra Nevada, se bild 3 är en bergskedja med 60-70 mils längd och 10-15 mils bredd som löper i NV-SO riktning från Mojave-öknen i söder till Caskaderna i norr. Den högsta punkten i USA, Mount Whitney, med toppen på 4600 m ö h, ligger inom Sierra Nevada. Bergskedjans sluttning mot väster är mjuk och långsluttande medan den östra sluttningen är brant och otillgänglig. Inom den västra delen av kedjan finns åtskilliga områden med gynnsamma geologiska förutsättningar för bergrumsförläggning. Kartan på bild 3 visar också placeringen av aktuella ovanjordsförlagda kärnkraftverk.



Bild 3 Staten Kalifornien
State of California

Från undersökningar utförda i annat sammanhang hade borrhärlor tagits upp och karterats. Dessa resultat fick nu utgöra delar av underlaget för den bergtek-niska delen av utredningen. För den bästa av kär-norna hade följande egenskaper noterats från de djup som är intressanta för den studerade anläggningen:

Tryckhållfasthet 1600 kp/cm^2

Genomsnittligt sprickavstånd 75 cm

RQD 100%

(RQD = Rock Quality Designation, är ett grovt mått på bergmassans sprickfrekvens)

Även de övriga kärnorna var av mycket bra kvalitet. Förhoppningen var att de något olika kvaliteterna på kärnorna skulle ge utslag i bedömningen av kostnad för utsprängning och förstärkning av bergrummen. När det gäller de seismiska förutsättningarna användes accelerationen $0,5 \text{ g}$ som ett värde för en s k safe shutdown, dvs en trygg avställning av reaktorn. Värdet får anses som mycket högt, speciellt för svenska förhållanden där värdet $0,15 - 0,2 \text{ g}$ nämnts i samband med eventuella nya kärnkraftanläggningar.

En viktig faktor i samband med bergrumsarbete är förekomsten av grundvatten. Här specificerades två fall, dels ett s k torrt, dels ett vått alternativ. Alternativen tolkades av oss som en placering av bergrummen över eller under grundvattenytan.

Från utförda rekognoseringar hade beställaren också angivit att en representativ, hypotetisk förlägg-ningsplats var en sluttning i ca 40% lutning. Här

skall kanske också påpekas att möjligheten att få ett krigsskydd av anläggningen inte på något sätt värderades. De väsentligaste motiven för bergrumsförläggningen var i stället att öka lokaliseringsmöjligheterna för kärnkraftverk i staten, samt att söka minska konsekvenserna, jämfört med en ovanjordsförläggning, av en mycket osannolik men stor reaktorolycka. Detta skulle ske genom en form av kontrollerat utsläpp i en stenfilterkonstruktion mynnande i en skorsten och/eller genom ett tryckavlastningsbergrum med fördröjt utsläpp till markytan.

Bild 4 visar UDC-utredningens BWR-anläggning i plan.

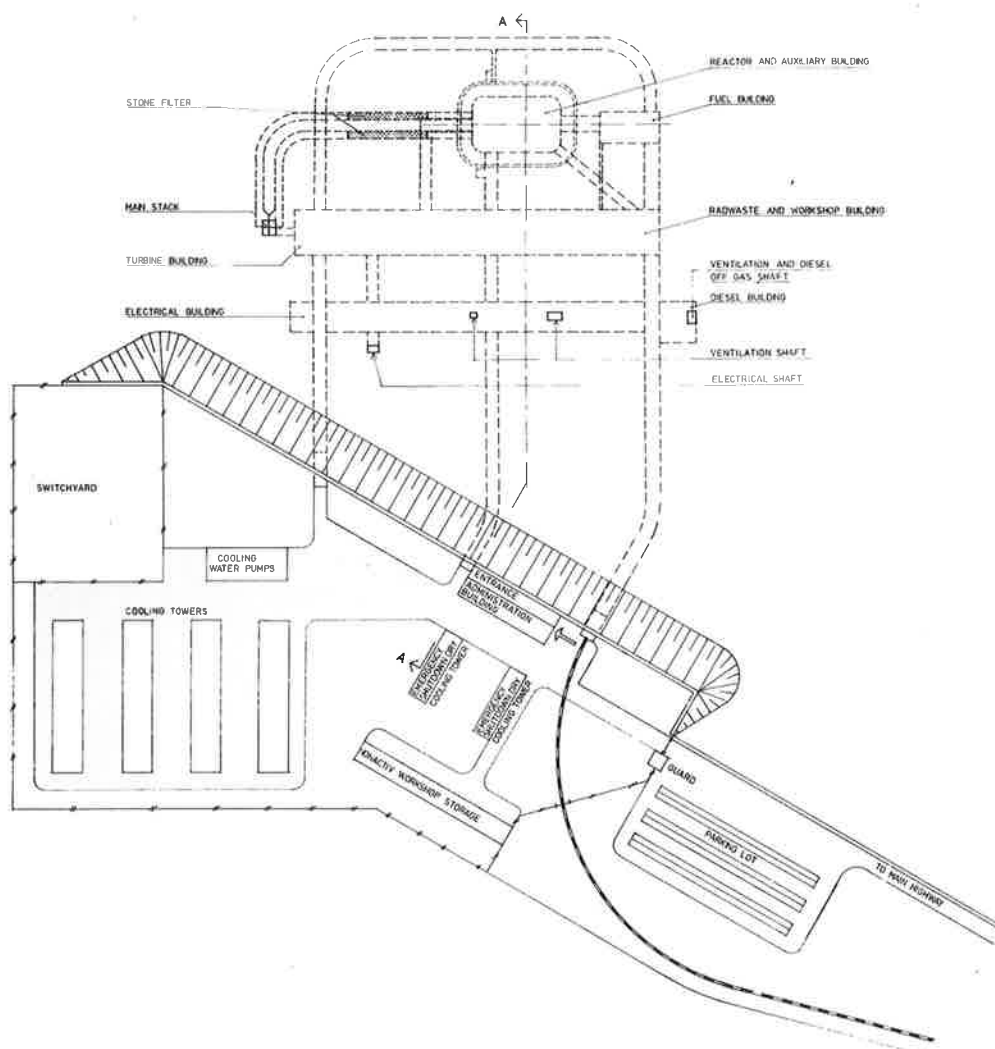


Bild 4 Plan över anläggningen (BWR)
Plot plan of underground plant (BWR)

Ute på markytan finns huvudsakligen ställverk, kyltorn, verkstäder, parkeringsplatser och liknande anordningar. Delarna belägna i bergrum nås via tre stycken tillfartstunnlar. Från reaktorbergrummet går två stycken parallella stenfiltertunnlar som leder fram till en skorsten. Dessa tunnlar är fyllda med krossad sten och kondenserar ånga och filtrerar gaser som släpps ut vid reaktorolyckor. Även normal ventilation leds genom stenfiltren.

Tillgängliga recipienter i de antagna områdena var alltför små för att kunna ge tillfredsställande vattenmängd för kondensorkylningen varför denna förutsattes ske med s k torra kyltorn.

Bild 5 visar ett tvärsnitt av anläggningen. Anläggningens tillfartstunnlar har kunnat dras horisontellt. Det största bergrummet som ligger längst ifrån dagöppningen innehåller reaktorutrustningen och runt bergrummet är det antytt ett antal dränagegallerier både ovanför och nedanför bergrummet. Ett antal borrhål sammanbinder dränagetunnlarna till ett slags fågelbur. På bergssluttningen finns ventilationsskorstenen och strax nedanför denna den första kraftledningsstolpen ovan schaktet ifrån transformatorerna.

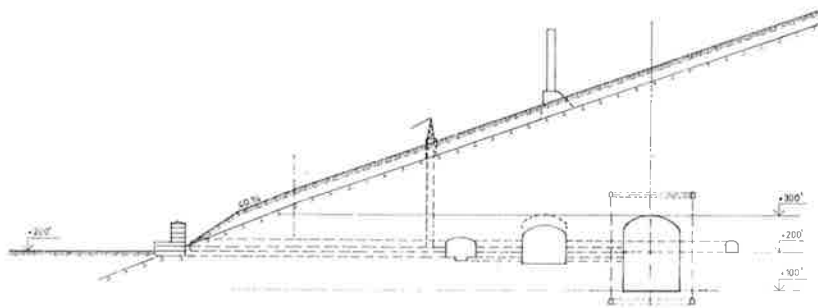


Bild 5 Tvärsnitt av anläggningen (BWR)
Cross section of BWR-plant

Bild 6 visar i något större skala anläggningens fördelning på olika bergrum, bilden visar uppifrån räknat reaktorbergrum och bränslebyggnad, där nedanför bergrum för turbinanläggning och avfallsanläggning och i det tredje bergrummet elektrisk utrustning, kontrollrum, dieselutrustning etc. Den här uppdelningen av kärnkraftanläggningen på flera bergrum är karaktäristisk för en underjordsanläggning jämfört med en kompakt ovanjordsanläggning. Uppdelningen i skilda bergrum innebär längre kablar, längre rörledningar, längre kommunikationsvägar och svarar på det sättet för en hel del av merkostnaden för en underjordsanläggning jämfört med en ytförlagd anläggning.

Bild 8 visar en längdsektion av reaktorinstalleringen och bränsleanläggningen. Bergrummen sammanbinds genom en tunnel som innehåller diverse rör och kommunikationskulvertar. Den väsentliga delen av förvaringen av nytt och använt bränsle ligger i bränsleanläggningen. Bränslet transporteras mellan de två bergrummen i en horisontell tub. För att kunna er-hålla ett begränsat och kontrollerat utsläpp även vid en stor olycka är det nödvändigt att öppningarna till reaktorbergrummet förses med tätningsanordningar och slussar som klarar de tryck och temperaturer som be-räkningsmässigt kan förekomma.

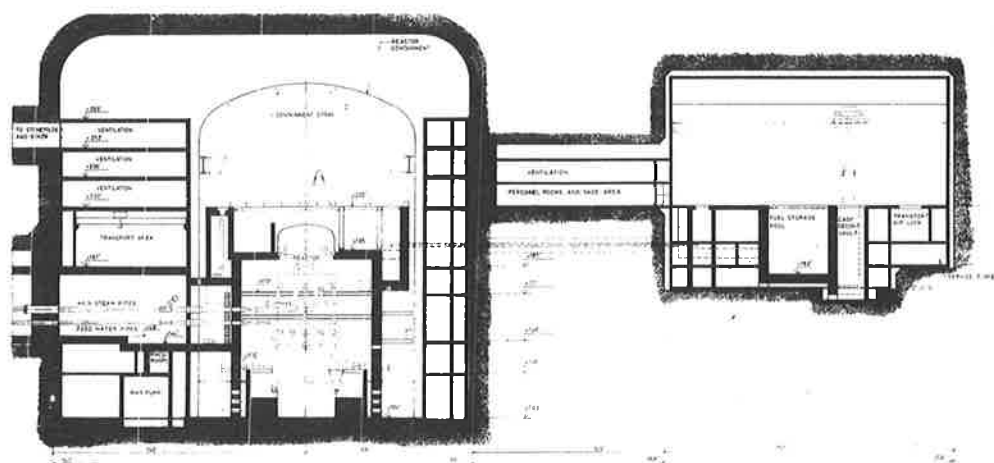


Bild 8 Längdsektion av reaktorbergrummet
och bränslebergrummet BWR
Length section of BWR reactor cavern
and fuel storage cavern

Som framgår av bild 9 står reaktorbergrummet i förbindelse med ett stenfilter beläget i en tunnel. Den här filterkonstruktionen bedömdes från svensk sida i utredningen som avsevärt bättre än det relativt okontrollerade utsläpp som skulle bli följden av en tryckavlastning till ett separat bergrum ifrån vilket ett spontant utsläpp skulle ske till markytan genom i berget normalt förekommande sprickor.

Till grund för en allmän bedömning av spänningsförhållandena i berget runt bergrummen gjordes en mycket enkel beräkning enligt Finita elementmetoden och med elastiska förutsättningar. Denna spänningsberäkning och erfarenhet från tidigare utförda bergrumsanläggningar låg sedan till grund för förslaget till förstärkningar av bergrummen.

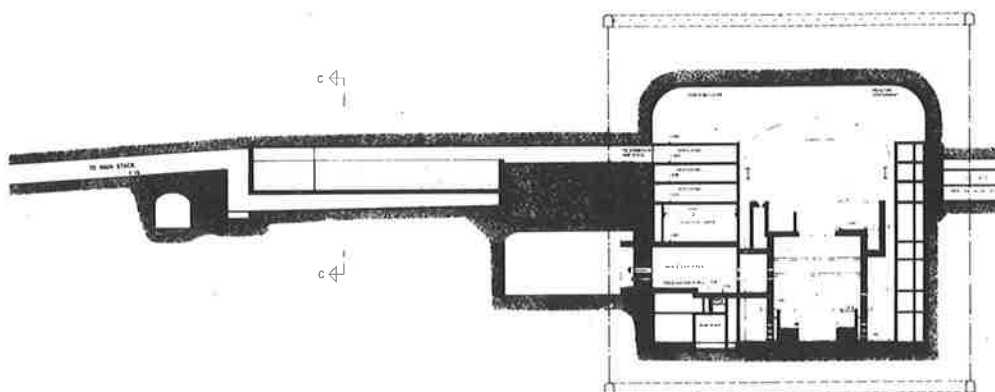


Bild 9 Längdsektion av reaktorbergrummet
och stenfilterbergrummet
Length section of reactor cavern
and stone filter cavern

Bild 10 visar bergförstärkningen i princip som har legat till grund för kostnadsberäkningen av anläggningen. Hjässan och anfangen i reaktorbergrummet förstärks med förspända bultar med längden 15-18 m och placerade med ett centrumavstånd av ca 4 m. Väggarna föreslås bli förstärkta med 6 m bultar placerade med ett avstånd av ca 2-2,5 m. Stålarean i bultarna förutsättes motsvara $\varnothing$ 32 mm. Utöver denna förstärkning föreslås en tättnings- och förstärkningsinjektering i bergpartiet närmast de utsprängda rummen samt, som tidigare nämnts, en betongbeklädnad i vissa av bergrummen.

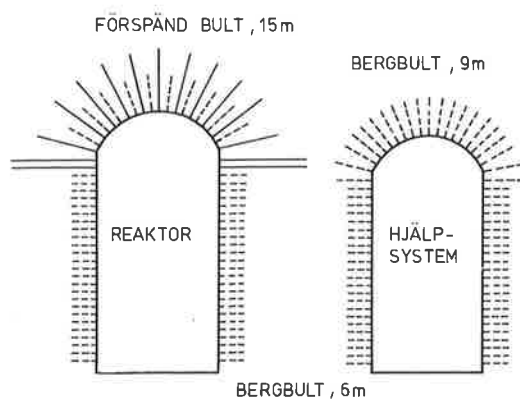


Bild 10 Bergförstärkning
Rock bolting

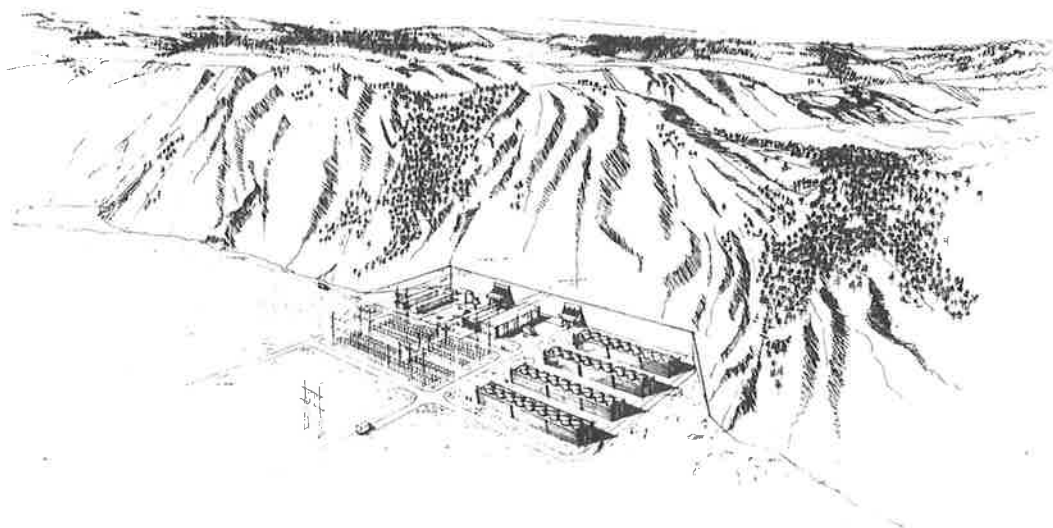


Bild 11 Perspektiv av ovanjordsdelen
Perspective view of above ground
facilities

Bild 11 visar hur arkitekterna föreställer sig ovanjordsdelen av anläggningen. I förgrunden står de torra kyltornen och tunnelöppningarna in i berget skymtar i nedre kanten av bergssluttningen. En närbild av en av tunnelöppningarna skulle enligt arkitekten kunna se sig enligt bild 12. Den underliga konstruktionen vid tunnelmynningen innehåller förutom portarna också ventilationsöppningar.

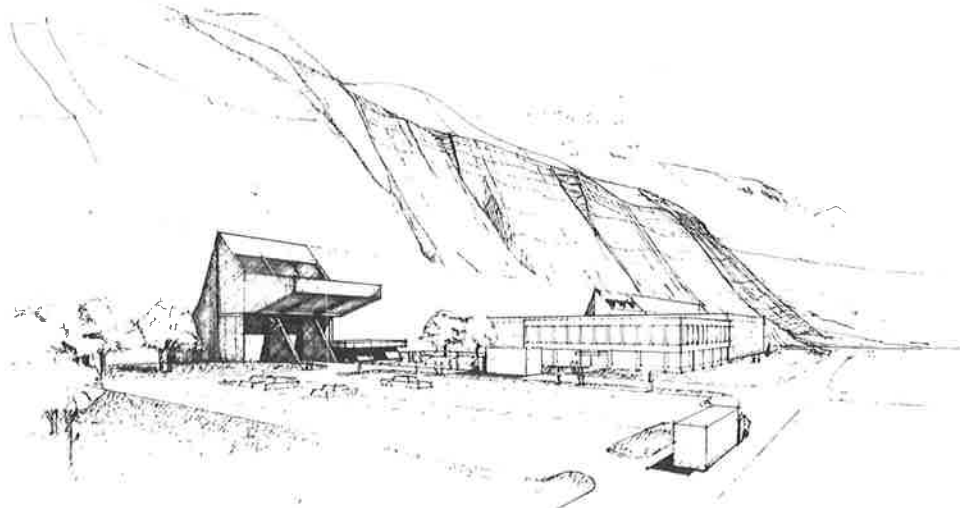


Bild 12 Perspektiv av tunnelöppningarna
Perspective view of tunnel entry

Anläggningen omfattar en total bergsprängningsvolym av ca 800 000 m³ i fast mått. Bedömningen av kostnad och tid för utförandet av bergarbetet är baserad på amerikanska entreprenörers erfarenhet och innehåller en del överraskande siffror för svenskt vidkommande. Den totala tiden för utsprängningen bedöms uppgå till 34 månader inkluderande 5 månaders etablering på arbetsplatsen. Maximala uttaget av berg bedöms vara ca 50 000 m³ per månad vilken skulle uppnås efter ungefär 14 månader. Utsprängningen skall ske i kontinuerligt 3-skift, fem dagar i veckan. Uttagssättet för berget i de enskilda bergrummen, skiljer sig inte från svensk erfarenhet. Man spränger först ut en takort som upprymmes till hel sektion varefter merparten av bergmassorna tas ut i ett antal pallar med en höjd av 15-20 m vardera. Bild 13 visar schematiskt berguttaget. Kostnaderna för utsprängningen av hela volymen av 800 000 m³ beräknas inklusive förstärkningar vara i storleksordningen 375 milj kr uttryckt i amerikansk kostnadsnivå och i slutet av 1977.

Nu kommer den här utredningen att lämnas över till den politiska delen av energikommisionen i Kalifornien och under 1978 kommer en politisk bearbetning att ske av rapporten med avsikt att till kommande årsskifte, alltså 1 januari 1979, lägga fram eventuella nya, ökade krav på kraftföretagen vad gäller lokalisering av nya kärnkraftanläggningar.

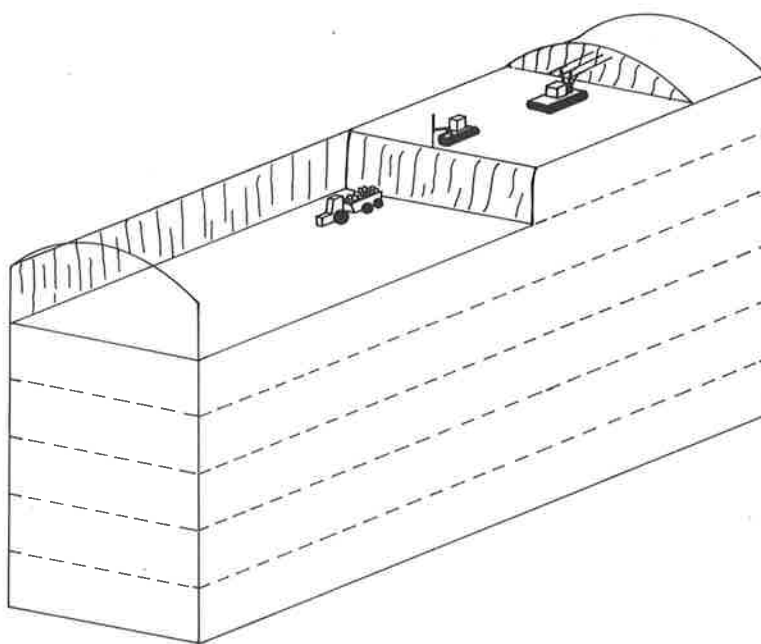


Bild 13 Berguttag för de större bergrummen
Excavation of the larger caverns

Summary

The general ballot in California in June 1976 dealt with Nuclear Safeguards Initiative, Proposition no. 15. The result of the ballot forced the authorities to start comprehensive studies on general safety aspects on nuclear power. Furthermore it was demanded that the California Energy Resources Conservation and Development Commission, CERCDC, should carry out a study on subsurface siting of nuclear power plants. VBB participated in this study through Underground Design Consultants, UDC, a company formed by VBB and two US consulting companies. Asea Atom was a subconsultant to VBB in the study.

The most important motives for undergrounding in California were to increase siting possibilities and to reduce consequences of a core melt-down accident. War protection was not considered a motive for undergrounding.

The study was based on current US nuclear steam supply systems from BWR and PWR vendors.

Rock models used in the study were based on core samples from Sierra Nevada. The quality of the samples turned out to be very good. A hillside slope of 40 % was the topographic assumption made for the study.

The layout resulting from the study located switchyard, workshops and the mechanical draft cooling towers on the surface. The main parts of the plant such as reactor, fuel pools, turbine, radwaste, electrical etc. were located in rock caverns. For the BWR part of the plant, which is the subject of this paper, the demand for a wide span is considerable - 45 m for the reactor cavern.

The reactor cavern has a filtered connection with the atmosphere. This stone filter gives a filtered release of fission products in case of a core melt-down accident.

Rock stabilization measures such as high-tensile cables and rock bolts were introduced and included in a cost estimate. The total excavated volume of the plant is calculated to some 800 000 cubic metres. An excavation period of 34 months was estimated. The total cost of excavation and stabilization was calculated to some 375 million Skr.

FÖRUNDERÖKNINGAR FÖR TRAFIKTUNNAR I HÅRT BERG I MECCA, SAUDI ARABIEN

Preinvestigations for planning of
traffic tunnels in hard rock in
Mecca, Saudi Arabia

Fil.lic. Stig Johansson
Geotek Oy, Helsingfors

Allmänt

Den regelbundet återkommande Hadj-tiden, dvs den islamitiska religionens stora högtid samlar årligen närmare två miljoner pilgrimer som vallfärdar till det heliga Mecca i Saudi Arabien.

Mecca är muselmanernas heliga område dit, ingen annan med annan religion äger tillträde. Enligt koranen borde varje rätt-trogen muslim minst en gång under sin levnad vallfärda till Mecca.

Pilgrimerna skapar under några veckors tid oerhörda problem vad beträffar framkomst per bil eller till fots.

Mecca-områdets topografi är nämligen mycket varierande med vidsträckta flacka wadi-områden omgivna av branta ställvis över 200 meter höga bergsryggar, vilka omintetgör en direkt kommunikation mellan de heliga platserna, Kaba, Jamarat, Muna-Azizia och Arafat, se figur 1.

För att råda bot på denna olägenhet har regeringen i gångsatt ett omfattande utvecklingsprojekt benämnt Muna Development Project.

Projektet omfattar bl.a. byggandet av tre ringvägar, inkluderande förbindelsevägar jämte ett tiotal bergtunnlar och sk. fly overs (viadukter) samt nya in- kvarteringområden, hotell och helikopterflygfält.

Budjeten för denna omorganisering samt för utbyggnad av kommunikationerna belöper sig till ca 80 miljoner svenska kronor över en tidsperiod av 5 år.

Den 6 juni 1976 undertecknades ett kontrakt mellan Ministeriet för Allmänna arbeten och kommunikationer av prins Muteib bin Abdul Aziz och Geotek Oy om undersökning och förplanering av sammanlagt 9 trafiktunnlar. I ett senare skede tillkom 2 nya trafiktunnlar, se figur 2.

Av tunnlarna är 5 avsedda enbart för fordonstrafik 3 enbart för fotgängare och tunnel Nr 2 som består av 4 tunnlar för både biltrafik och fotgängare.

Som huvudkonsult för uppdraget fungerade ett libanesiskt-engelskt bolag Dar Al-Handasah Consultants.

Arbetena övervakades från regeringens sida av en specialorganisation Muna technical office, under ledning av sheikh Abdul Aziz Ghondurah.

Ett särdrag i arbetet var att fältarbetena måste göras uteslutande med muslimsk personal, vilket bl.a medförde att den finska personalen stationerades i Jeddah ca 80 km från Mecca. Från Jeddah leddes alla fältarbeten, bl.a. användes i stor utsträckning portabla video-TV kameror samt uppförstorade ortofotografier av stereofotografier. Borrningsarbetena gjordes av turkiska borrar och för det byggnadgeologiska kartläggningssarbetet ansvarade geologer från Saudi Arabien och Turkiet.

Läsningen och utvärderingen av borrhämnarna gjordes i Jeddah av finska geologer.

På grund av områdets branta topografiska förhållanden kunde flertalet borrhämningsplatser nås endast med tillhjälp av helikoptertransport av utrustningarna.

Enligt kontraktet skulle beställaren ansvara för helikoptertransporterna, vilket också skedde till en början, men på grund av starka sidovindar längs med bergssluttningarna visade det sig att helikoptern var för liten, varför två borrhämningsutrustningar måste lämnas kvar på bergssluttningarna för en tid av ca 4 mån, innan en stor SIGORSKY S-58 helikopter tog vid. Att få tag på en stor helikopter var ju ej svårt, men att hitta en i cargo-sling teknik skolad muslimsk helikopterbesättning var ej en lätt uppgift.

Fördröjningen medförde också att den ursprungliga kontraktstiden på 6 mån förlängdes med 4 månader.

Områdets geologi

Västra delen av Saudi Arabien omfattar bergskedjor där berggrunden till stora delar, bl.a. innefattande Mecca-området, är av prekambrisk ålder. I de mellersta och östra delarna av landet förekommer främst mesozoiska och tertiära formationer.

Projektområdet hör till den Arabiska sköldens centrala del, vilken bl.a. tektoniskt sett är stabil, och faran för jordbävningar ytterst minimal.

Berget inom Mecca-området består av hårda kristallina eller metamorfa bergarter såsom kvartsdiorit, felsit (leuko-

granodiorit) och migmatit bestående främst av glimmer-gnejs och amfibolit med ringa inslag av diorit och granit. Som yngre gångbergarter förekommer dolerit, basalt, norit och andesit. Inneslutningar av gabbro påträffas även.

Kontakterna mellan de olika bergarterna är i de flesta fall skarpa, om också breccierade zoner påträffas.

De tektoniska svaghetszonerna består av krosszoner av olika typ och omfattning samt ett anmärkningsvärt högt inslag av sk. harnesksprickor (slickensides) främst i de metamorfa bergområdena.

Förvittringsfenomenen är främst av kemisk natur men också delvis av mekanisk natur figur 3. Förvittringen har främst angripit berget i de nämnda svaghetszonerna. Förvittringszonernas tjocklek varierar i hög grad, från några decimeter längs bergryggarna upp till tiotals meter i bottnen på wadi-områdena.

Jordtäcket inom de egentliga tunnelområdena är oftast mycket tunt och består av in situ förvittrat berg. Inom vissa områden förekom sandfyllda fickor på bergsslutningarna där jordtäcket uppgick till 15 meters tjocklek.

Grundvatten påträffades inte i ett enda borrhål, de största håldjupen uppgick till ca 120 meter.

Undersökningsförloppet

Man kan säga, att fältarbetena de facto påbörjades i Finland, eftersom tolkningen av stereoflygbilderna gjordes på huvudkontoret. Resultaten kompletterades sedan genom detaljkartläggning i fält. För varje tunnelområde kartlades en 125 meter bred korridor på vardera sidan av den föreslagna tunnelns centrumläge. Kartläggningen gjordes i skala 1:1000 och omfattade ca 300 hektar. Ett exempel på den byggnadsgeologiska kartan ses i figur 4.

Fältkartläggningen gjordes i enlighet med finsk byggnadsgeologisk praxis, naturligtvis med beaktande av de lokala särförhållandena. Bergartsbestämningarna gjordes delvis med tillhjälp av tunnslip.

Vid de tilltänkta tunnelpåslagen gjordes detaljerade sprickkarteringar längs med på marken markerade linjer, ett exempel är redovisat i figur 5. Resultaten användes bl.a. vid bestämning av fördelaktiga bultningsriktningar i de öppna skärningarna, se figur 6.

Resultaten från spricklinjekarteringen på markytan kombinerades med resultaten av sprickmätningarna på orienterade kärnprov och de så erhållna slutresultatet gav en relativt god bild över rådande sprick-

förhållanden på tunnelområdena. Resultaten tjänade dessutom som grund för klassificering av berget ur stabilitets- och förstärkningssynpunkt, se figur 7.

Tunnelpåslagsområdena fotograferades i detalj.

Kärnbörningar

Huvudvikten i undersökningarna låg på kärnbörningarna. Sammanlagt borrades 41 hål, med en total längd av närmare 3000 löpmeter. Håldjupen varierade mellan 50 och 150 m med ett medeldjup av ca 75 m.

Kärndimensionerna var ur nordiska förhållande sett ovanliga dvs $\varnothing$ 72 mm och $\varnothing$ 62 mm vilket medförde synnerligen höga krav på kärnrören ($\varnothing$ 86 och $\varnothing$ 76) och framför allt på kärnfångarringarna, med beaktande av att bergets draghållfasthet bestämd enligt den Brasilianska metoden uppgick till närmare 13 MN/m².

Vid borrningsarbetet användes i huvuddrag följande maskiner och utrustning

- 3 st Atlas Copco D 750 kärnbörningsmaskiner varav en totalförstördes i samband med en helikoptertransport
- 2 st Joy 22 SHD kärnbörningsmaskiner
- 8 st Spolvattenpumpar modell Royal Bean Triplex
- 1 st HIAB-försedd 10-hjulig lastbil
- 1 st Tankbil med 6 m³ tank
- 10 st andra fordon

För arbetets utförande åtgick bl.a ca 30 st $\varnothing$ 86 eller $\varnothing$ 76 mm kärnrör samt ca 200 st diamantkronor av olika dimension och typ.

Utrustningarna transporterades för det mesta med helikopter av typ SIGORSKY S-58. En del av borrningsplatserna kunde nås genom att draga maskinerna längs med marken.

Kärnlådorna transporterades ned från borrningsplatserna dels med helikopter dels på åsnerygg.

I borrhålen utfördes vatteninpressningsförsök i 3 meters intervall och dessutom togs orienterade kärnprov på en sträcka av minst 25 meter i varje borrhål. En del hål filmades med borrhåls TV-kamera. Efter avslutad borrning cementsades borrhålen.

En uppfattning om den flerstädes goda bergkvaliteten fås av figur 8, som visar ett 3 meter långt sprickfritt kvartsdiorit kärnprov. Detta kärnprov befinner sig nu på geologiska institutionen i Riyadh.

Kärnproven "lästes" i Jeddah och vid uppgörandet av borrhålsprofilerna användes den finska byggnadsgeologiska borrhålsprofilen som förebild. Utöver

bestämdes även RQD-talet samt RMQ-värdet, det senare enligt den av Barton, Lien och Lunde angivna metoden.

Laboratorieförsök

I kontraktet ingick även utförandet av omfattande laboratorieförsök innefattande bl.a. följande bestämningar:

Volymvikt, porositet, specifik vikt, uniaxial tryckhållfasthet, draghållfasthet (enligt den brasilianska metoden), triaxialförsök samt bestämning av elasticitetsmodul, Poisson's tal och seismisk gånghastighet. Dessutom gjordes skjuvningsförsök på olika typer av sprickytor.

Sammanlagt omfattade försöken ca 500 olika bestämningar, en del av dessa gjordes i Jeddah men största delen av Statens Tekniska Forskningscentral, Geotekniska laboratoriet i Finland.

Ett sammandrag av några laboratorieförsöksresultat är presenterade i figur 9.

Rapporteringsarbetet

Rapporteringen tillgick sålunda att i Jeddah uppgjordes den byggnadsgeologiska beskrivningen av varje tunnellinge samt borrhingsprofilerna som sedan sändes till Finland där det egentliga planeringsarbetet utfördes. Detta omfattade bl.a. noggranna teoretiska studier inklusive finita element beräkningar och stabilitetsberäkningar, uppgörande av drivningsplaner och förstärkningsrekommendationer inkluderande detaljerade sprängningsplaner. Varje tunnel rapporterades skilt för sig och rapporterna inlämnades i 20 exemplar för varje tunnel, vilket betydde ett sammanlagt ca ett halvt ton papper producerades i Finland.

Men det är en annan historia.

Föredragshållaren framför sitt varma tack till Geotek Oy:s verkställande direktör fil.mag. Juha Kalla för vänligt tillmötesgående samt för goda råd vid uppgörandet av detta föredrag.

ABSTRACT

Extensive site investigations have proceeded the coming tunneling works which will give a better access to the Holy sites of Mecca to the large numbers of Muslim pilgrims travelling to these locations in Saudi Arabia during the annual Hady time.

In June 1976 the Finnish Consulting company Geotek Oy signed a contract with the Saudi Arabian Ministry of Public Works and Housing for site investigation work prior to the driving of ten vehicular and pedestrian tunnels in the mountains surrounding the wadi areas around Mecca, Muna and Azizia.

In addition to core drillings the study also covered topographic survey, interpretation of aerial stereo photographs, detailed engineering geological field mapping, and laboratory tests on obtained core samples.

Planning and design work was carried out in the company's headoffice in Finland.

The main consultant for the work was a libanese-english consulting company Dar Al-Handasah Consultants.

Drilling operations were carried out by Turkish drilling personnel supervised by Geotek Oy's Finnish staff by portable Video TV-cameras.

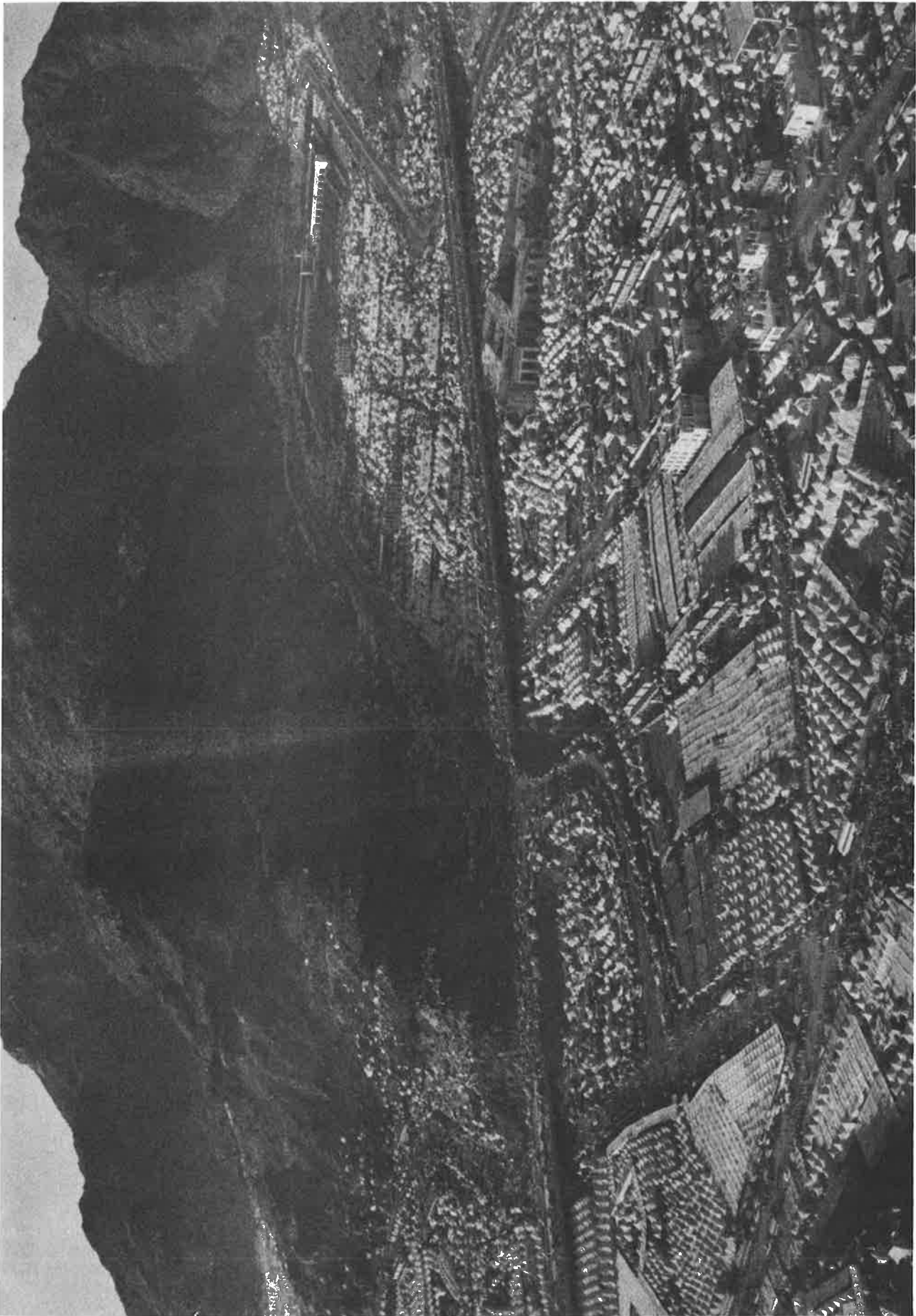
Some 40 holes were drilled representing about 3000 metres of drilling. Hole inclination varied from 40° to 90° and the deepest hole was approx. 140 meters. Coring was effected with $\varnothing$ 86 mm and $\varnothing$ 76 mm double tube core barrels and impregnated diamond core bits.

The rocks encountered in the Mecca area consist of hard crystalline rocks like quartz-diorite and felsite and also metamorphic rocks like gneis and amphibolite. Also met with are narrow dykes of andesite basalt and norite.

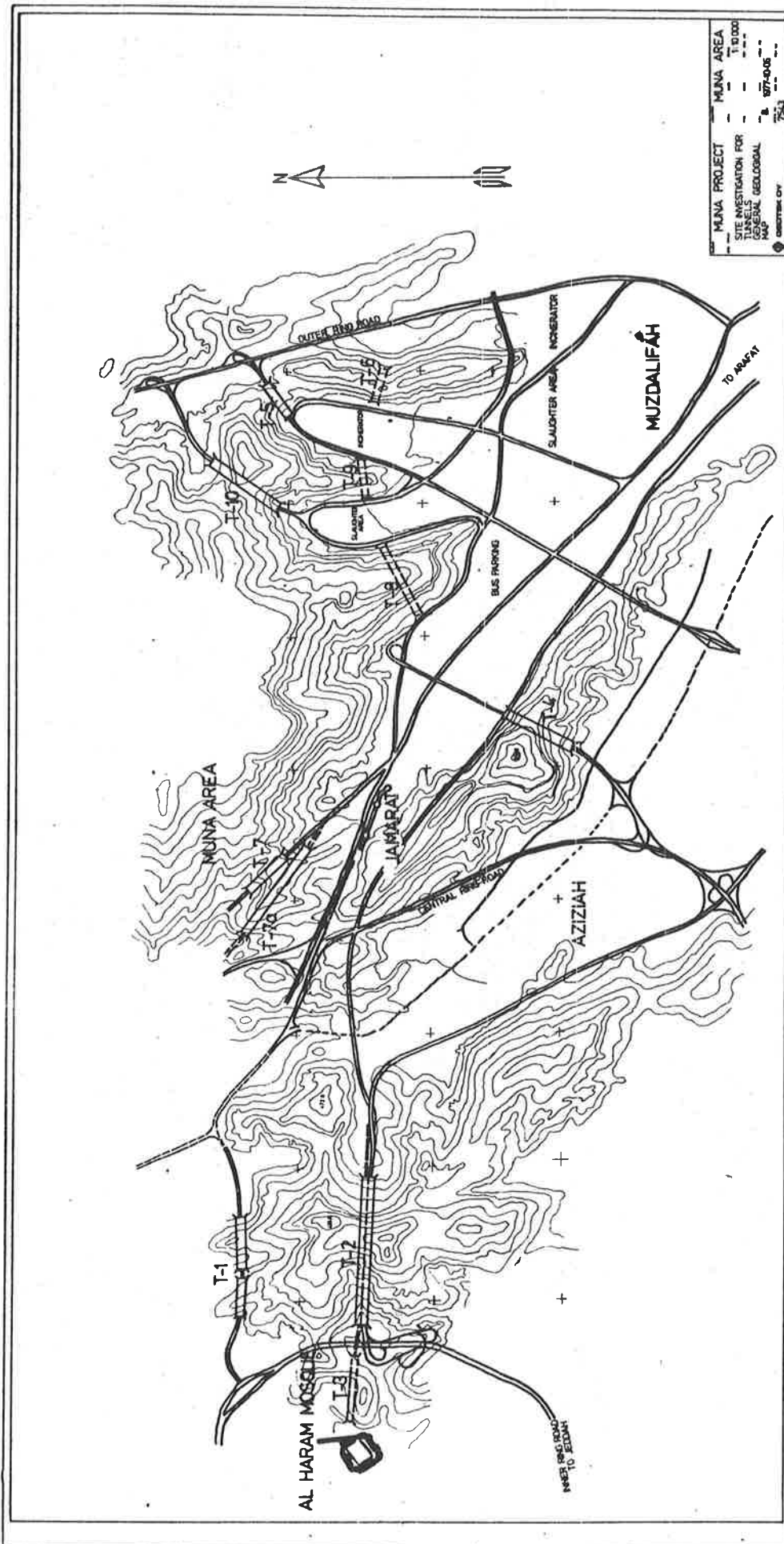
Weathering extend at some locations to depths exceeding 10 metres.

Transport of drilling equipment was carried out mainly using helicopters.

The investigation works were completed in August 1977 and the final reports have been submitted to the Muna Technical Office, which was supervising the works on behalf of the Ministry.



Figur 1. Vy över Azizia-området under Hadj högtiden år 1976.
Figur 1. View from the Azizia area during 1976 Hadj time.

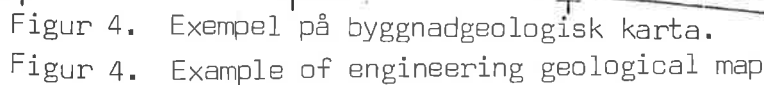


Figur 2. Lokaliseringsplan för tunnlar.
 Figur 2. General location plan for tunnels.



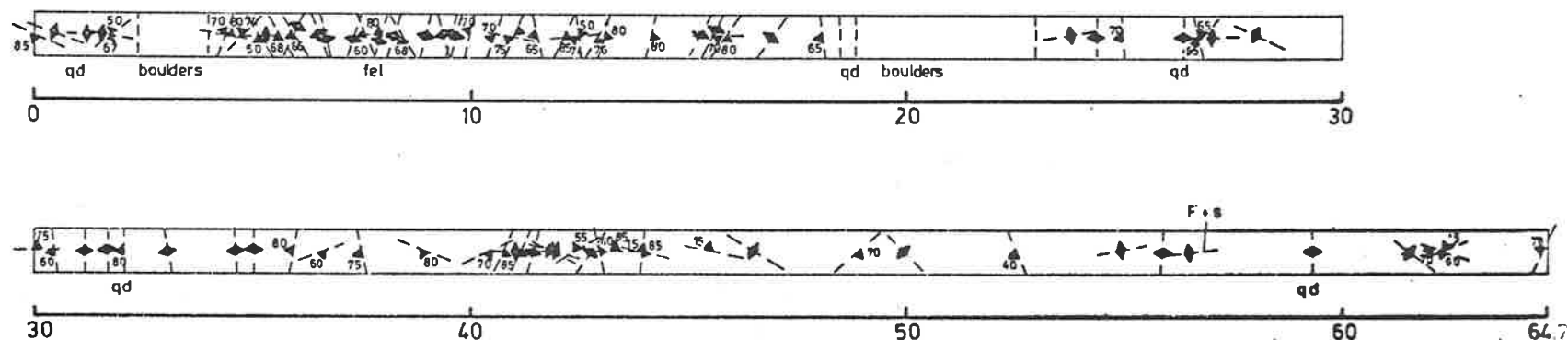
Figur 3. Exempel på sfärisk förvittring av kvartsdiorit.

Figur 3. Example of spheroidal weathering of quartz diorite.

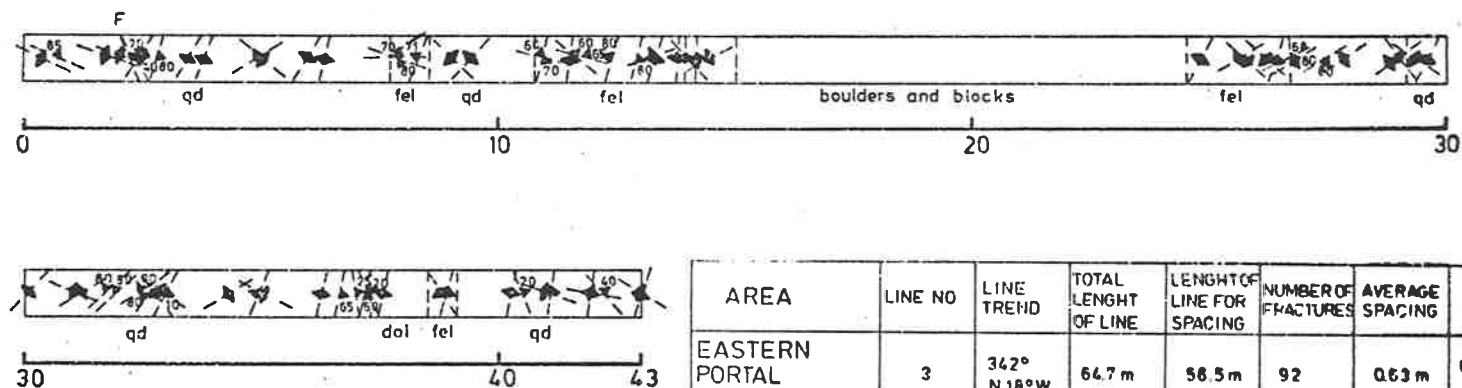


Figur 5. Exempel på spricklinjekarteringsresultat.
Figur 5. Example of joint line survey result.

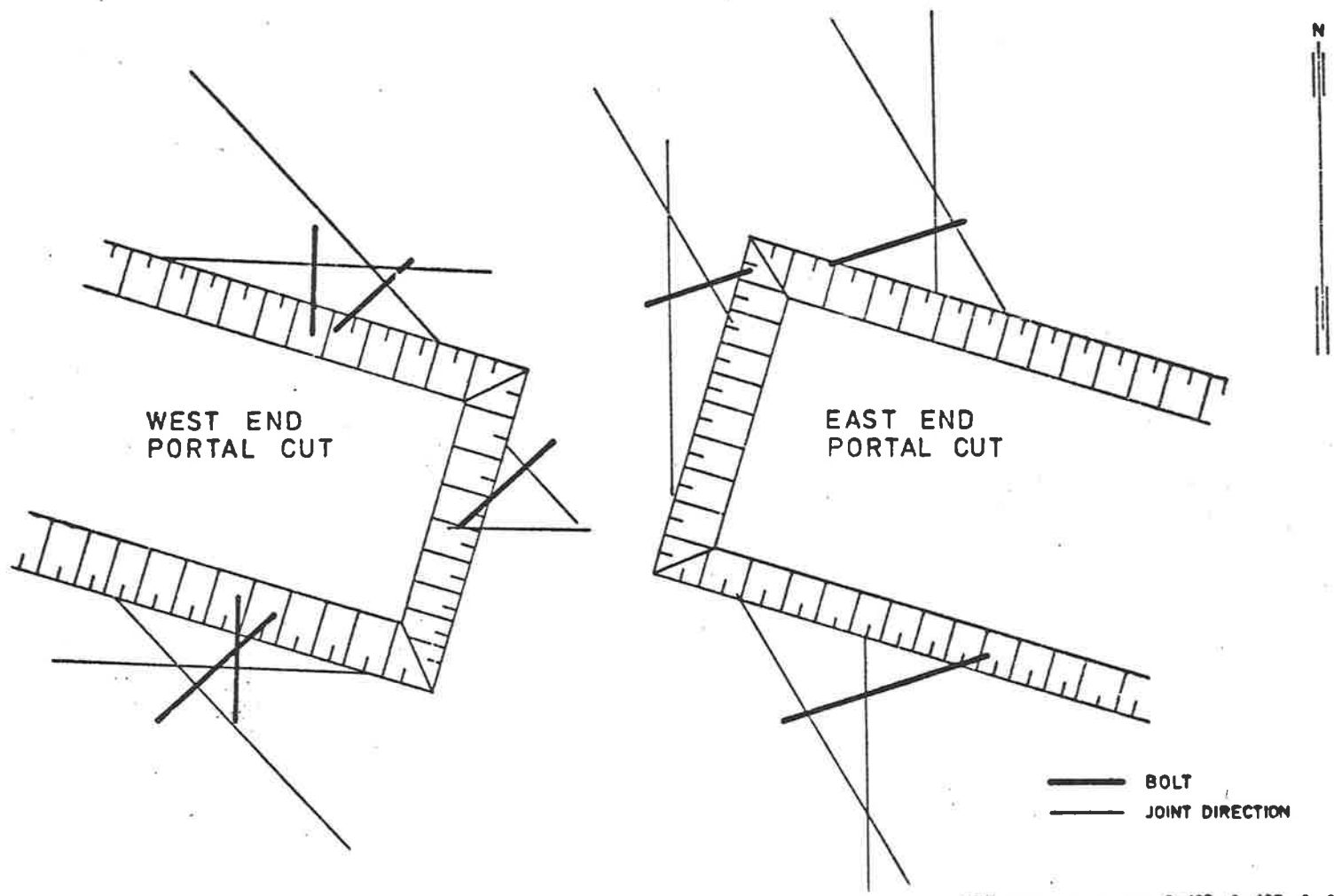
LINE 3 SCALE 1:100 EASTERN PORTAL AREA



LINE 4 SCALE 1:100 EASTERN PORTAL AREA



AREA	LINE NO	LINE TREND	TOTAL LENGHT OF LINE	LENGHT OF LINE FOR SPACING	NUMBER OF FRACTURES	AVERAGE SPACING	REMARKS
EASTERN PORTAL AREA	3	342° N 18° W	64.7 m	56.5 m	92	0.63 m	QUARTZ DIORITE FELSITE
EASTERN PORTAL AREA	4	312° N 48° W	43.0 m	33.4 m	87	0.38 m	QUARTZ DIORITE FELSITE DOLERITE



REF. DRG.s NO 6-104, 6-105, 6-107, 6-108

جيوتيك اوى وعلى مرار رضا ٢٢٤٦٤ : ١٧٦٦٣-٣ GEOTEK DY & ALI M REDA P.O. Box 1788 JEDDAH Tel. 33484	دار الهندسة التصميم والاستشارات شركة هندسية بمقرها DAR AL-HANDASAH CONSULTANTS SHAIR & PARTNERS JEDDAH	المملكة العربية السعودية وزارة الأشغال العامة والإسكان KINGDOM OF SAUDI ARABIA MINISTRY OF PUBLIC WORKS & HOUSING
MUNA DEVELOPMENT PROJECT Site Investigation for Tunnels Drg Title FAVOURABLE BOLTING DIRECTIONS , SCHEMATIC		Scale Date 1977-02-22 Drg No 6-109

Figur 6. Exempel på bestämning av fördelaktiga bultningsriktningar.
Figur 6. Example of determination of favourable bolting directions.

ORIENTED CORES
DEPTH 34.65-51.90m



\$



\$

IV	297° (N 63° W)	58° SW	(5%)
Y	18° (N 18° E)	85° NW	(6%)

ORIENTED CONES
DEPTH 60.20-69.00 m

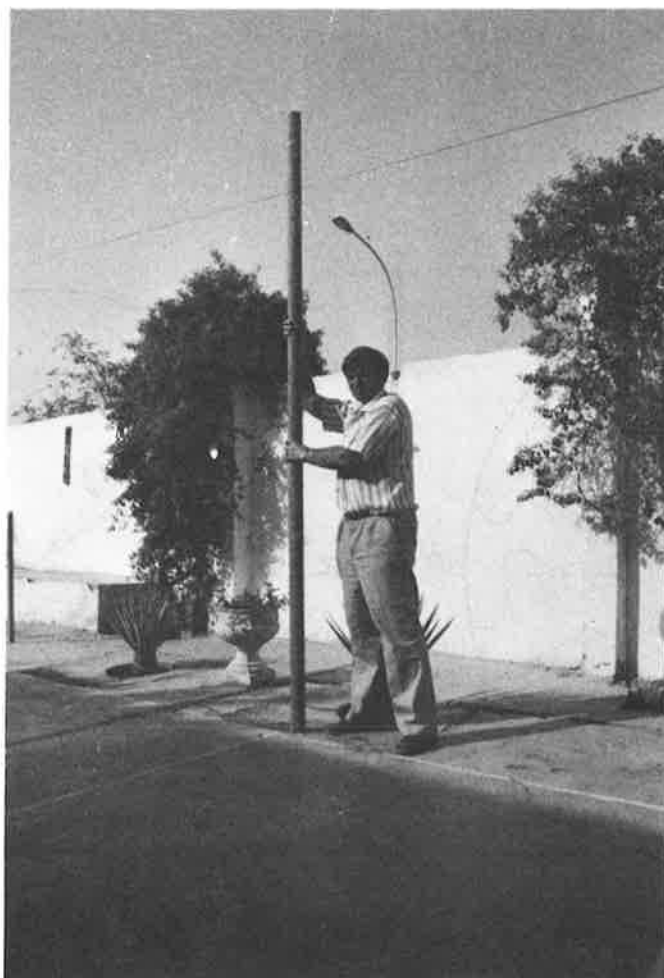


\$



5

IY 36° (N 36°E), 46°NW (4%)
Y 166° (S 14°E), 20°SW (4%)



Figur 8. En tre (3) meter sprickfri kvartsdiorit borrhärna.

Figur 8. A three (3) metres long homogenous quartzdiorite core sample.

MUNA DEVELOPMENT PROJECT, KINGDOM OF SAUDI ARABIA
SITE INVESTIGATIONS FOR TUNNELS

LABORATORY TEST RESULTS
=====

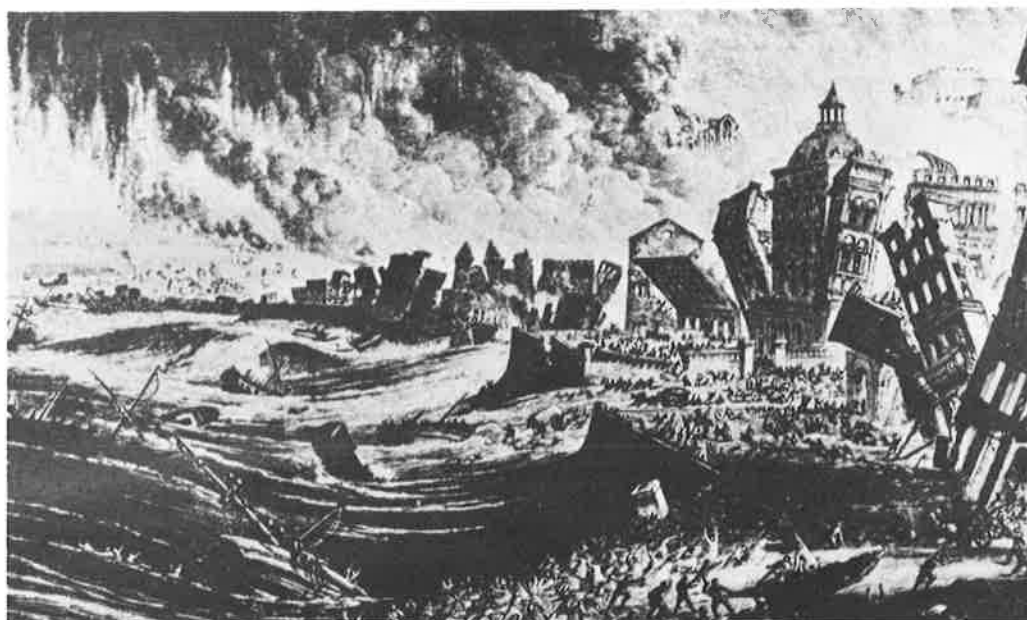
DENSITY [KN/m ³]	UNIAXIAL COMPRESSIVE STRENGTH [MN/m ²]	INDIRECT TENSILE STRENGTH [MN/m ²]	SEISMIC VELOCITY [m/s]	ROCK TYPE
28.15	112.22	12.51	5440	QUARTZ-DIORITE
26.87	145.29	13.33	5340	FELSITE
26.75	108.18	13.77	5075	MIGMATITE
30.30	-	17.30	-	ANDESITE

Figur 9. Tabell över laboratorieförsöksresultat.
Figur 9. Table on laboratory test results.

KÄRNKRAFTLOKALISERING VID PORTUGALS KUST I SEISMISKT OMRÅDE MED SEDIMEN- TÄRT BERG

Location of a Nuclear Power Plant in
a Seismic Area with Sedimentary Rocks
along the Portugal Coast

Civilingenjör Hans Fagerström,
VBB - SWECO, Stockholm



Lissabon hemsöktes 1755 av en mycket svår jordbävning
följd av en 12 m hög flodvåg.

Lissabon was in 1755 destroyed by a very strong earth-
quake followed by a 12 m high tsunami.

1. Lissabons jordbävning 1755

Lissabons historia går tillbaka till antiken.
Staden är vackert belägen på kullarna vid floden Tejos
mynningsvik i Atlanten, omgiven av både urgamla och
moderna fiskeorter längs kusten.

År 1755 -- för drygt 200 år sedan -- hemsöktes denna
plats av en av de kraftigaste jordbävningarna under
historisk tid. Skälvet, som troligen hade en magnitud
av inte mindre än 8,75 på Richterskalan, följdes av en
12 m hög flodvåg, en tsunami, vilken på mer utsatta
platser vid kusten växte till 30 m höjd. När vattnet

drog sig tillbaka lämnade det efter sig en förhärjad stad med blottställda människor och många tiotusental döda.

Källan till den här katastrofen är att söka i Azores-Gibraltarförkastningen, rörelsezonerna mellan afrikanska och euroasiatiska kontinentalblocken.

2. Kärnkraftlokalisering

I en strävan till minskat oljeberoende och mot luftföroreningar har Portugals myndigheter undersökt möjligheten att bygga kärnkraftverk vid Atlantkusten. VBB-SWECO har därvid varit engagerade i en lokaliseringsstudie, avseende i första hand två alternativa områden norr om Lissabon.

Kustformationerna i regionen visar upp en dramatisk geologi med lagrade bergarter av kalkstens-, sand-, stens- och lerstenstyp, bild 1.



Portugals kust visar bitvis en dramatisk geologi med lagrade bergarter av kalksten, sandsten och lersten.

The Portuguese coast shows partly a dramatic geology with layered rock of limestone, sandstone and claystone.

Det södra området, Sizandro, klassades ganska snart ut av både regionala och seismologiska skäl, bl a en närliggande kraftig förkastning.

I det norra området, vid Ferrel, är kusten mera öppen och öde. Geologiskt karakteriseras området av bergarter från Jura-Krita-perioden vilka stupar sakta norr-

ut. Kustklipporna är delvis ganska höga och begränsas åt sjösidan av ett strandplan med stark sandvandring.

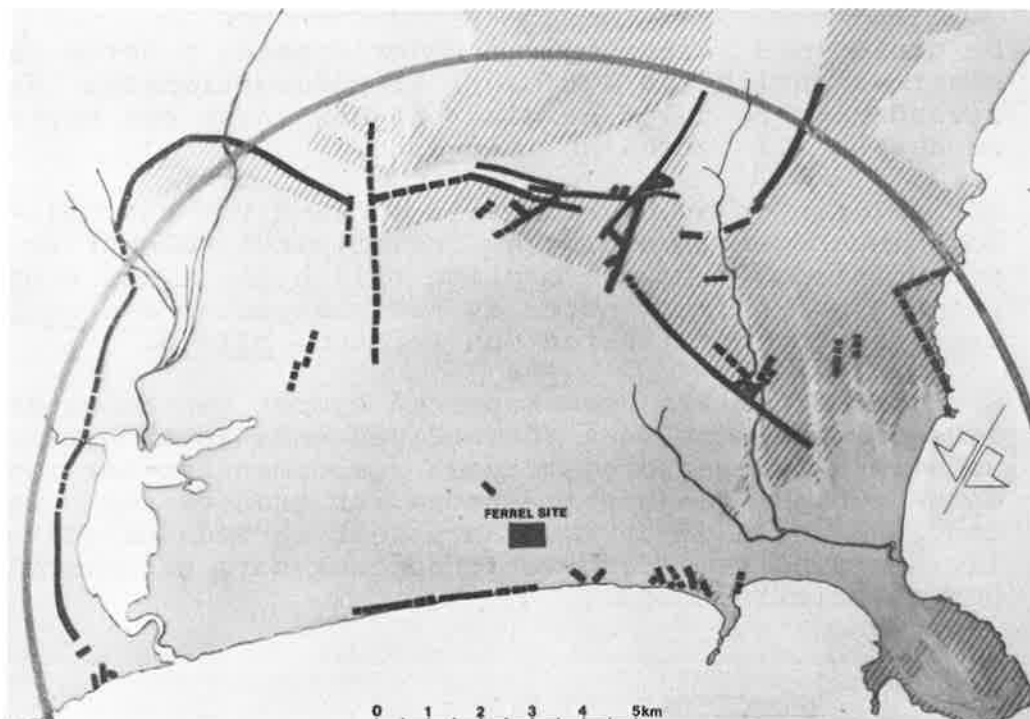
3. Seismologisk studie

De seismologiska undersökningarna för ett sådant här projekt skall ligga till grund för en riskanalys, varmed man söker förutsäga sannolikheten för jordskalv över en viss storlek inom ett givet område och inom en viss tid.

Omfattningen av den seismologiska studien i en PSAR (Preliminary Safety Analysis Report) framgår grovt av tabell 1. En fullständig sådan handling, som utarbetas enligt amerikansk mall, är ett mäktigt aktstycke på ett par bokhyllmetrar och ett par miljoner U\$. I den utgör givetvis geologin och seismologin en ytterst viktig del.

I beskrivningen av den seismologiska historien ingår följaktligen såväl en karta över epicentrum och intensiteter vid 1755 års jordbävning som en annan karta över seismiska accelerationsrisker i olika delar av landet.

Inom 10 km från det aktuella kraftverksläget har man sökt att systematiskt identifiera alla förkastningar, bild 2. Vidare har varje förkastning detaljundersökts geologiskt, för att man skall kunna avgöra om den är aktiv eller ej, dvs om någon förskjutning nära markytan ägt rum någon gång under de senaste 35 000 åren eller upprepade rörelser under de senaste 500 000 åren



Inom 10 km från kraftverksläget har man sökt att systematiskt identifiera alla förkastningar.

The intention has been to systematically identify all faults within 10 km från the site.

Den seismologiska studien omfattar också en bestämning av dimensionerande jordbävningsaccelerationer med den höga grad av säkerhet som krävs för kärnkraftanläggningar samt bestämning av grundens dynamiska egenskaper.

Särskild uppmärksamhet fordrar sådana riskfenomen som havsbävningsvågor, flytjordskred och släntstabilitet.

Allmänt gäller att säkerhetskriterierna för kärnkraftverk i samband med naturkatastrofer ligger skyhögt över andra anläggningar. Man kan därför tänka sig det absurda förhållandet att ett kärnkraftverk kan bli det enda bestående byggnadsverket i en trakt som hemsöks av en svår naturkatastrof.

4. Geoteknisk-geologiska fältundersökningar

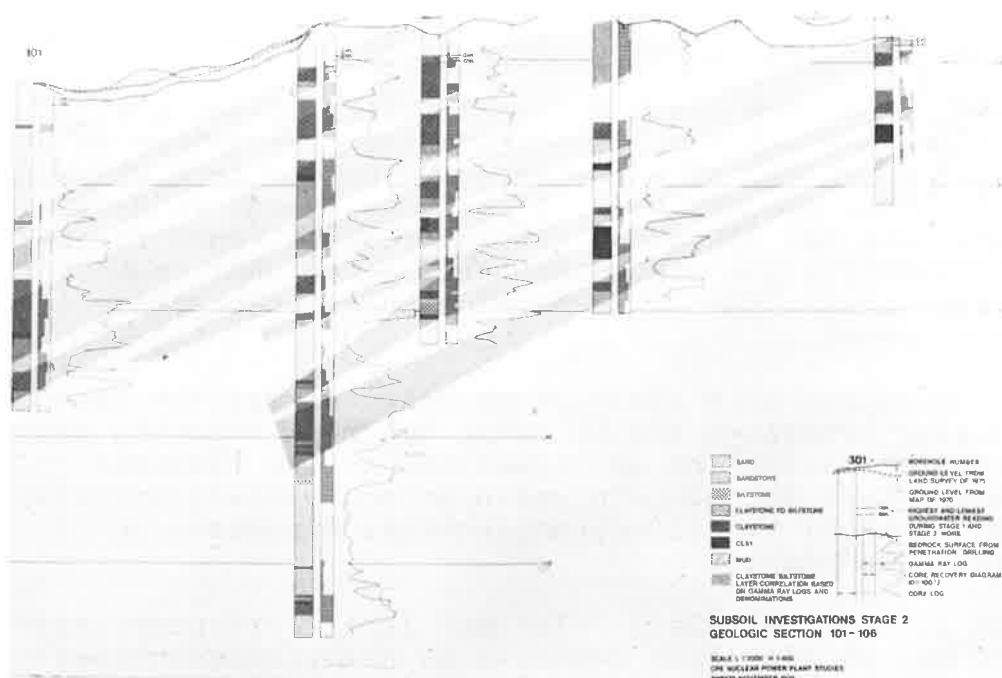
Det är väl uppenbart att man inte kan dra någon distinkt gräns mellan seismologiska och geologiska eller geotekniska undersökningar, eftersom det finns en direkt koppling mellan dessa ämnesområden.

Tabell 2, som schematiskt visar utförda geoteknisk-geologiska studier för Ferrel-läget, torde ge en uppfattning om allsidigheten i dessa undersökningar -- kanske också om svårigheten att i hård utländsk konkurrens ge ett fast pris på dessa åtaganden. Det bör kanske särskilt påpekas att så här omfattande studier krävs av de tillståndsgivande myndigheterna för att det redovisade materialet skall bedömas tillfredsställande och kunna godtas i PSAR.

De geologiska karteringarna underlättades i detta fall högst väsentligt av att man i klippformationerna längs stranden kunde följa berglagrens växlingar och knyta an dessa till borrhålen inåt land.

För tolkningen av borrhningarna på land var borrhålsloggningar genom mätning av resistivitet, elektrisk potential och gamma-absorption till hjälp i ett annars ytterst svårföljt mönster av sedimentpackar med omväxlande sandsten, siltsten och lersten, bild 3.

Grundens dynamiska egenskaper på djupet bestämdes genom crosshole-seismik, den förmodligen enda användbara seismiska undersökningsmetoden i sedimentärt berg av denna typ. Ur gånghastigheterna för transversella och longitudinella vågor kan man enkelt härleda de olika lagrens dynamiska deformationsegenskaper, skjuvmodul och elasticitetsmodul.



Berglager i ett svårföljt mönster av sedimentpackar med omväxlande sandsten, siltsten och lersten.

Rock layers in a difficult pattern of shifting sediment bundles of sandstone, siltstone and claystone.

Bland övriga fältprovningar på land kan särskilt nämnas schaktning av tre 300 m långa provdiken för förkastningskontroll inom kraftstationsområdet, bild 4. samt provschakter till 25 m djup för kartering och provtagning i de olika lagren. Schakterna utnyttjades också för provpumpningar samt både provdiken och provschakter för statiska belastningsförsök.



För geologisk kartering och förkastningskontroll schaktades 300 m långa provdiken inom kraftstationsområdet

For geological mapping and fault control, 300 m long test trenches were excavated within the site area.

5. Geotekniska laboratorieprovningar

Svårast och avgörande för tillförlitligheten i alla geotekniska laboratorieundersökningar är frågan om uttagning och val av representativa prover från kärnboringar och provschakter. I Portugal gjorde vi detta i samarbete med Lissabons internationellt kända forskningsinstitution LNEC (Laboratorio Nacional de Engenharia Civil), där också huvuddelen av undersökningarna utfördes.

De omfattade alla slags provningar, exempelvis förutom vanliga treaxliga försök också dynamisk treaxlig provning för bestämning av liquefactionrisk, resonant column test för dämpningsmätning och ultraljudprovning för kontroll av fältbestämningarnas dynamiska deformationsmoduler.

Med ledning av sådana fält- och laboratorieprovningar kan man så slutligen beskriva de materialegenskaper som utgör underlag för konstruktionsarbetet med anläggningen, exempelvis dynamiska fjäderkonstanter för vertikal och horisontal belastning i olika berglager.

6. Havsundersökningar

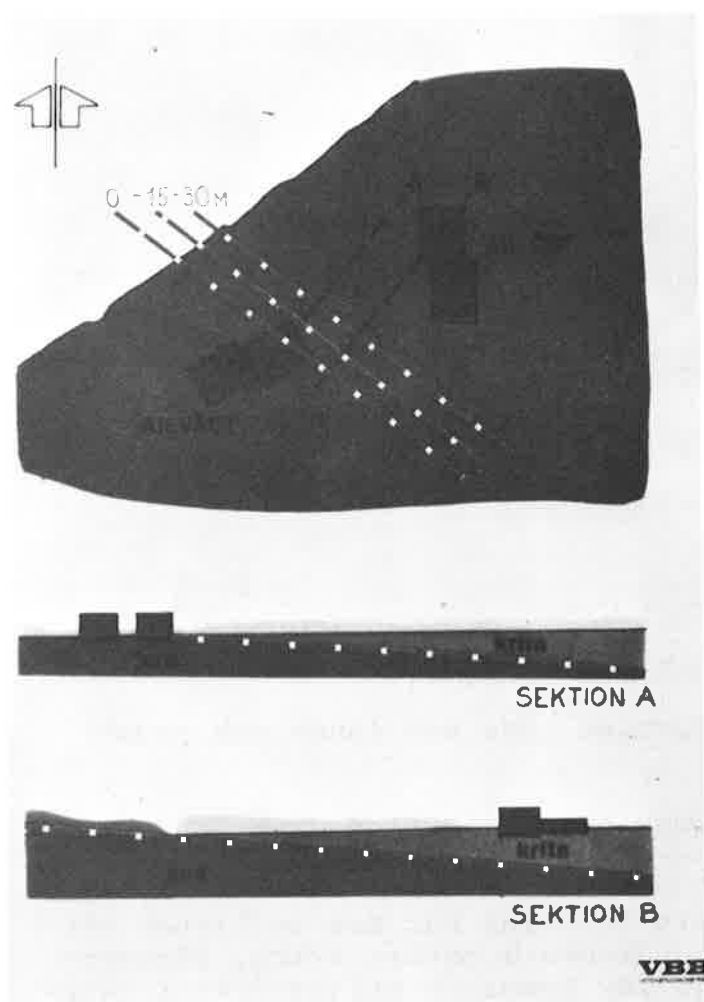
Undersökningarna till havs berör flera olika vetenskapsgrenar, såsom marinbiologi och havsströmmar, men här behandlas enbart sådana med geologisk eller geoteknisk betydelse, tabell 2. Särskilt må nämnas seismisk reflexionsmätning med sparker, som ger en viss bild av bottenförhållandena på djupet, samt asdicfotografering (side scan sonar), som i detalj visar sjöbottnens utseende med bergblottningar, sandrevlar och gamla fartygsvrak.

Med ledning av undersökningsresultaten får man slutligen fram en bottenkarta, vilken ger ett visst underlag för projektering av intagsanordningar och havstunnlar.

7. Projektförslag

När undersökningarna kommit så här långt har man i allmänhet också bildat sig en åsikt om bästa projektutformning.

I Ferrelprojektet mötte en öppen fråga från början: hur nervittrad och svag kontakten mellan Jura och Krita i själva verket var. Ett östligt och ett västligt alternativ undersöktes därför, båda med sådan utformning att belastningsbubblan från reaktorbyggnaderna obetydligt påverkade kontaktzonen, bild 5.

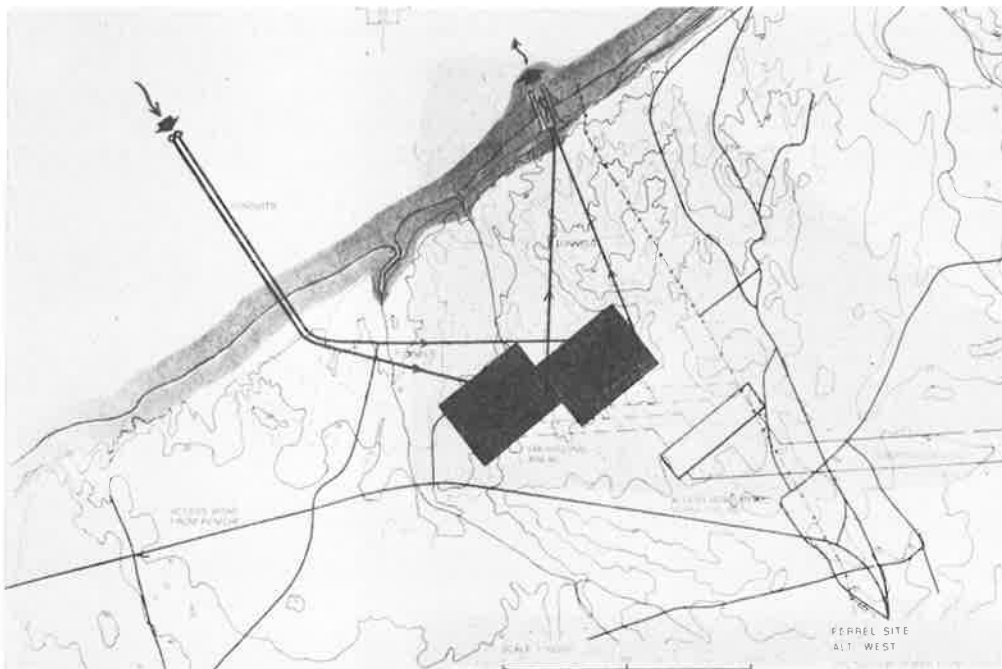


Alternativa kraftstationslägen med hänsyn till befarat dåligt berg i kontakten mellan Jura och Krita.

Alternative plant locations, considering possible weak rock in contact between Jurassic and Cretaceous formations.

Även om inte själva projekteringen av anläggningarna ingick i det här uppdraget, kunde man inte -- med hänsyn till planläggningen av undersökningarna -- underlåta ta viss ställning till projektutformningen. Bild 6 visar ett förslag till hur kraftverket med hjälp av land- och havstunnlar dras in från stranden till ett mer skyddat läge. Detta är fördelaktigt ur flera synpunkter.

- o miljöpåverkan,
- o stranderosion,
- o jordbävningar,
- o havsbävningsvågor.



Projektförslag i indraget läge med land- och havs-tunnlar.

Proposed nuclear power plant location with land- and sea tunnels.

Med en sådan projektutformning har man möjlighet att lämna en vacker strandremsa i ostört skick, förhoppningsvis till glädje för kommande miljömedvetna generationer, bild 7.



Genom användning av tunnlar bör man kunna lämna denna vackra strandremsa ostörd.

By use of tunnels, this beautiful shore should be left undisturbed.

8. Summary

Lissabon was destroyed in 1755 by a very strong earthquake, which was followed by a violent tsunami. The earthquake was initiated at a fault which extends from the Azores to Gibraltar, the contact between the African and the Euroasian continental plates.

The risks of earthquakes were decisive for the location of the proposed nuclear power plant investigated in this study. Also the geological and geotechnical problems played an important part. Two different areas north of Lissabon were studied with respect to safety and feasibility of the project.

In the seismological study the following points were investigated (Table 1):

1. regional geology
2. local geology
3. seismic history
4. seismic basic datas
5. seismic safety analysis
6. dynamical properties of the foundation
7. remaining factors of importance.

There is a direct connection between the seismological and the geological-geotechnical questions as can be seen from Table 2 which show the extent of the geological and geotechnical investigations:

1. regional geological mapping
2. local geological mapping
3. drillings on land
4. other field investigations on land
5. laboratory tests
6. offshore investigations.

Although the design of the structures was not included in this study it was necessary to consider the location of the different structures. It has been proposed to locate the plant in a protected site away from the shore by using a system of tunnels.

Seismologisk studie för PSAR

1. Regional geologi (<320 km)
2. Lokal geologi (<10 km)
3. Seismisk historia
 - .1 Läge epicentra
 - .2 Korrelation till geologiska formationer
 - .3 Karta över seismisk intensitet
4. Seismiska basdata
 - .1 Förkastningsstudier (läges- och detaljkartering)
 - .2 Seismiska våghastigheter (fältprov - crosshole)
 - .3 Dämpning (labprov - resonant column test)
5. Seismisk riskanalys
 - .1 Statistisk extrapolering (historiska mätdata)
 - .2 Magnitud/accelerationsberäkning (aktiv förkastning)
 - .3 Operating Basis Earthquake (OBE = 0.15 g)
 - .4 Safe Shutdown Earthquake (SSE = 0.30 g)
 - .5 Responsspektrum
6. Grundens dynamiska egenskaper
 - .1 Fjädring
 - .2 Dämpning
 - .3 Dynamisk skjuvmodul
 - .4 Dynamisk elasticitetsmodul
 - .5 Poisson's tal
7. Övriga inverkanse faktorer
 - .1 Tsunami
 - .2 Liquefaction
 - .3 Släntstabilitet

Geoteknisk-geologiska undersökningar

1. Regional geologisk kartering
2. Lokal geologisk kartering
 - geologisk ytkartering
 - geologisk kartering strandklippor
 - vanlig flygbildtolkning
 - flygbildtolkning vid låg solvinkel
 - inventering förkastningar (lägen)
 - detaljstudier förkastningar (ålder)
 - täktundersökningar
3. Borrningar på land
 - dynamisk sondering
 - seismiska profiler
 - kärnborrning (med tung vätska)
 - mätning resistivitet, elektrisk potential
och absorption gammastrålning
 - dilatometerförsök
 - vattenståndsobservationer
 - vattenprovning (salthalt, kemisk analys)
 - crosshole-seismik (med inklinometermätning)
4. Övriga fältprovningar på land
 - provdiken (3x4 m, 3 x 300 m)
 - provschakter (2 m diam, 25 m djup)
 - provpumpning i schakter
 - belastningsförsök i provdiken och schakter
5. Laboratorieundersökningar
 - klassificering
 - slakingprovning
 - enaxliga tryckförsök (Poisson's tal)
 - treaxliga tryckförsök
 - dynamiska treaxliga tryckförsök (liquefaction)
 - resonant column test (dämpningsmätning)
 - ultraljudförsök (dynamiska moduler, Poisson's tal)
 - kompressionsförsök
6. Havsundersökningar
 - ekolodning
 - seismisk reflexionsmätning (sparker)
 - geologisk asdicfotografering (side scan sonar)
 - spolsondering
 - sandpegelobservationer
 - dykarprovtagningar
 - kärnborrningar

MOTORVÄGSTUNNLAR I UDDEVALLA - FÖRUNDERSÖKNING OCH UPPFÖLJNING

Motorway tunnels at Uddevalla - preinvestigation and follow-up

Håkan Thorén, Statens väg- och trafikinstitut, Linköping

För att utnyttja berggrunden på bästa sätt vid projektering och byggande av vägar pågår utvecklingsarbeten vid VTI med avsikt att ge information om materialbeskaffenhet och stabilitetsförhållanden. Arbetet som sker på uppdrag av Statens vägverk omfattar fältarbeten före byggande och uppföljningar. Särskild hänsyn tas till bergmaterialets användbarhet t ex som krossprodukt men många branta, höga bergskärningar har medfört stabilitetsproblem, varför denna del också behandlas.

Vid projektering i jordtäckt terräng och i djupa skärningar kan svårigheter uppstå vid bedömning av berggrundsförhållandena. Det är därför nödvändigt att använda adekvata undersökningsmetoder för att på ett godtagbart sätt beskriva egenskaperna.

Som ett led i detta arbete har en undersökning utförts vid motorvägstunnlarna i Uddevalla. Avsikten har varit att använda några vanliga metoder och därefter studera resultatet av de förutsägelser som kunnat göras.

Uddevallatunnlarna ansågs vara lämpliga då dels omfattande driftsstörningar förväntades, dels berggrunden är förhållandevis välblottad över tunnlar så att förundersökningar inte skulle försvåras.

Motorvägstunnlarna är belägna vid Uddevallas västra infart. Tunnlarna är dubbla, 11 meter breda, och har 10 m bred mittpelare. Den fria höjden över körbanorna är 4,6 m, varför höjden i tunnarnas mitt är ca 6 m beroende på valvet. I två bergpartier har tunnlar blivit utsprängda och i den västra, 300 m långa tunneln har undersökningarna utförts över en ca 250 m lång sträcka. Områdena närmast påslagen medtogs inte i arbetet, eftersom dessa partier redan var utsprängda.

Vid ett flertal tillfällen har området blivit utsatt för störningar. Detta har orsakat uppsprickning och uppkrossning av berggrunden, vilket tydligt markeras av de höga bergbranter som avgränsar dalgångar och fjordsystem. Dessa har vanligen sydväst-nordöstlig riktning, men även nord-sydliga och nordväst-sydöstliga riktningar förekommer.

Berggrundens skiktning och vissa rörelsezoner sammanfaller med en i stort sett nordsydlig strykning och östlig stupning på 45° .

Berggrundskartering med tektonisk analys samt seismisk och magnetisk undersökning utfördes över undersökningsområdet. Med ledning av dessa undersökningar sattes borrhålen så att de största svaghetszonerna blev genom-borrade. I den ena av de utsprängda tunnlarna kartlades bergarter, sprickriktningar, sprickfrekvens samt förekomster av lera och vatten. Detta utfördes för jämförelse av bergförhållandena under jord med de bedömningar som gjorts från markytan.

Stora kärnförluster och förekomster av vittrat berg i borrhärlor indikerar lerförekomster. Lerorna var dock svåra att konstatera, då vattenspolningen från bormaskinen sköljt bort dem.

Karteringarna i tunnlarna försvårades av att delar översprutades med betong direkt efter utlastning. En noggrannare uppföljning hade krävt kartering före betongsprutningarna på bergytorna. Viss uppfattning om svaghetszonerna går dock att få i efterhand i tunnlarna, då vatten droppar fram längs de största zonerna.

Särskilt blockigt berg förankrades med bultning. De sprickzoner som föranledde förstärkningar var främst föranledda av åt öster lutande nordsydliga svaghetszoner och ställvis lerfyllda, brant stående nordväst-sydöstliga sprickzoner.

Sammanfattningsvis kan konstateras att de svaghetszoner som tydligast indikerats vid markytan förorsakade de största förstärkningsåtgärderna.

Den seismiska undersökningen i kombination med den magnetiska mätningen gav en uppfattning om svaghetszonerna och deras utsträckning i markytan. Zonernas stupningar måste fastställas med fältkarteringar. Fältkarteringarna gav i stort sett god uppfattning om stupningsförhållanden, även om förändringar förekommer mellan stupningarna på markytan och på tunnelnivå. Borrningarna slutligen användes för att fastställa de största svaghetszonernas mäktighet.

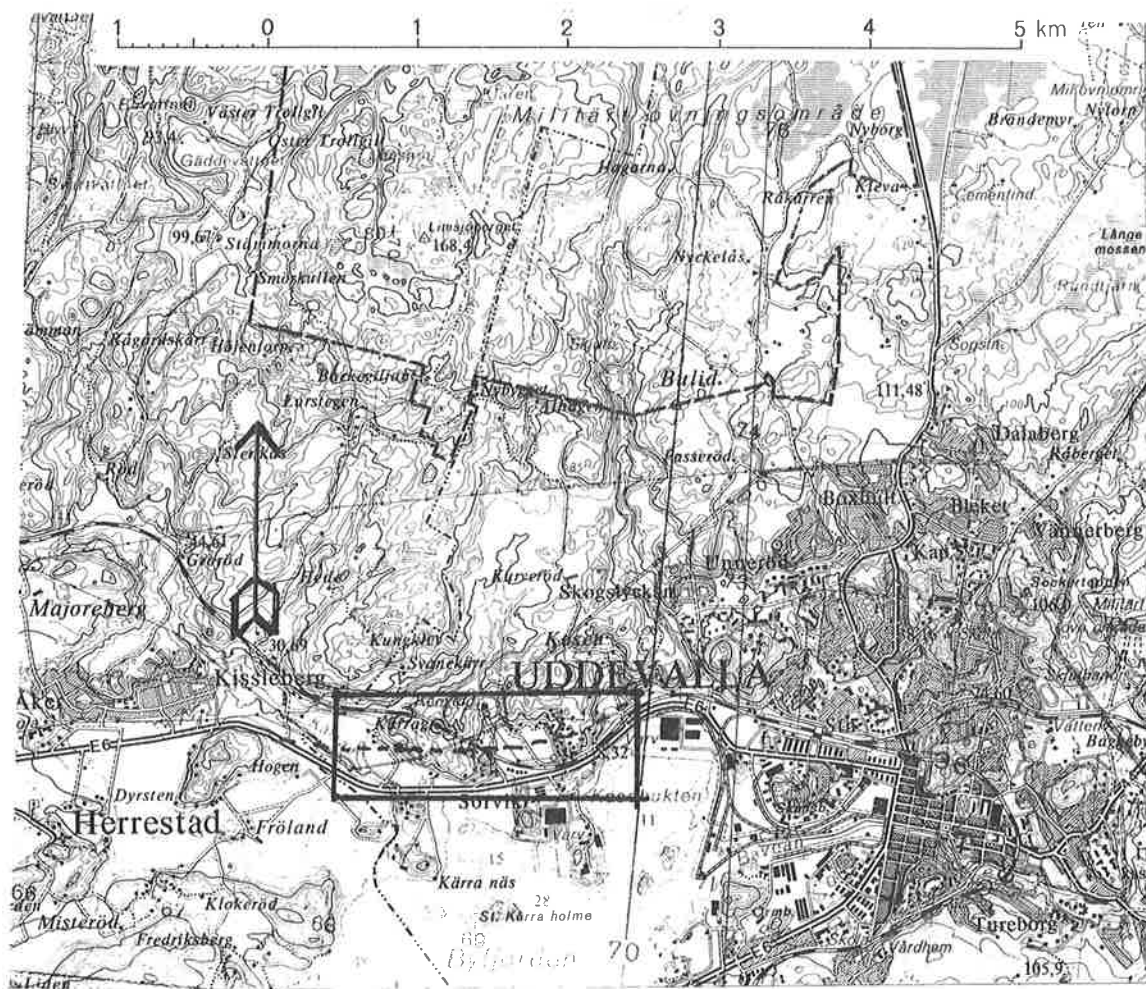
Som kommentar till borrhärlan vid km 2/265 kan sägas att det redovisade dåliga berget vid denna sektion föranledde utförandet av en 36 m bred, 10 cm tjock armerad betongförstärkning i tunnelväggar och tak i den norra tunneln och en 55 m förstärkning av samma typ i den södra.

Borrningen vid km 2/352 utfördes i ett bergparti med 45 m bred, 10 cm armerad förstärkning i den norra tunneln och i den södra med två stycken 2 m breda sprutbetongbågar. Orsaken till skillnaden i förstärkningarna i de båda tunnlarna över samma zon är att zonen korsas av brantstående sprickzoner i den norra tunneln. Kombinationen av två sprickriktningar har gjort taket särskilt instabilt.

SUMMARY

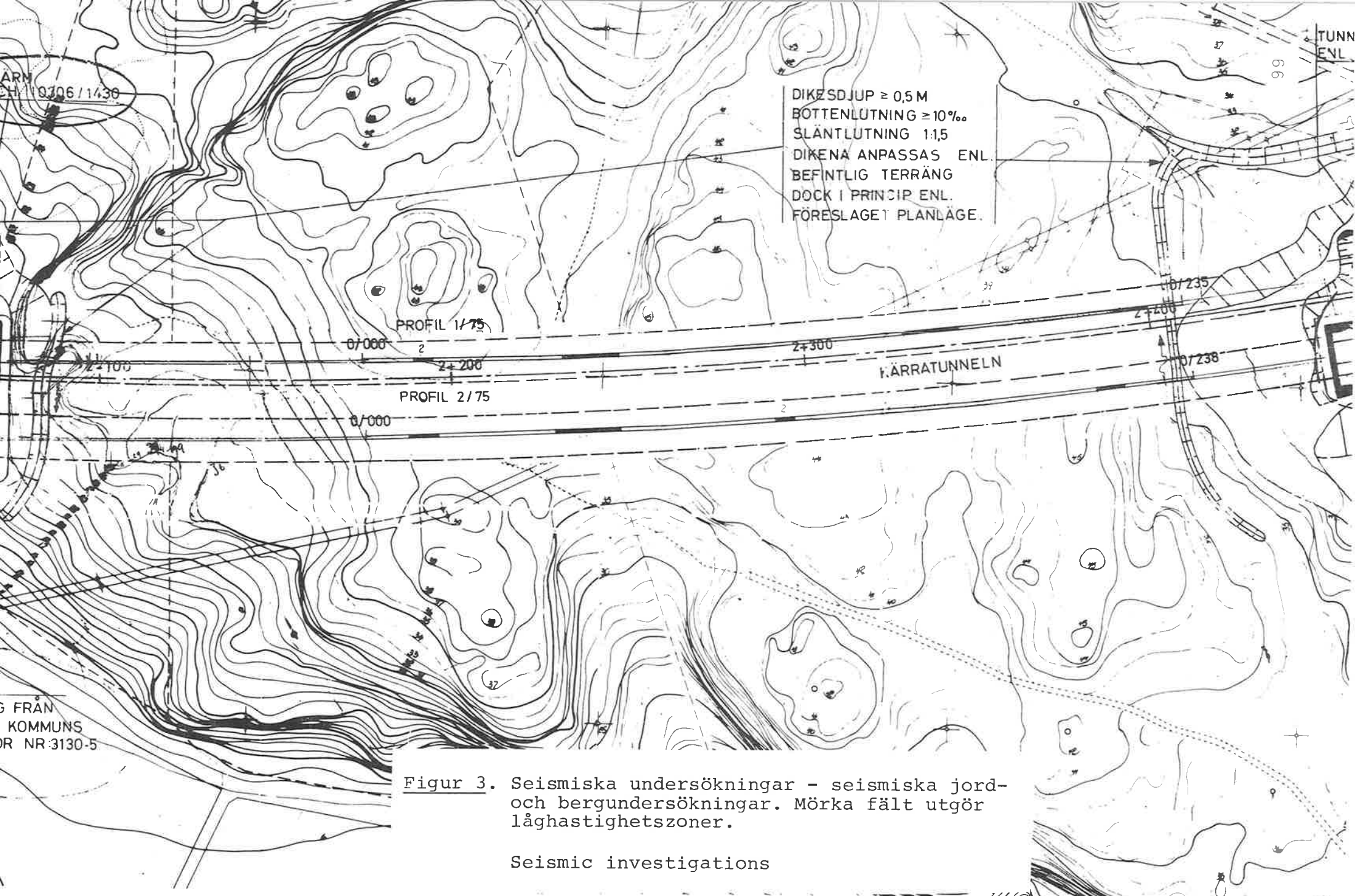
Studies of bedrock conditions were carried out at motorway tunnels at Uddevalla in order to evaluate various investigation methods. Besides mapping, seismic and magnetic investigations were carried out. With results from these investigations as a basis core boring was made in the parts assessed to have the lowest rock quality. A follow-up regarding mapping of joints and compilation of reinforcements was performed.

All the investigations indicated inferior rock quality. The bedrock conditions were favourable to the investigations as the well exposed rock was relatively homogeneous and split up by distinct fracture zones. The results show that the different methods separately give information on the rock conditions, but the combination of them all gives a more complete picture of the bedrock properties at the tunnel level.



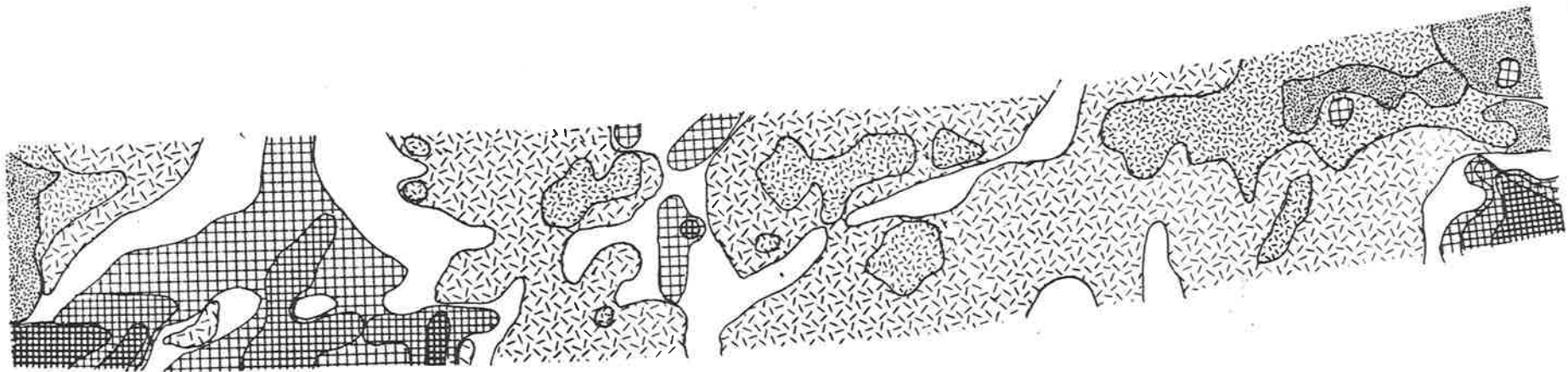
Figur 1. Översiktskarta

Key map

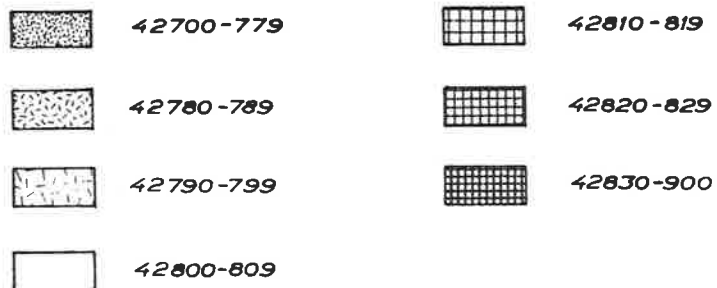


Vägtunnel Uddevalla
Magnetisk totalintensitet

+



Anomali angiven i gamma



+

Figur 4. Magnetiska undersökningar

Magnetic investigations

VTI 1976-05-12

GENOMFARTSLEDEN,
VÄSTRA DELENNORRA TUNNELNS
SÖDRA KÖRBANEKANT

KÄRNA Ø 32 mm

BERGART: GNEJS, GNEJS-GRANIT

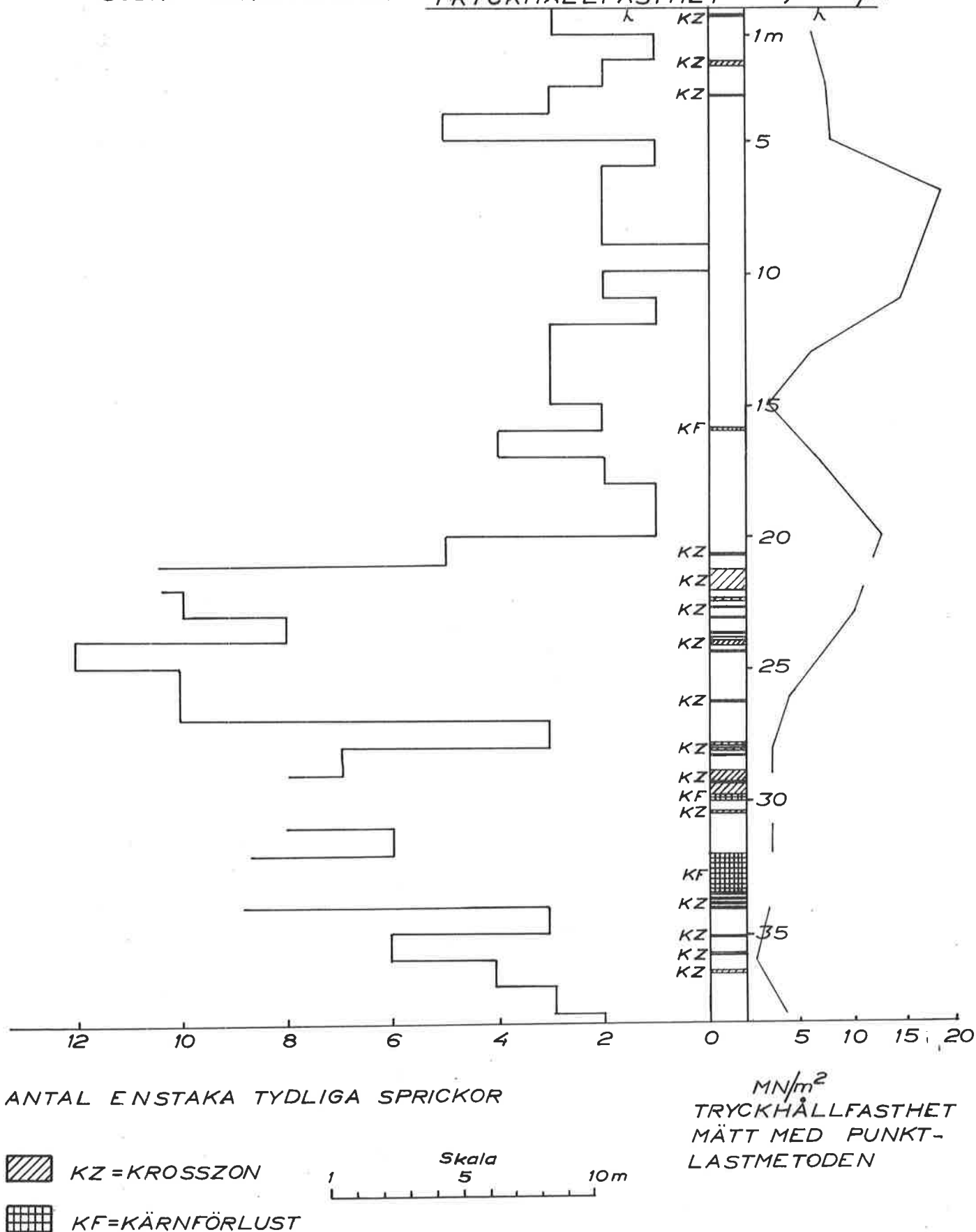
RQD-INDEX

" "

Hela kärnan 75

0-20 m 86

20-38,4 m 60

TRYCKHÅLLFASTHET 7,0 MN/m²

Figur 5. Kärnbörningar

VTI 1976-04-08

UDDEVALLA

2/352

PELARMITT

KÄRNA Ø 32 mm

69

BERGART: GNEJS,
GNEJS-GRANIT

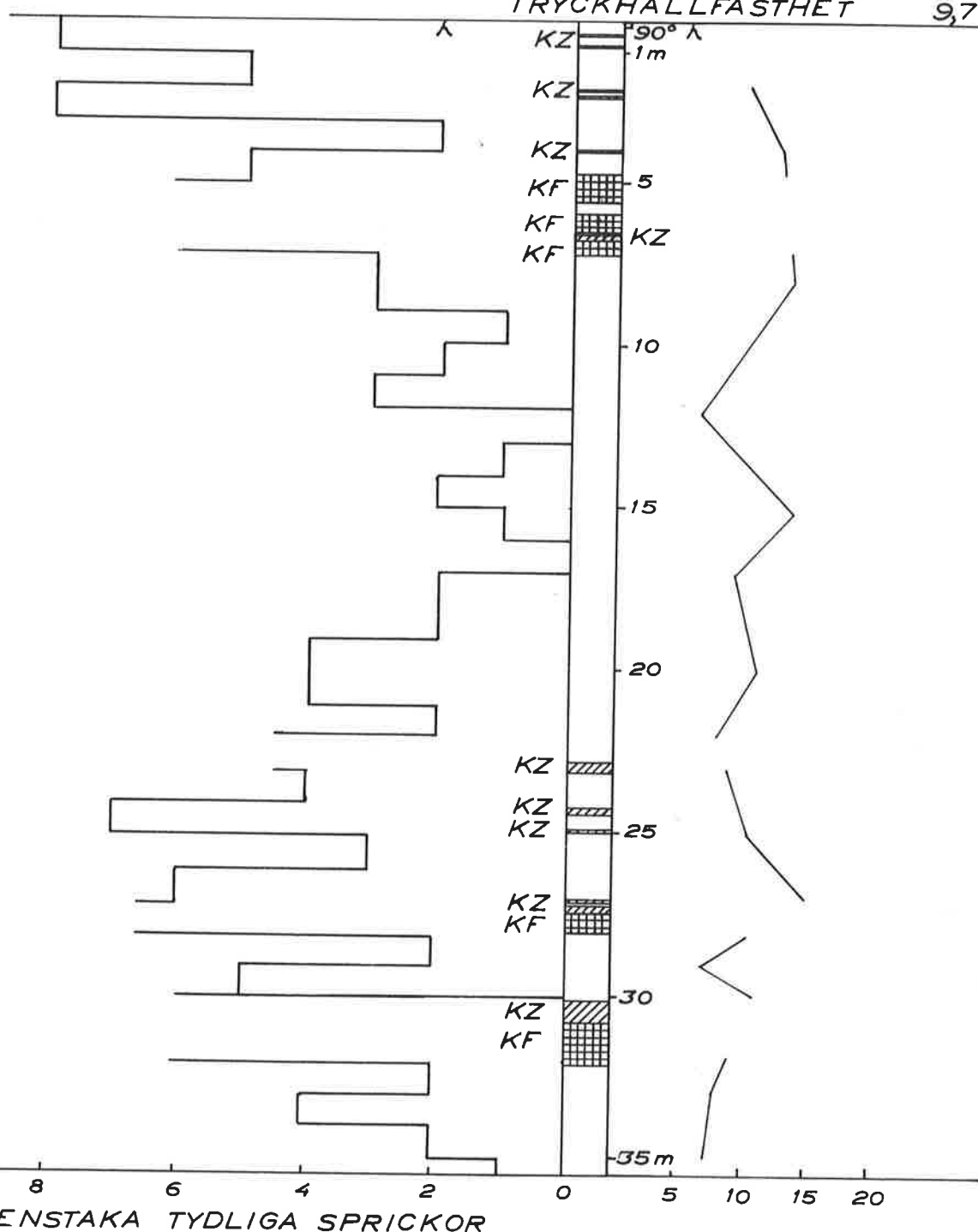
RQD-INDEX Hela kärnan 79

" " 0-8 m 60

" " 8-23 m 95

" " 23-35,5 m 73

TRYCKHÅLLFASTHET 9,7 MN/m²



MN/m²

TRYCKHÅLLFASTHET
MÄTT MED PUNKTLAST-
METODEN

KZ = KROSSZON

KF = KÄRNFÖRLUST

Skala
0 5 10 m

Figur 6. Kärnbörningar

VTI 1976-04-08

Core borings

VÄGTUNNEL UDDEVALLA

Sammanställning av seismiska undersökningar,
kärnboringar och särskilda sprutbetong-
förstärkningar.

BORRKÄRNEKARTERING

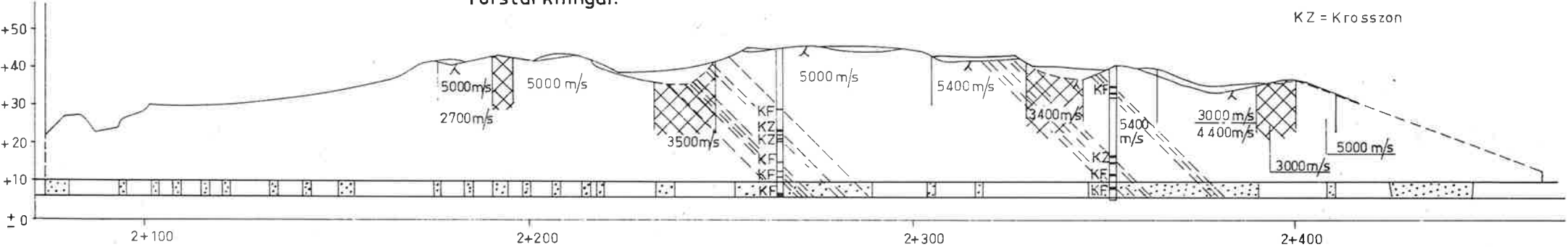
KF = Kärnförlust

Svaghetszoner
= bestämda med
kärnboringar

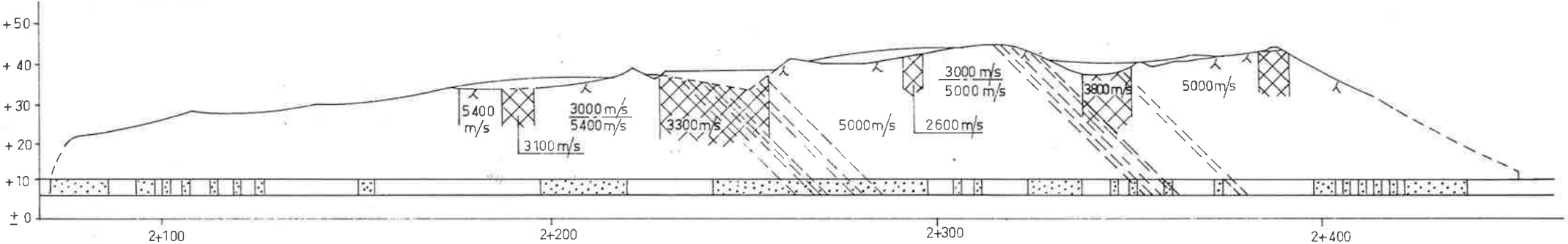
KZ = Krosszon

70

Profil norra tunnelmitt



Profil södra tunnelmitt



= Seismiskt bestämd låghastighetszon

= Extra sprutbetongförstärkning

Figur 7. Sammanställning av seismiska undersökningar,
kärnboringar och särskilda sprutbetongför-
stärkningar

Compilation of seismic investigations, core
borings and special reinforcements of shot
crete

VTI 1977-02-07

BeFo:s PROJEKT "FÖRUNDERSÖKNINGARS VÄRDE OCH
OMFATTNING" - TILLÄMPNINGSEXEMPEL

Value and extent of site investigation
technique - examples of application

Professor Hans K. Helfrich, BeFo, Stockholm

INLEDNING

Bättre genomarbetade, preciserade och varudeklarerade
prognoser i framtiden.

Mot denna målsättning har inom BeFo:s projekt 18 ut-
vecklats en prognosmodell, där varje steg i progno-
sen har erhållit ett begreppsinnehåll med kvantita-
tiva värderingar.

Beträffande ingenjörgeologiska arbeten finns i
litteraturen många undersökningsanvisningar vad
metodernas informationsinnehåll beträffar, men inga
angående kvantiteter eller prognosvärderingar.

Att prognoser i vissa fall avviker från det verkliga
utfallet beror på många faktorer bland annat på:

- Bristande information
- Oriktiga geologiska bedömningar
- Ej förväntade geologiska förhållanden
- Oriktiga metodförväntningar
- Bristande prognosprecisering

Dagens föredrag berör dessa faktorer och fokuseras
främst på sista punkten - bristande prognospreciser-
ing.

INGENJÖRGEOLOGISK ARBETSMODELL

I det följande flödesschema presenteras förutsättning-
arna (fig. 1):

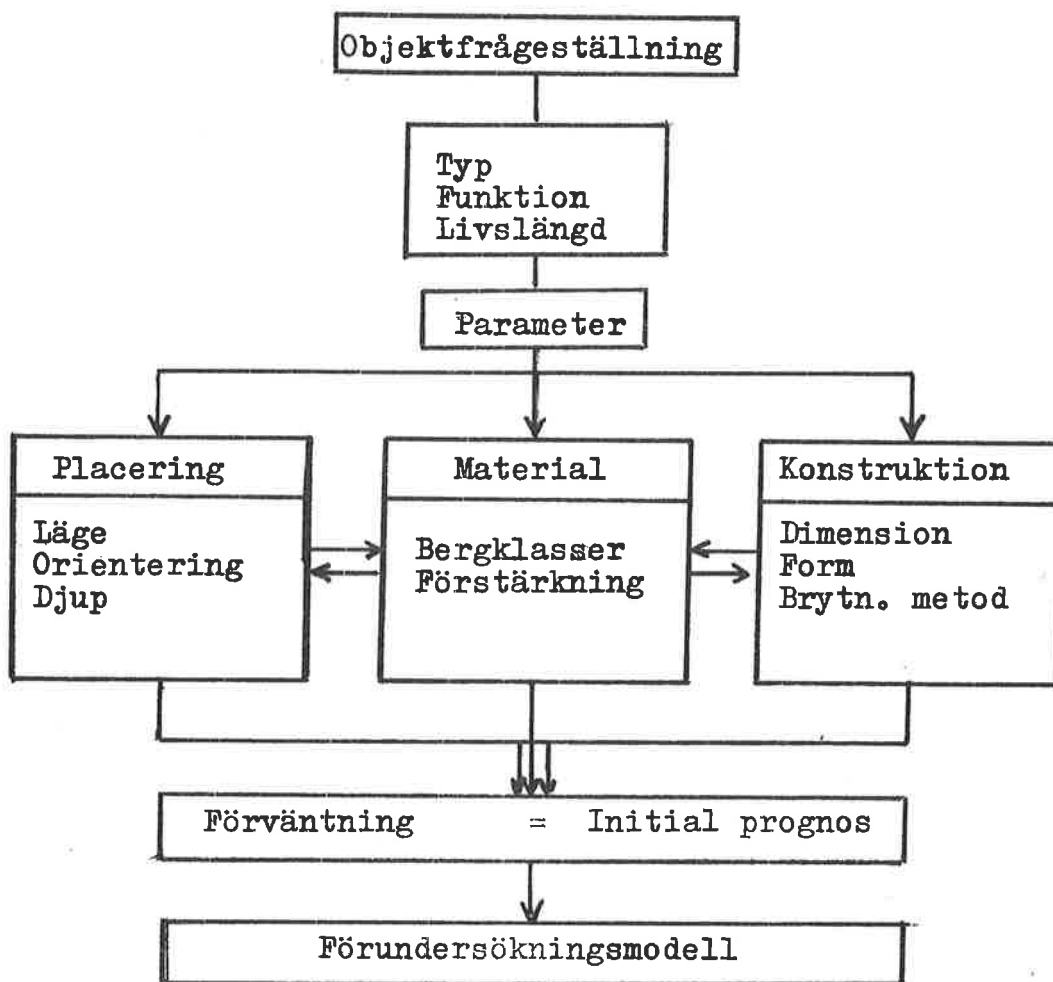


Fig. 1: Ingenjörgeologisk modell - Förutsättningar
Engineering geol model - Conditions

För att kunna erhålla en på dessa förutsättningar baserad prognos uppbygges arbetsmodellen av följande basoperationer:

1. Bergteknisk frågeställning
2. Bestämning av önskad prognosnivå
3. Geologisk-tekttonisk förväntningsmodell
4. Förundersökningsmodell
5. Bergteknisk prognos

En kortfattad utveckling av de enstaka stolparna lämnas i de följande avsnitten.

1. Bergteknisk frågeställning

Varje underjordsbygge i berg har sin specifika frågeställning som formuleras. De enskilda frågorna leder till en objektanpassad förundersökningsfilosofi.

2. Bestämning av önskad prognosnivå

Prognosnivån, det vill säga förväntad överensstämmelse eller avvikelse mellan utfall och prognoserad insats och kostnad, bestäms i förväg. Olika förutsättningar eller omständigheter (t.ex. risktagningen) kring ett objekt bestämmer den önskade prognosnivån. I varje fall bör undersökningskostnaderna stå i en rimlig proportion till nödvändig prognosnivå.

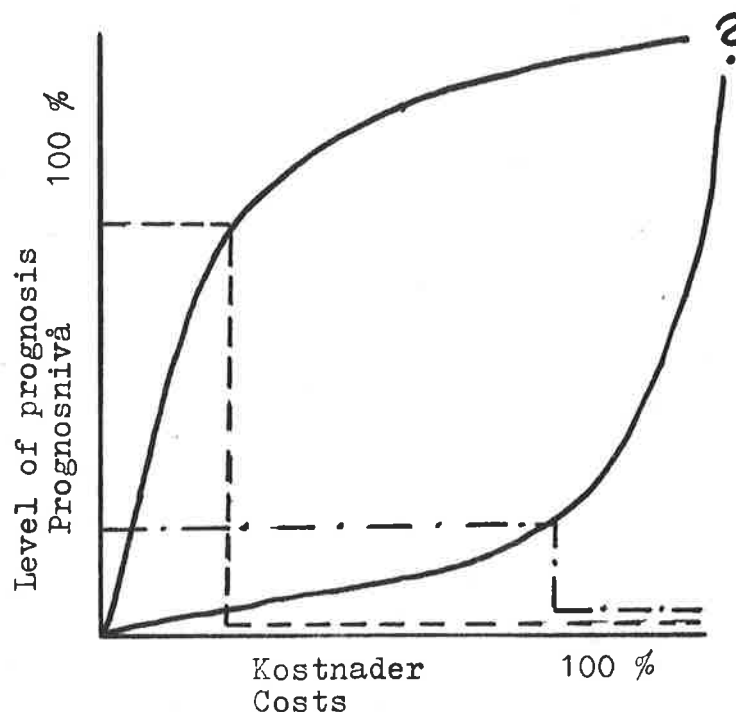


Fig. 2: Relation: Prognosnivå - kostnader.

Relation: Level of prognosis - costs.

Detta kan åskådliggöras som i diagrammet ovan. Två ytterlighetsfall kan förekomma: Att kunna erhålla med en liten kostnadsinsats en hög prognosnivå, där en ytterligare höjning är förenad med en stor kostnadsökning, eller man uppnår med en stor kostnad endast en mycket låg prognosnivå, men en väsentlig höjning av denna skulle kosta mycket lite (fig.2).

Följande prognosnivåer föreslås:

<u>Nivå</u>	<u>Avvikelse från utfallet</u>
Säker	90 - 120 %
Sannolik	70 - 150 %
Osäker	50 - 200 %
Mycket osäker	< 50 > 200 %

3. Geologisk-tektonisk-hydrogeologisk förväntningsmodell

I den föreslagna förväntningsmodellen ingår följande parametrar:

- Antalet och storlek av homogenitetsenheter
- Bergartsfördelning
- Principiell strukturtolkning
- Sprickkaraktistik
- Svaghetszoner
- Vatten
- Gas, temperatur, seismicitet

Utvecklingen av en sådan förväntningsmodell leder till en precisering av förväntningsinnehållet hos den betraktade geologiska rymd som kommer att bli föremål för en undersökning. Första undersökningssteget - re-
kognosceringen-leder till den s.k. initial-prognosen.

De följande undersökningsstegen är avsedda till att precisera förväntningarna. Upptäckes avvikelser från förväntningsmodellen genom förekomst av ej förväntade förhållanden måste modellen anpassas till den nya situationen.

Varje undersökning kan således i första hand endast leda till prognoser avseende förväntade geologiska förhållanden.

Ej förväntade geologiska strukturer eller materialförhållanden är sådana som uppträder slumpvist och upprepas ej i den betraktade geologiska miljön. Sådana kan således endast sporas med en orimlig hög kostnadsinsats.

Som senare kommer att diskuteras finns ett samband mellan undersökningskvantitet och antalet och typ av homogenitetsenheter.

Skissen nedan redovisar skillnaden mellan geologiska homogenitetsenheter (GHG) och bergtekniska homogenitetsenheter (BHG).

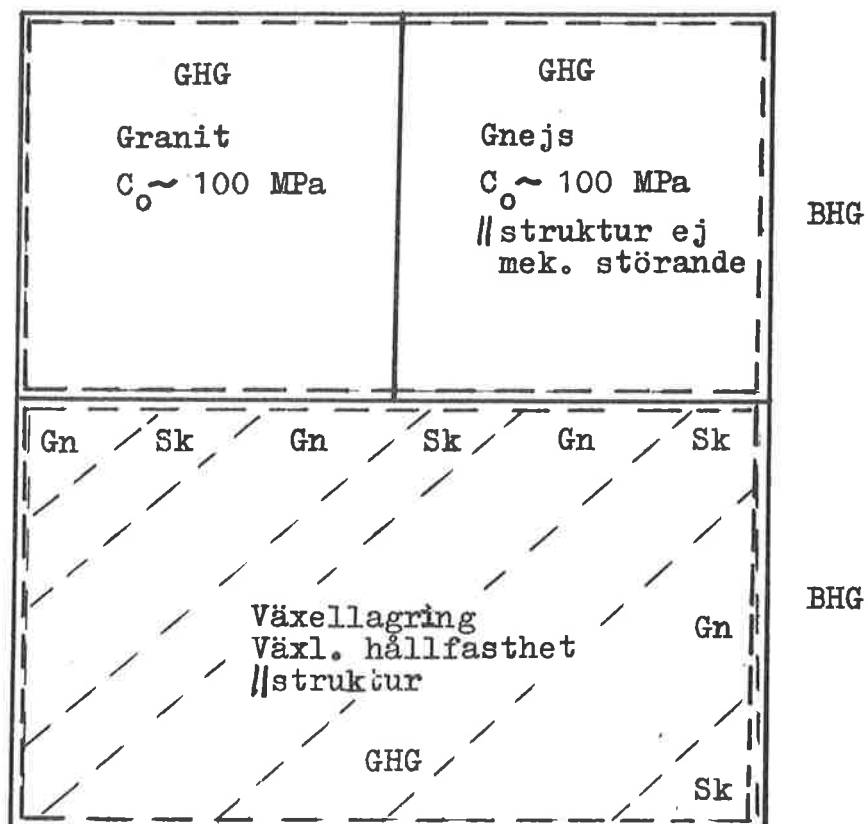


Fig. 3: Exempel på homogenitetsenheter
 Example of homogeneity units
 Gn = Gnejs (gneiss), Sk = Skiffer (schist)

Till skillnad från en geologisk homogenitetsenhet som bestäms av det geologiska innehållet, menas med en bergteknisk homogenitetsenhet ett avgränsat område inom vilket undersökta struktur- och materialegenskaper uppvisar en med avseende på brytningsegenskaper likartad fördelning och sammansättning. Delar inom området kan byta plats utan att strukturmönstret eller materialfördelningen förändras.

4. Förundersökningsmodell

Föreligger förväntningsmodellen och initialprognosen uppställs förundersökningsmodellen.

Filosofin som ligger till grund för modellen har valts redan vid uppställningen av den objektrelaterade frågeställningen och den önskade prognosnivån.

Undersökningsområdets komplexitet bestämmer strategin, metodiken, undersökningskvantiteten och erforderlig noggrannhet.

Ett stort antal metoder står till förfogande. Omfattande utredningar, förslag m.m. föreligger, inte minst genom arbeten inom ISRM (International Society for Rock Mechanics) om "Site investigation technique".

De flesta publikationer är mera en katalogisering än en kvalitetsvärdering. Bristfällig förefaller främst associationen mellan en metods resultat och dess direkta tekniska konsekvenser.

Det gäller således att välja rätt i paletten. Skall en metod tillämpas eller ej? Frågan skall främst vara: Hur påverkar ett visst undersökningsresultat ett tekniskt beslut? Modern undersökningsteknik uppnår en resultatnoggrannhet som är mera försäljningsbetingad än praktiskt användbar. Berget är ej uppbyggt efter decimalsystemet.

Vidare bör ställning tagas till problemet: skall man undersöka eller ej? En undersökning bör ej vara självändamål utan måste fylla en teknisk-ekonomisk funktion. Den kostar pengar och man vill veta vad man får för priset.

5. Bergteknisk prognos

För att kunna uppnå den i inledningen omnämnda prognospreciseringen erfordras ett nytt betraktelse- och förfaringssätt. Stolparna i dessa beskrivs i de följande avsnitten.

5.1 Metodernas giltighet

Hittills har man undvikit eller bortglömt diskussionen om metodernas giltighet och kvantitet. Endast i en publikation (Weaver 1976) har hittats ett försök till kvantifiering, som dock enbart relaterades till objektet. Främsta uppgiften med denna presentation är att bekanta sig med ett systematiserat betraktelsesätt.

Varje undersökningsmetod ger ett specifik informations-innehåll. Som exempel anföres sprickanalysen vilken ger sprickornas rymdställning och frekvensfördelning eller seismikens gånghastigheter. Man kan tala om metodernas "storheter".

Olika informationsinnehåll har olika informations-tyngd. Informationer om sprickfyllnaden har till exempel en större informationstyngd än uppgifter om bergmaterialets uppkomst. Den seismiska gånghastigheten säger mera om bergmaterialets tillstånd än bergartstypen.

Sedan beror det på bearbetningssättet till vilken informationsnivå förundersökningsmetoderna uppnår. Bearbetningssättet omfattar den för varje enskilt fall adekvata undersökningsmängden, analysgången och metodkombinationen.

Som exempel anföres en enstaka noggrannhållfasthetsundersökning som underlag för beslutet om en t.ex. fullortsborrning. Både mängden och analysförfarandet är olämpligt och ger en mycket låg informationsnivå mot vad informationstyngden hos informationsinnehållet normalt tillåter.

För att kunna välja ett adekvat bearbetningssätt erfordras en analys av informationens geologiska och bergtekniska räckvidd. Varje undersökningsresultat grundas på data som erhålles genom särskilda förfaranden. Dessa data gäller för ett mycket avgränsat område, men extrapoleras till en större rymd eller interpoleras mellan olika undersökningspunkter.

För det avgränsade området föreslås benämningen observationsområde som gäller för:

Berghäll	vid geologisk kartering
Mätprofil	vid geofysisk mätning
Borrhål	vid borrning
Mätpunkt	vid bergmekaniska mätningar
Provkropp	vid olika tester eller undersökningar

Från observationsområdet kan erhållna undersökningsresultat på geologiska grunder, förutsatt kända geometrisk strukturrelationer extrapoleras eller mellan observationsställena interpoleras.

Det område som täcks av extra- eller interpolationen benämns tills vidare tillämpningsområde.

Slutligen benämns områden som ligger utanför eller mellan tillämpningsområden spekulationsområden. Till de sistnämnda måste dock trots brist på geologiska grunder eller kända strukturrelationer uppnådda resultat extrapoleras.

Sammanfattningsvis gäller följande flödesschema (fig. 4):

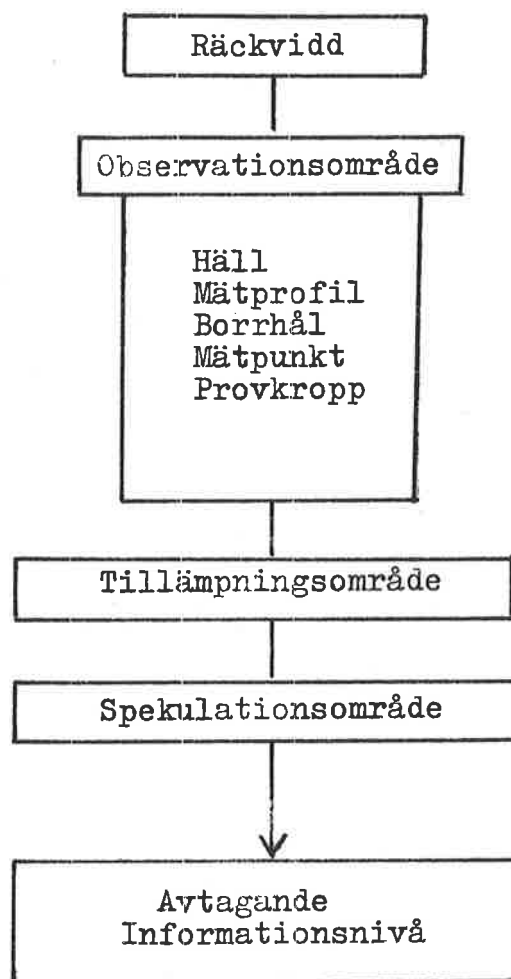
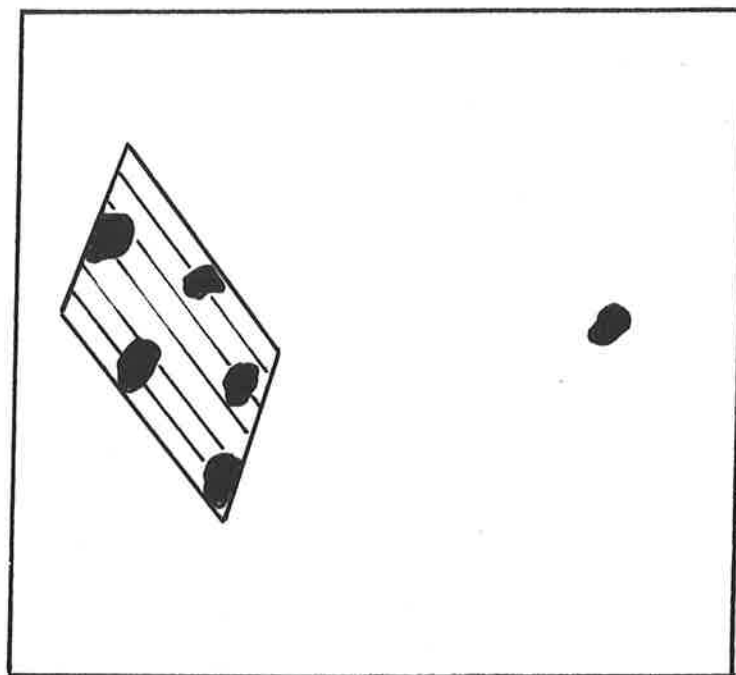


Fig. 4: Metodernas giltighet - Räckvidd.
Validity and extent of the methods.

Exempel på tillämpningsområden lämnas i omstående
figur 5 till 7.



Observationsområde
Observation area

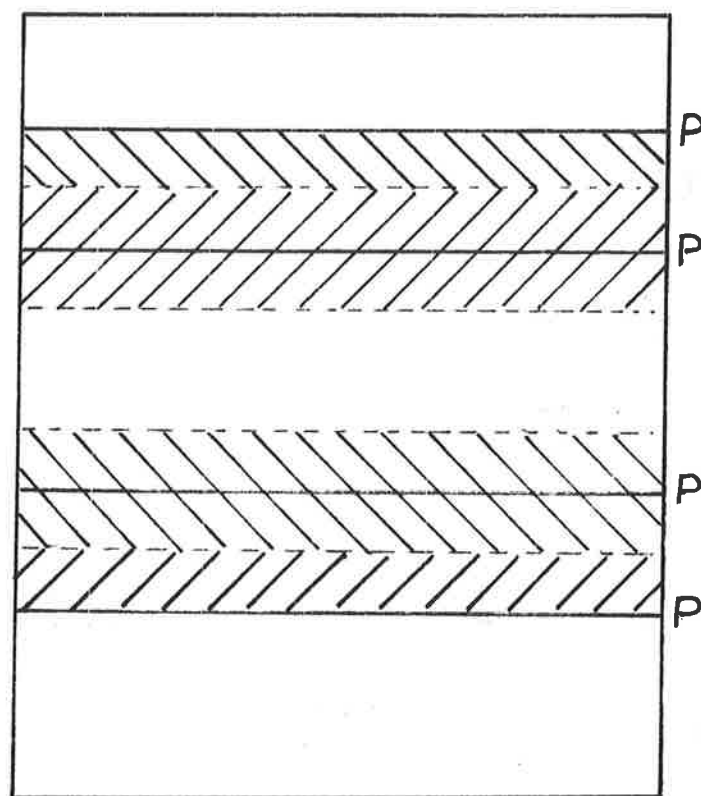


Tillämpningsområde
Application area



Spekulationsområde
Speculation area

Fig.5: Exempel på områdesavgränsning för hållar.
Example for determination of validity
ranges (outcrops).



Tillämpningsområde
Application area



Spekulationsarea
Speculation area

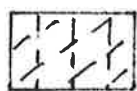
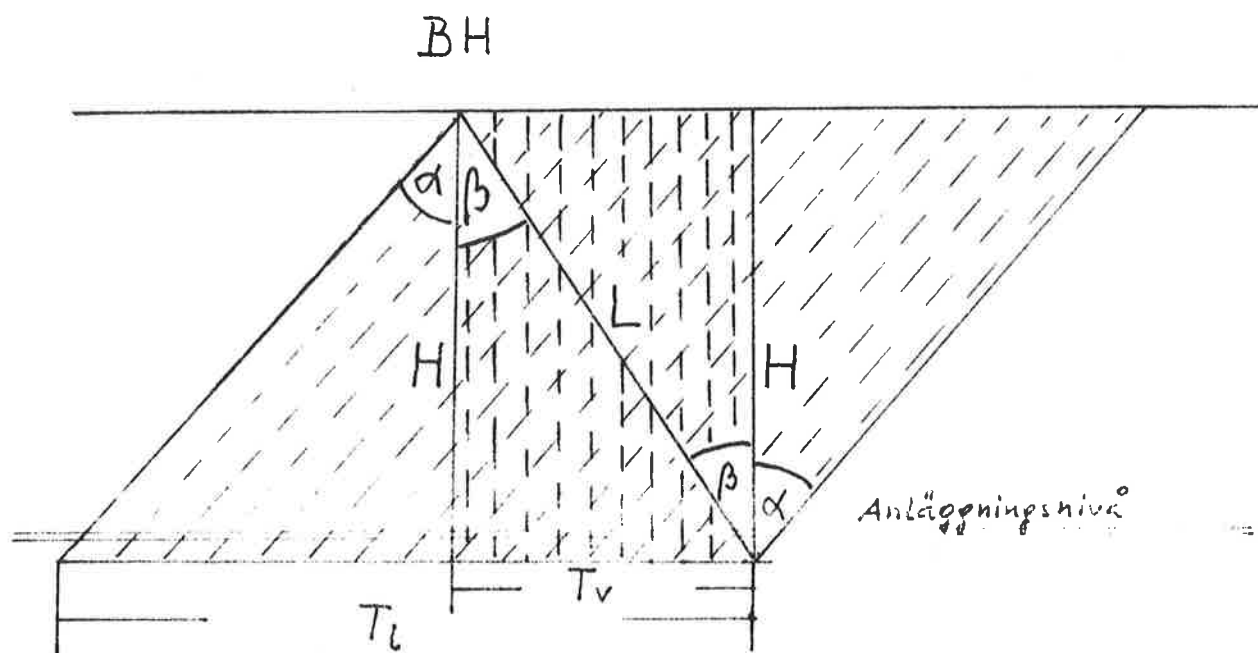
P

Profil
Profile

Fig. 6: Exempel på områdesavgränsning för seismiska mätprofiler.

Example for determination of the validity range (refraction seismic profiles).

Fig. 7: Exempel på tillämpningsområden för borrhål
 Example for validity ranges (boreholes)



$$TO_v = \operatorname{tg} \beta \cdot H^2 \cdot D$$



$$TO_l = (\operatorname{tg} \beta \cdot H^2 \cdot D) + (\operatorname{tg} \alpha \cdot H^2 \cdot D)$$

$$T_v = \operatorname{tg} \beta \cdot H$$

$$T_l = (\operatorname{tg} \beta \cdot H) + (\operatorname{tg} \alpha \cdot H)$$

BH = Borrhål

β = Borrhålslutning

TO = Tillämpningsområde

D = Bredd för TO

L = Borrhålslängd

T = Referenslängd

H = Djup under markytan

v = Vertikala strukturer

α = Strukturlutning

L = Lutande strukturer

Beträffande hållar gäller att intilliggande hållar av samma bergartstyp "inskrives" i en geometrisk enkel figur som utgör tillämpningsområdet. En "inskrivning" tillåtes även vid större inbördesavstånd, där de geologiska och geofysiska förhållanden gör det osannolikt att andra bergartstyper uppträder mellan hållarna.

Vid geofysiska undersökningar tillåter två eller flera profiler (mätpunkter) avgränsningen av ett tillämpningsområde (fig. 6).

Fastläggandet av ett tillämpningsområde kring ett borrhål beror på borrhålets lutning och strukturernas lutning. Beräkningsförslaget framgår ur skissen för tillämpningsområden kring borrhål (fig. 7).

5.2 Metodernas täckningsgrad

I förundersökningssammanhang skiljes lämpligen mellan tre olika undersökningsdimensioner:

- Rekognosceringsarea
- Undersökningsområde
- Anläggningsområde

Rekognosceringsarean inkluderar den vidare geologiska ramen, vilken har betydelse för tolkningen av de geologiska förutsättningarna kring ett anläggningsobjekt (uppställning av förväntningsmodellen).

Undersökningsområdet är föremål för förundersökningen men det finns fortfarande en viss valfrihet i den slutliga placeringen av anläggningen.

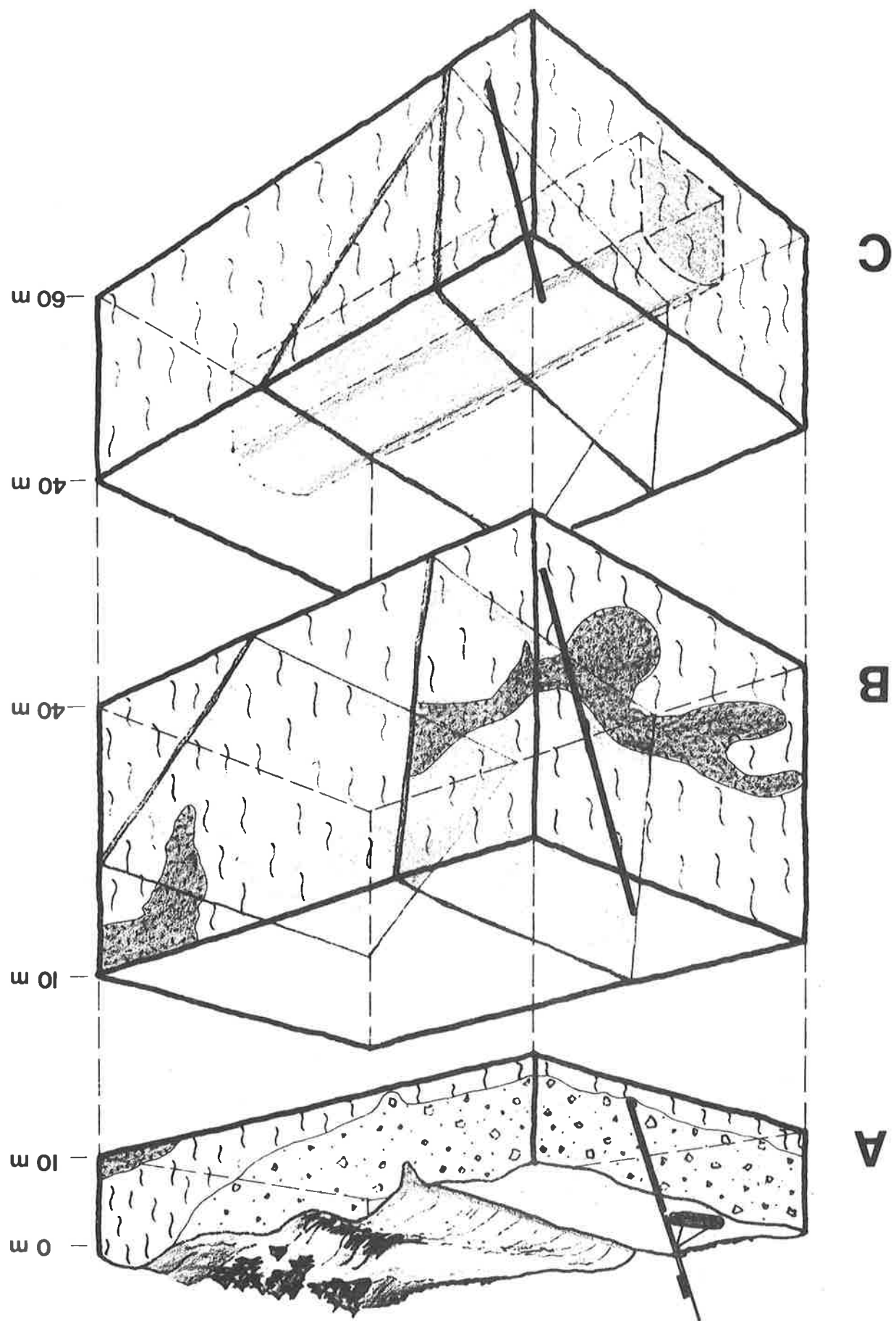
Slutligen erhålles anläggningsområdet som upptas av anläggningens samtliga bergrum och tunnlar.

De båda sista områden utgör inte bara en yta utan även en volym som beräknas till anläggningens bottennivå.

Därmed finns ytterligare en dimensionsbetraktelse, nämligen det vertikala blocktänkandet. Varje referens-enhet indelas normalt i tre block enligt skissen:

- Block A - Ytblock som karakteriseras av topografin, morfologin, hållar, jord och berggrundsytan.
- Block B - Avsnittet mellan djupast belägen berggrundsytan och anläggningsnivån.
- Block C - Anläggningsnivån (räknad från högsta punkten av det naturliga valvet till strax under sulan eller bottennivån).

Vid ej djup belägna anläggningar utgår block B.



Efter avgränsningen av de båda sista områdena (referensenheterna) kan täckningsgraden för de olika tillämpade metoderna utföras.

Täckningsgraden (TG) utgör summan av samtliga tillämpningsområden för samma metod i relation till den valda referensenheten enligt nedan:

$$TG = \frac{\sum \text{Tillämpningsområden} \times 100}{\text{Referensområde}} \text{ i } \%$$

Normalt avtar täckningsgraden mot djupet. Detta gäller samtliga observationer eller mätningar. Minst är avtagandet vad bergartsinformationen från hållar beträffar, lågt är även avtagandet hos borrhål.

Däremot är avtagandet vad strukturer eller egenskaper beträffar hög, särskilt markant vid geofysiska ytmätningar.

Täckningsgraden hos t.ex. seismiska ytmätningar kan antas avta mot djupet enligt exponentiella ekvationer som

$$y = e^{(-0,1 \dots -0,7)x}$$

Exponenten $-0,1$ motsvarar en täckningsgrad på 90 % ($0,9$) 10 m under berggrundsytan ($x = 1$). Därefter kan täckningsgradens djupläge under denna gränslinje beräknas ($x = n$).

En hög täckningsgrad kan även betyda en hög informationsnivå. Sistnämnda bestäms dock genom samverkan av täckningsgraden, informationstyngden och bearbetnings-sättet hos den utförda undersökningsmetoden. Flera kompletterande metoder kan höja informationsnivån.

5.3 Undersökningskvantitet

Undersökningskvantiteten anpassas till objektets art, funktion och livslängd, den geologiska komplexiteten och den önskade prognosnivån.

Den geologiska rekognosceringen bör omfatta bearbetningen av tillgängligt bakgrundsmaterial. Detaljkarteringen bör utföras under beaktandet av den geologiska ramen och i en skala som motsvarar blottningsgraden och den specifika frågeställningen.

Antalet seismiska profiler bestäms med ledning av den tektoniska förväntningsmodellen, bör projekteringen (profil-längd, avstånd) och ställas i relation till önskad prognosnivå (täckningsgrad).

Minst två "parallella" profiler bör utföras inom varje homogenitetsenhet. För att kunna interpolera geologiska strukturer erfordras att t.ex. en specifik låghastighetszon indikeras på minst 3 mätställen eller observationspunkter (häll eller terrängobservationer som korresponderar med det seismiska resultatet).

Övriga ingenjörgeofysiska mätningar berörs inte i denna översiktliga sammanställning.

Varje homogenitetsenhet bör innehålla ett kärnborrhål när ytinformationen ej ger önskad täckningsgrad på anläggningsdjupet.

Då borrhningen är den enda undersökningsmetoden som med hög informationsnivå kan nå den aktuella anläggningsnivån förväntas av denna möjligheten att kunna bedöma bergkvalitén och den procentuella fördelningen av bergzoner.

Antalet borrhål bör väljas från denna synvinkel. För enklart skulle man kunna uttrycka maximalt nödvändigt antal borrhål (B_h) enligt följande:

$$B_h = H_n + B_n + S_n$$

där

n = Antal

H = Homogenitetsenhet

B = Bergteknisk åtskiljbar bergart

S = Statistiskt spridda huvudstrukturelement

I möjligaste mån bör man eftersträva att kunna kombinera olika syften så att antalet borrhål kan reduceras. Även borrhningen måste vara strängt kopplad till förväntningsmodellen.

5.4 Kontroll av prognosnivån

Visar den valda undersökningsmodellen ej önskat resultat - prognosnivå - bör den inledande förväntningsmodellen revideras och om nödvändigt, undersökningsmodellen modifieras eller förnyas. Arbetsgången redovisas i fig.9.

Ingenjörgeologisk modell

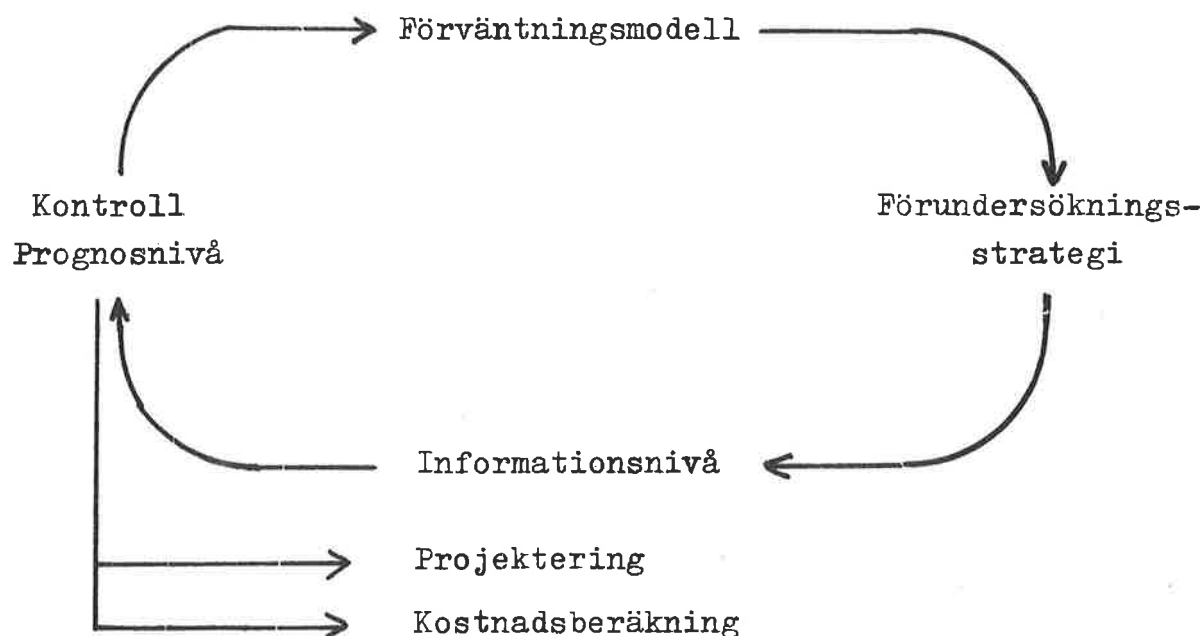


Fig.9: Uppföljning av önskad prognosnivå
Follow-up of the desired prognosis level

Först efter en verifikation av prognosnivånföreligger förutsättningarna för den slutliga projekteringen och kostnadsberäkningen.

TILLÄMPNINGSEXEMPEL

Med ledning av en parameter nämligen förstärkningsklassen kommer att diskuteras tre olika anläggningsprojekt (se fig. 10).

Figuren är tredelad: Den vänstra delen representerar den bästa bergkvalitén (låg förstärkning), den mellersta måttlig, den högra delen hög förstärkningsinsats.

Det överste objektet visar att utfallet motsvarar prognosen både vad bra berg och måttlig förstärkningsinsats beträffar. En fördelning av de seismiska gånghastigheterna i tre olika klasser ger ett något för högt värde för den bästa gruppen och bara hälften av den mellersta gruppen.

Detta resultat baseras på en 100 % täckningsgrad vad den direkta hällobservationen beträffar, en seismisk täckningsgrad på 25 % i anläggningsnivån. Dessutom måste betecknas borrhålens täckningsgrad som relativt mycket hög (nära 50 %) med tanke på de rådande strukturrelationerna. Detta **bestyrkes** genom den höga täckningsgraden hos den direkta observationen.

Täckningsgrad:

——— Häll Seismik ——— Borrning
 P = Prognos, U = Utfall, S = Seismisk hastighet, RQD BH = Borrkärn-
 bestämd, RQD T = Uppskattad i bergrum

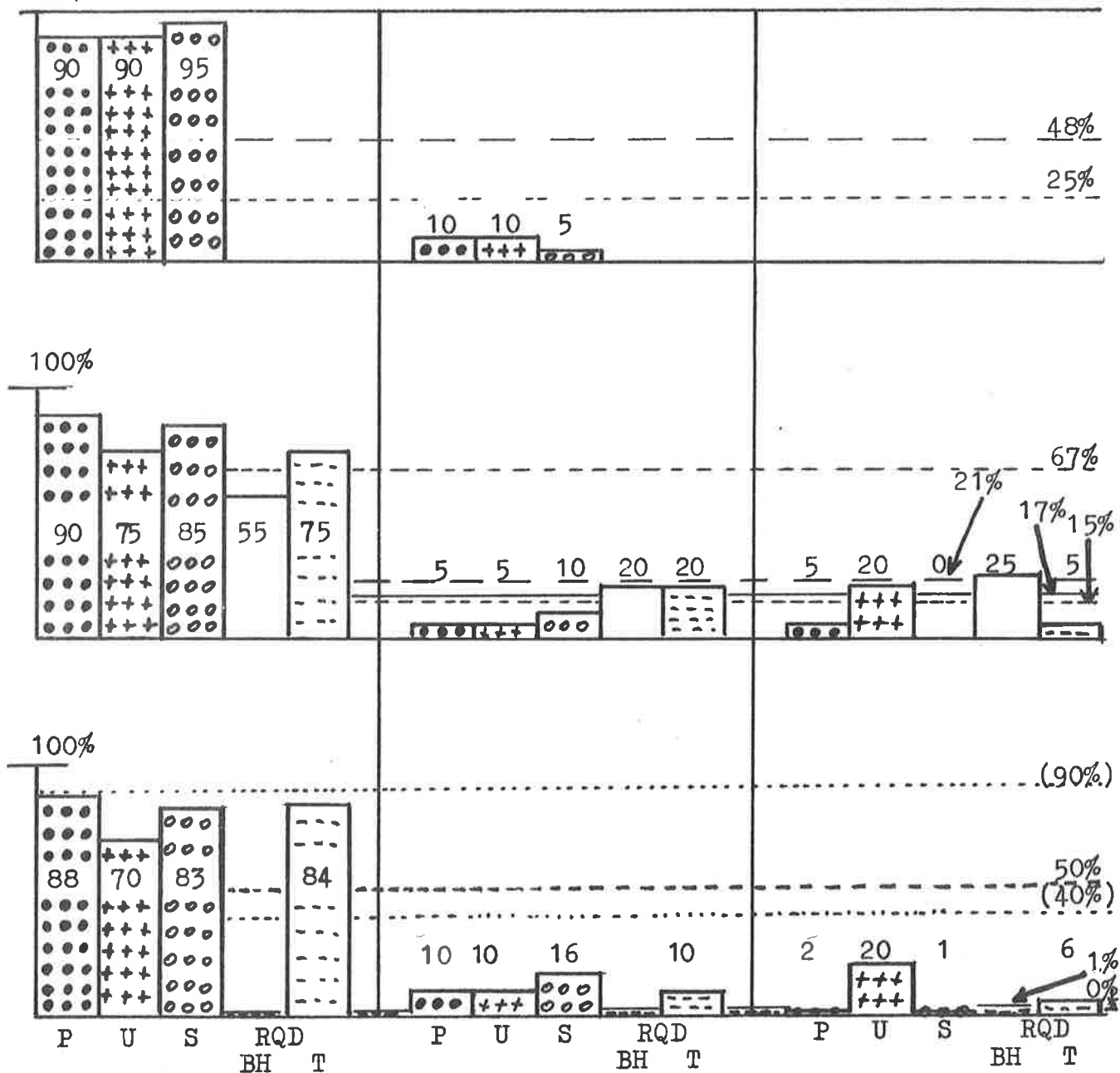


Fig.10: Jämförelse: Prognos - utfall på olika objekt samt tillhörande täckningsgrader.

Comparison: Prognosis - actual outfall on different objects and connected coverage degrees.

P = Prognosis, U = Outfall, S = Seismic velocity, RQD-BH = Evaluation on cores, RQD T = Estimated in tunnel

Coverage degree:

——— Outcrop Seismics ——— Boring

Av resultatet kan dras slutsatsen att området utgör en homogenitetsenhet med en hög specifik undersöknings-täthet. Även en mindre undersökning hade sannolikt gett samma höga informationsnivå.

Det mellersta objektet visar andra trender. Utfallet bra berg var lägre än prognoserat. En in situ uppskattad RQD värdering överensstämmer med utfallet. Utfallet måttlig bergförstärkning sammanfaller med prognosen. Här gav motsvarande RQD bedömning ett för högt värde. Stor är avvikelserna vad hög förstärkningsinsats beträffar. Utfallet sammanfaller dock nära med RQD beräkningen, baserad på borrhärdor.

I detta fall kan bergkvalitébedömningen ha påverkats av ytseismikens resultat som visade en gynnsam hastighetsfördelning. Att borrhärdornas RQD fördelning ger ett för lågt värde för bra berg kan bero på borrhäringsstrategin som i första hand avsåg undersökning av låghastighetszoner. Självfallet måste under sådana omständigheter RQD fördelningen visa för låga värden för god bergkvalité.

Täckningsgraden från ytinformationen var låg, likaså seismikens på anläggningsnivå. Informationsnivå var således låg och risker att ej kunna upptäcka ej förväntade strukturer förelåg. Orsaken till avvikelserna beträffande utfallet och prognos för hög förstärkning ligger just i uppträdandet av ej förväntade geologiska-hydrologiska förhållanden.

Liknande är förhållandena vid det nedersta fallet. Täckningsgraden är ännu lägre resp. 0 för observation och borrhärning (ej utförd). Seismikens låga marktäckningsgrad bedömdes med ledning av det faktum att endast en profil ligger inom anläggningsområdet. På anläggningsnivå ger den 0 täckning vid tillämpning av den ovan diskuterade minskningsregeln.

Även här var det ej förväntade geol-hydr. förhållanden som svarade för avvikelserna.

Slutsatserna efter denna summariska redogörelsen kan sammanfattas enligt följande:

- En liten procentavvikelse utfall - prognos för bra berg leder till flera 100 % avvikelse för hög förstärkningsinsats.
- Låg täckningsgrad bäddar för risken att utfallet ej överensstämmer med prognosen.
- Ytseismiken har låg täckningsgrad på större djup.
- Ej förväntade strukturer har stor betydelse vid avvikelser mellan utfall och prognos.

- Vattnet förefaller den mest svårprognoserade förstärkningsfaktor vid de tillämpade undersökningsmodellerna, där vattenrisk ej ingick som förväntad faktor i förväntningsmodellen.
- För varje enskild bergteknisk parameter bör utfärdas en separat prognos.

SAMMANFATTNING

En ingenjörgeologisk arbetsmodell som syftar mot en preciserad och varudeklarerad prognos bör visa följande flödesschema:

Bergteknisk frågeställning
 Önskad prognosnivå
 Förväntningsmodell
 Initialprognos
 Undersökningsmodell
 Homogenitetsenhetsrelaterad mängd-innehåll
 Avgränsning av tillämpningsområden
 Bestämning av metodernas täckningsgrad
 Fastställandet av informationsnivån
 Prognosering av bergtekniska parametrar

BeFo 18:s modell har visat en väg till en önskad kvantifiering av varje prognossteg och således även en kontrollerbar värdering av bergtekniska prognoser. Ej förväntade geol-tekt-hydrogeol förhållanden kan enbart med hög kostnadsinsats upptäckas.

Föreliggande redogörelse indikerar att förundersökningar och prognoser kan preciseras och varudeklaras på så sätt att beställaren blir medveten om varans (resultatets) värde för priset, dess användbarhet och tekniska konsekvenser och giltighetsgränser.

Följes de presenterade intentioner, så kommer att utföres nödvändiga förundersökningar - bara man vet, vad man får för priset!

SUMMARY

An engineering geological working model, which has in view a specified and valued prognosis, should be based on the following outlines (process charts):

Geotechnical questioning
 Desired level of prognosis
 Expectation model
 Initial prognosis
 Investigation model

Quantity of investigation and information content in
 relation to homogeneity units
 Limitation of application ranges
 Determination of the coverage degree
 Decision of the information level
 Prognosis of the individual geotechnical parameters

The model, developed by project 18 of the Swedish Rock Mechanics Research Foundation (BeFo) has shown a way to a desired quantitative determination of each prognosis step and-by the way-a controllable evaluation of geotechnical prognoses. Unexpected geol.-tect.-hydrogeol. features can only be discovered with a high cost effort.

This presented paper indicates that site investigations and prognoses are possible to be specified and valued in a sufficient way for the customer. The value of the delivered results, the relation to the price, the application possibilities, technical consequences, and ranges of validity can easily be recognized.

Following the intentions described above, necessary investigations will be carried out - if the customer is convinced that the results are worth the price!

REFERENSER

Bergman M. och Helfrich H.K.: Bergteknisk borrhåls- och borrhärneanalys. BeFo - rapport nr. 22 Stockholm 1975.

Bieniawski Z.T.: Exploration for rock engineering Vol. 1 and 2. Balkema Rotterdam, 1976.

Grønhaug A.: Geologiska undersøkelser for tunneler. Veglaboratoriet meddelelse nr 48, Oslo 1975.

Helfrich H.K.: Förundersökningars värde och omfattning - Presentation av BeFo - projekt 18. BeFo - rapport nr. 20, Stockholm, 1975.

Helfrich H.K.: The engineering-geologic expectation model as a basis for the prognosis in underground construction. Rock Mechanics, Supplementum 7, Wien, 1977/78 (in press).

ISRM: Recommendation on site investigation techniques. Final report, 1975.

Söderberg L.: Practical procedure for preinvestigations concerning unlined rock storage caverns for petroleum products. Rockstore 77, Vol. 2, Stockholm 1977.

Weaver I.M.: Exploratory drilling for rock engineering. Proceedings of the Symposium on Exploration for rock engineering. Johannesburg, Balkema Rotterdam 1976.

BETECKNINGSSYSTEM FÖR BERGUNDERSÖKNINGAR INOM BYGG- NADS OCH ANLÄGGNINGSVERKSAMHETEN

Notation system for engineering bedrock surveys.

Forskningsingenjör Tom Lundgren, Statens geotekniska institut (SGI), Linköping.

Under de senaste 5 åren har nyttan och nödvändigheten av ett enkelt och rationellt beteckningssystem för tekniska bergundersökningar vid ett flertal tillfällen diskuterats på dessa bergmekanikmöten. I BFR:s regi arrangerades i mars 1973 ett diskussionsmöte där det framkom en del synpunkter på hur ett sådant beteckningssystem borde se ut. De senaste två åren har en BFR-stödd grupp arbetat med olika förslag under ledning av en allsidigt sammansatt referensgrupp. Arbetsgruppens första förslag till beteckningar presenterades på utställningsskärmar förra bergmekanikdagen.

Idag föreligger ett slutgiltigt förslag som presenteras i en remissutgåva. Några exemplar av denna utgåva finns med här på mötet. Tyvärr förekommer ett färgtryckfel i två av redovisningsexemplen (omtryckning pågår), varför några exemplar inte kan delas ut. Vi ber i stället dem som är intresserade av ett korrekt exemplar av remissutgåvan och som vill verka som remissinstans att fylla i utlagda rekvisitionsblanketter. Rapporten kommer att översändas omkring vecka 13.

Beteckningssystemet utgör inget bergklassificerings-system. För en sådan utvidgning måste man avvakta resultaten från BeFo-18-projektet. Vi har i stället inriktat oss på den ingenjörsgelogiska karteringen, dvs på momentet före den tekniska klassificeringen inom projekterings- och planeringsstadiet.

Referensgruppen har ställt upp vissa riktlinjer för ett beteckningssystem som underlag för arbetsgruppens förslag. Det skulle vara ett relativt lättläst och okomplicerat system. Helst skulle det vara kombinerbart med Geotekniska föreningens beteckningsblad för undersökningar i lösa jordlager. Vidare skulle hänsyn tas till gruvkarteringens normalblad, SGU:s beteckningsscheman och internationell praxis. Det har varit ganska svårt att få fram ett helt invändningsfritt system och referensgruppen har inte heller varit helt enig, men jag har fått intrycket att man ändå är relativt nöjd med det slutliga förslaget. Vissa kompromisser har helt naturligt blivit nödvändiga.

Om detta förslag kan bli allmänt erkänt inom landet, anser vi att det vore lämpligt att försöka hävda det även internationellt. Man har nämligen nu även börjat förberedelserna med att ta fram internationella beteckningar

för grundläggningssändamål. Byggstandardiseringen representerar där Sverige. SGF:s beteckningskommitté har lovat att bevaka även de bergtekniska beteckningsfrågorna i detta arbete.

Efter remissbehandlingen kommer beteckningssystemet eventuellt att revideras. Därefter slutrapporteras projektet till BFR, som får ta ställning till om och hur beteckningssystemet skall föras ut. En möjlighet som föreslagits är att systemet inordnas i SGF:s serie av beteckningsblad.

Till sist vill jag framföra arbetsgruppens tack till medlemmarna i referensgruppen, dvs till:

Per Wedel och Olof Holmstrand, arbetsgruppen för ingenjörsgelogiska kartor, CTH

Hans Helfrich, BeFo-18-projektet

Erik Knubb, Gruvverksamheten

P.H. Lundegårdh, Sveriges Geologiska Undersökning

Carl-Olof Morfeldt, Konsultbranschen

Jüri Martna och Anders Carlsson, Vattenfall

Tord Lindahl, Byggnadsentreprenörföreningen

Ivar Segebo, Kommunförbundet

Dessutom har arbetsgruppen också haft flera kontakter med och fått stor hjälp av Erik Sandegren, SJ, och SGF:s beteckningskommitté.

Summary

A notation system for engineering bedrock surveys is being developed at the Swedish Geotechnical Institute in collaboration with representatives from different groups working in this field of engineering. A proposed version of the system is now under broader examination and will then probably be somewhat modified. After that the intention is to present and test the system in an international forum.

DISKUSSION

IVA:s Guldplakett 1977 för precisionsteknik tilldelad ingenjör Lars Strindell

Diskussionen inleddes med att avdelningsdirektör Juri Martna och docent Rudolf Hiltcher, Statens Vattenfallsverk, redogjorde för bakgrunden till att ingenjör Lars Strindell vid IVA:s högtidssammankomst 1977 tilldelats årets guldplakett för precisionsteknik. Utmärkelsen var föranledd av det förtjänstfulla utvecklingsarbete som lett till en apparatur för mätning av bergspänningar i djupa borrhål. Detta var första gången en sådan belöning utdelats för en bergmekanisk utvecklingsinsats.

Metoden har presenterats på Bergmekanikdagen 1976 och nu lämnades ytterligare exempel från tillämpningar på stora djup (250 m) och där hålen stått under fullt vattentryck. Här noterades särskilt att horisontalspänningarna visat sig vara inom rimliga spridningar i huvudsak konstanta ned till dessa nivåer med storleksordningar av 15 à 20 MPa.

Tekn dr Sten G A Bergman, Stocksund

Hiltcher visade att horisontalspänningarna var för sig och summan av horisontalspänningarna i mätningar ner till 250 m djup i detta exempel varit konstanta. Pekpinnen var väl i viss mån riktad mot den andra förhärskande teorin som har gällt i många år och som har fått stor internationell spridning, nämligen att summan av horisontalspänningarna skulle öka mycket kraftigt med djupet, vilket professor Hast har förfäktat. Jag vill nämna att jag för KBS har gjort ett försök att sammanfatta alla mätningar som är gjorda här i Skandinavien. Det är kanske mest norrmännen som har gjort sådana, Myrvang och Lie, men det finns också finska och här i Sverige Vattenfalls mätningar. När man summerar allt detta så kommer man till just den slutsatsen att summan av horisontalspänningarna är konstant eller i varje fall inte verkar stiga så snabbt som Hast har förfäktat i sina mätningar.

PHYSICAL MODEL STUDIES OF LARGE SPAN UNDERGROUND OPENINGS

Nick Barton, Norwegian Geotechnical Institute

SUMMARY

Two dimensional physical models (scale 1:300) were used to study the deformation and stability of large openings excavated in jointed near-surface rock masses. The models were discontinuous, each consisting of more than 20,000 discrete blocks. Deformation vectors for each stage of excavation were obtained by photogrammetric analysis.

The behaviour of openings of similar geometry are compared, using differently orientated jointing and both medium ("hydrostatic") and high ("tectonic") horizontal stress. The openings were excavated in stages, up to a final simulated span of 50 metres. The average joint spacing simulated was in most cases approximately 2 meters (6mm in the models).

The present paper describes the results of five of the thirteen large models investigated. Some results of dynamic (earthquake) loading effects on the deformation and stability of completed model caverns are also mentioned.

Acceleration magnitudes (peak horizontal 0.2-0.7 g) were recorded by two small accelerometers embedded near the surface above the caverns.

The final objective of these model studies is to provide deformation data to compare with monitored data from future engineering projects (i.e. underground nuclear power stations) and for comparison with some sophisticated jointed finite element studies which are in progress in Sweden.

INTRODUCTION

The engineering performance of large rock caverns has traditionally been learned from mining and hydro power projects, where the depth below surface is most often many times greater than the 15-35 metres span of the opening. Deformations measured in the walls and roofs of such caverns generally range from about 10-40 mm, though there is a documented case where a wall moved 126 mm (Eristov and Khechinov, 1972), and another where the arch moved down 147 mm (Imrie and Jory, 1968). These measured values indicate that displacements predicted from elastic continuum analyses can be very

inaccurate in cases where unstable geometries allow large displacements to occur. These inaccuracies are reduced (though seldom eliminated) when deformation moduli are based on large scale plate loading tests as opposed to tests on intact laboratory samples. Judd and Perloff (1972) found that the discrepancies between measured and predicted displacements are particularly marked when the joint spacings are considerably less than the span width.

The accelerating interest in the use of *near-surface* underground space for purposes as diverse as food storage and nuclear power generation, forces designers to recognize the potential influence of the free surface. There are many special aspects to consider. The increased frequency of jointing and weathering will generally lead to reduced rock mass quality, and this may sometimes prejudice the feasibility of a project. A major factor may be the magnitude of horizontal stress. Heavily jointed rock masses will be adversely affected if horizontal stresses are too low, while massive rock masses, which would normally be considered favourable, may suffer unexpected problems from marked stress anisotropy.

Horizontal stresses sometimes exceed the gravity induced vertical stresses by an order of magnitude or more (see for example Hooker and Johnson, 1969, Holzhausen, 1977, Hast and Nilsson, 1964, Li, 1970).

It is therefore a matter of some interest whether large excavations close to the surface will suffer similar or very different deformations when compared with their deep-seated relations. Since elastic continuum models of rock mass behaviour are increasingly suspect as the jointed near-surface is approached, it is generally necessary to consider jointing, whether this be simulated in numerical or in physical modelling.

Both numerical and physical models can be invaluable in correctly interpreting the results of displacement monitoring of important large span near-surface openings. Physical models have a double role in that they provide a check for numerical model results. The number of blocks that can be physically modelled is closer to that in practice, generally perhaps one to two orders of magnitude larger than the number that can be handled in presently existing jointed finite element programmes.

MODEL MATERIAL AND JOINTS

The principle requirement for a model of a near surface opening is that it should be gravity loaded, besides any additional horizontal loading. It should also be large enough to simulate several hundred metres of rock mass

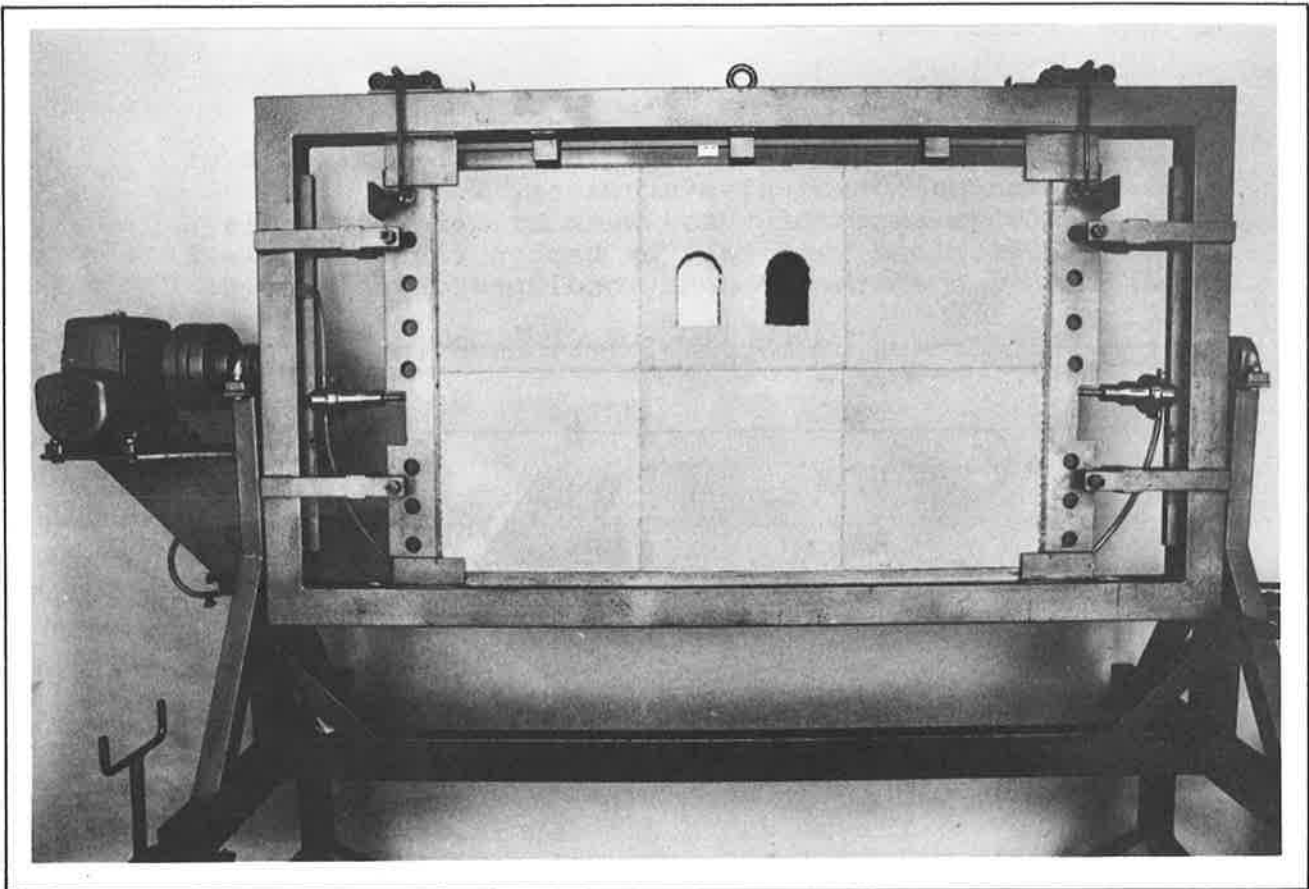


Figure 1 Model loading frame with a completed two-cavern model. Simulated depth to cavern roofs was 50 metres.

so that boundary effects are minimized. Consequently a material of high density and low strength needs to be used. In this study a model-prototype geometric scale factor of 1:300 was adopted, and this made it possible to simulate horizontal dimensions of approximately 350 meters and a depth of approximately 250 metres in a model measuring 120 x 80 cm. The model was "two-dimensional", having a wall thickness of 2.5 cm. A photograph of one of the models is shown in Fig. 1.

A two dimensional model is equivalent to the unfavourable situation in which a cavern is excavated with its long axis parallel to the strike of the predominant jointing. It is well known that such a condition leads to large deformations. (Cording, Hendron and Deere, 1972). Measured deformations should be interpreted in the light of this limitation.

Model material

The model material consists of an oven cured mixture of red-lead-sand-ballotini-plaster-water. The physical properties of a range of these weak brittle materials have been described in detail by Barton (1970). Table 1 summarizes some of the present model/prototype values:

Table 1. Properties of material (C8) used in the models.

SYMBOL	MODEL	UNITS	PROTOTYPE
σ_c	0.44	MPa	175
$E_{(intact)}$	87	MPa	35,000
ρ	19	kN/m ³	25

The ratio of prototype and model densities (1.33) gives a stress scale (ψ) of 1:400 when the geometric scale (λ) is 1:300.

Model joints

The method of producing sets of model tension joints in these brittle model materials has been described in detail by Barton (1972, 1974) and will only be summarized here. The principle is illustrated in Figure 2.

Rough interlocking tension fractures are generated in 2.5 cm. thick slabs of the cured material. An important and realistic feature of this fracture formation is that the primary joints (those first developed) are the only continuous unstepped fractures. Joints of the secondary set are offset where they intersect the primary joints.

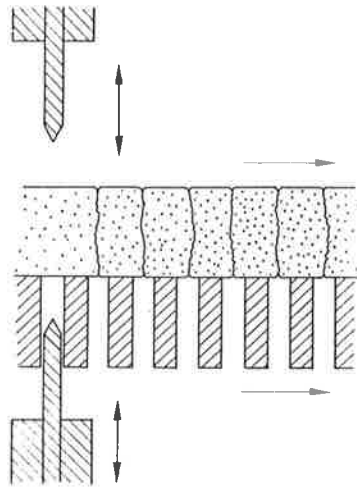


Figure 2 Method of producing sets of model joints using a double-bladed "guillotine".

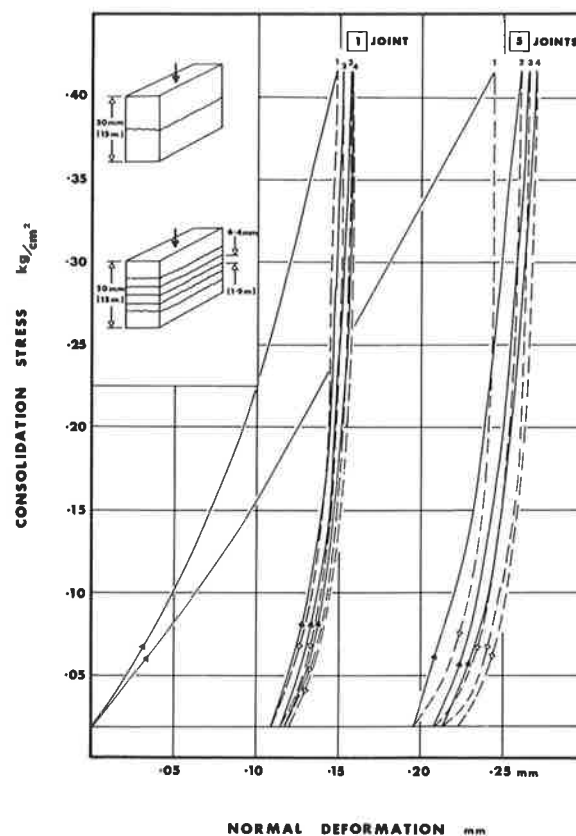


Figure 3 Normal loading tests illustrating non-linear non-elastic behaviour.

This results in anisotropic strength and deformation properties, and, depending on joint orientation, may result in one wall of a cavern deforming more than the opposite wall.

The peak shear strength (τ) of the primary points is described closely by the following equation (Barton and Choubey, 1977):

$$\tau = \sigma'_n \tan (JRC \log_{10} (JCS/\sigma'_n) + \phi_r)$$

where JRC = joint roughness coefficient = 20

JCS = joint wall compression strength = 0.44 MPa

ϕ = residual friction angle

σ'_n = effective normal stress.

The relatively high shear strength of even the continuous primary joints is a direct reflection of their roughness. Unlike many joints encountered in near-surface rock masses, the model joints are unweathered, unfilled and without joint water pressure. Large span excavations can therefore be modelled without reinforcement and "block falls" are few, unless particularly unfavourable joint orientations and stress levels are chosen.

Table 2. Deformation properties of the model joints and rock mass.

SYMBOL	MODEL	UNITS	PROTOTYPE
LOADING			
E_{mass}	34.9	MPa	14,000
$\frac{E_{\text{mass}}}{E_{\text{intact}}}$	0.40	-	0.40
K_n	9,190	MPa/m	12,250
UNLOADING			
E_{mass}	55.9	MPa	22,500
$\frac{E_{\text{mass}}}{E_{\text{intact}}}$	0.64	-	0.64
K_n	24,740	MPa/m	32,980

The average results of a set of normal loading tests on single and multiple jointed blocks is shown in Figure 3. The first irrecoverable closure is eliminated by consolidating the models before excavation begins. Table 2 summarizes the mass deformation modulus (E_m) and normal stiffness (K_n) of the joints. It will be noted that stiffness depends on whether the joints are being unloaded or loaded. This results in non-elastic non-linear behaviour, similar to that measured in large scale tests on rock masses.

The ratio of normal stiffness (K_n) to shear stiffness (K_s) varies from approximately 2000 at low normal stress. This leads to marked anisotropic behaviour when joints are subjected to shear stress.

It should be emphasized that all the above properties are based on tests on model specimens. When scaled up to prototype dimensions the samples represent huge "in situ" tests, as shown in Figure 3. The usual errors due to laboratory/field scale effects are therefore absent.

The secondary joints are likely to give similar values to the above where normal deformation parameters such as E_{mass} and K_n are concerned. However, values of K_s may be as much as twice as high, the exact value depending on the intersection angle between the primary and secondary joint sets.

MODEL LOADING, EXCAVATION AND MEASUREMENT

(a) Loading

Figure 1 illustrates the loading frame used for applying the horizontal stress. Hydraulic "bellow-frame" pistons are used to apply horizontal load to vertical loading beams at each end of the model. The beams hang freely from roller bearings. The model is supported from behind by a glass wall, and after loading the frame is fixed in a near-vertical position. Each model is consolidated in cycles by rotating the whole plane of the model from a horizontal to near-vertical position (gravity loading). At the same time the horizontal stress is increased from zero up to the desired stress level.

The model is loaded and unloaded five times before finally locking the loading beams in position, after many hours of active loading. Teflon coated rubber strips separate the model from the loading beams. This results in something between "plane stress" and "plane strain" vertical boundaries.

The amount of stored strain energy is known. It is believed that this type of composite loading is more realistic for a near-surface rock mass than either the extremes of plane stress or plane strain.

Two levels of horizontal stress were simulated. When the pistons are set to apply load at the "third-points" of the beams, a triangular distribution of stress is obtained. The pressure is increased to the point where the stresses are "hydrostatic", such that $\sigma_h = \sigma_v$. In the second case the pistons are set higher (as in Figure 1) such that a trapezoidal distribution of stress is obtained. Piston pressure is considerably higher, such that a "tectonic" distribution is simulated. A theoretical surface intercept of approximately 9 MPa (full scale) is obtained in this case. At the full simulated depth of 250 metres the stress is approximately 22 MPa.

The above *hydrostatic* and *tectonic* stress distributions are designed to correspond to two of the three typically observed stress distributions described by Herget (1973).

In the present study most of the model excavations were at depths equivalent to about 25-100 metres. Thus in the *hydrostatic* stress models, both horizontal and vertical stresses would be equivalent to full scale stresses in the range 0.5-2.5 MPa. In the case of the *tectonic* stress models the horizontal stresses would be equivalent to about 10-14 MPa for the above range of depths below surface. There is thus a very marked stress anisotropy in the latter case. The ratio of σ_h/σ_v ranges from about 20:1 at 25 m depth to 6:1 at 100 m depth. This anisotropy causes high shearing stresses to be generated on joints not orientated parallel to the vertical and horizontal principle stress directions. This sometimes causes deformation magnitudes to vary widely between differently jointed models.

(b) *Excavation*

Excavation of the model caverns proceeds in stages as illustrated in Figure 4. Model blocks can be cut through and sucked out quite easily using a sharpened steel tube connected to a powerful vacuum cleaner. Where the jointing pattern permitted, the cavern perimeters followed the block boundaries and walls, (i.e. roof and walls of left hand model, walls of right hand model, Figure 4).

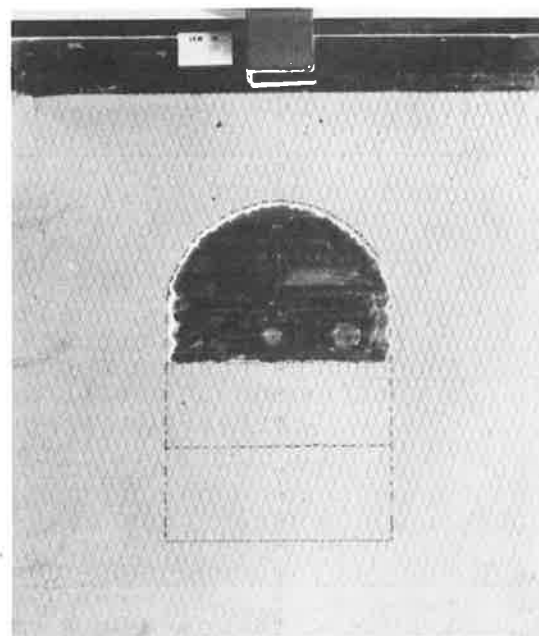
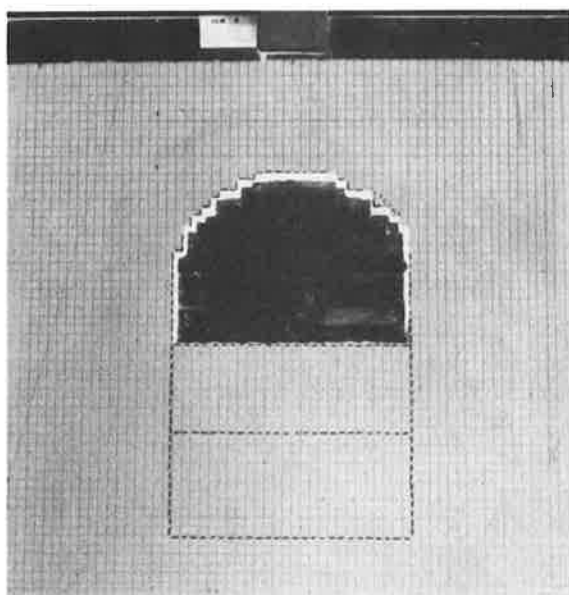
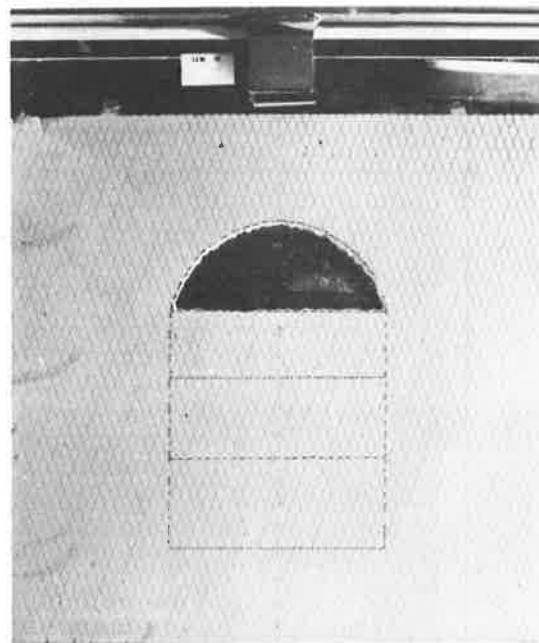
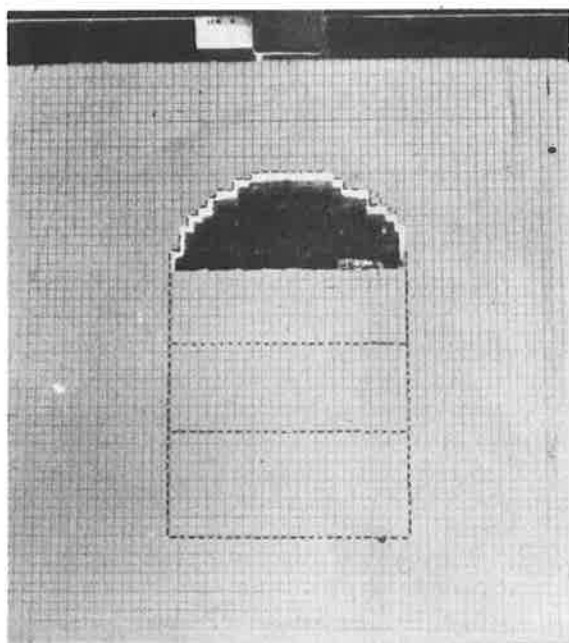
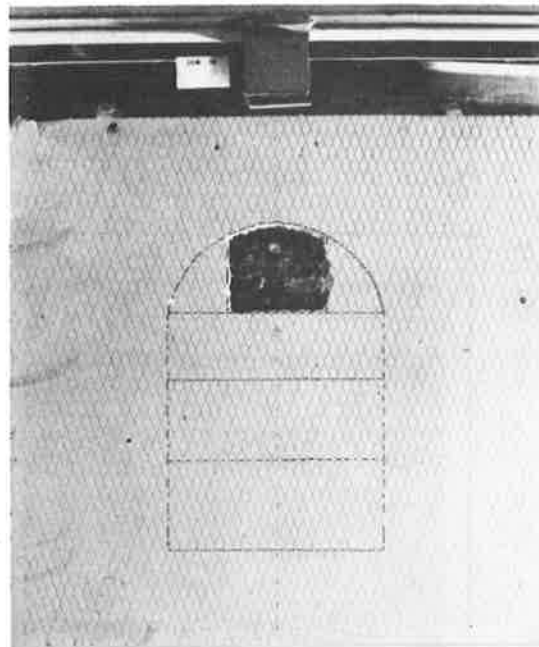
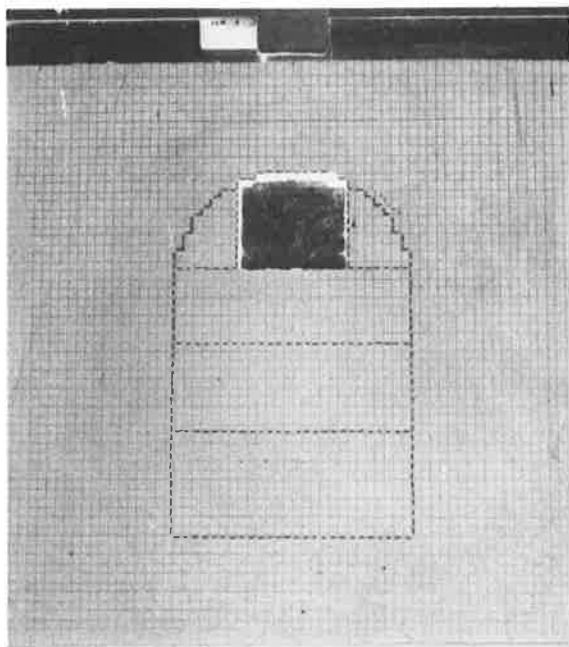


Figure 4 Stages of excavation.

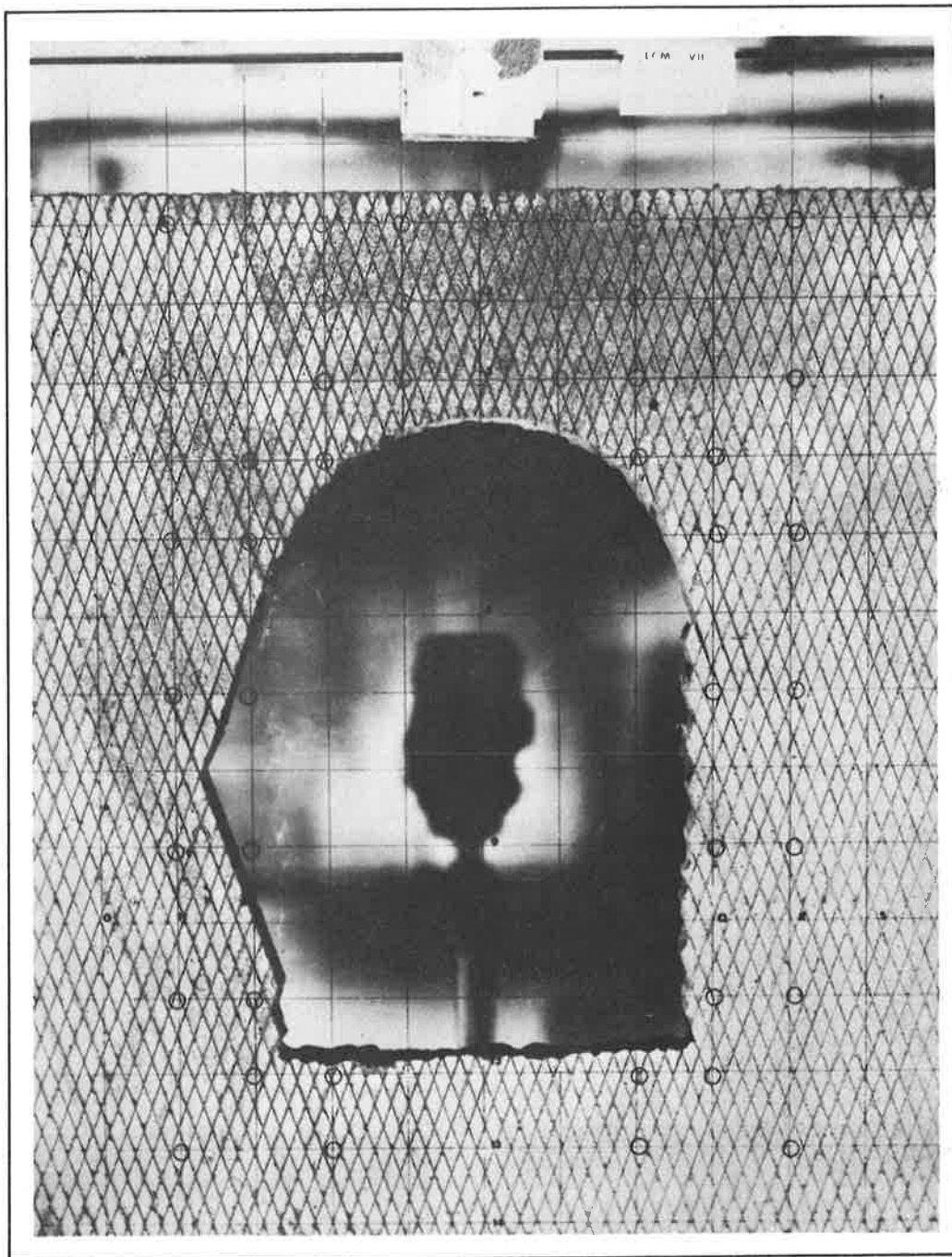


Figure 5 Reference grid etched on back of glass next to model. Model deformations are recorded by photogrammetric analysis.

(c) *Measurement*

A large reproduction camera was used to record deformations in the model. The negative size was approximately 150 x 200 mm. A 30 mm square grid etched onto the glass wall supporting the model (Figure 5) acted as the static reference datum. In each model the first photograph taken is of the loaded but unexcavated model. This is used as reference for all the subsequent photographs. Stereogrammetric analysis provides vectors for each stage of excavation.

A portion of the initial elastic displacements resulting from excavation could not be registered reliably using this optical method. However, it appears from analysis of the deformation vectors that deformations in the model greater than 0.017 mm were reliable. This means that full scale deformations in excess of 5 mm could be consistently recorded. The large size of the simulated rock caverns and the choice of jointing and stress levels, generally resulted in full scale deformations of the order of 50-150 mm, sometimes even larger, so the 5 mm "cut-off" was of little consequence to the analysis of behaviour.

EXAMPLES OF DEFORMATION MAGNITUDES

The deformation vectors depicted in Figures 6, 7, 8, 9 and 11 were computer drawn, following photogrammetric analyses of the relevant pairs of negatives. All this work was carried out by the firm Viak AB.

The scales depicted in the figures represent the following:

SKALA	1/2	geometry of model
	30/1	deformation of model

A centimeter scale in each diagram indicates the size of each model (1/2 scale). At full scale ($\lambda = 1:300$) the first excavation represents ca. 23 m span, increasing to 50 m span in the second and subsequent stages. In the case of models LCM 1, 2, 4 and 7 the depth of the roof below the free surface represented 25 metres at full scale. In other models greater depths were simulated.

The deformation scale of 30/1 indicates that full scale deformations (1:300) can be obtained by multiplying the deformation vectors by the factor 10. For example, in Figure 6, model LCM 1, the largest deformation recorded by the final stage of excavation was 110 mm (left wall, mid-height).

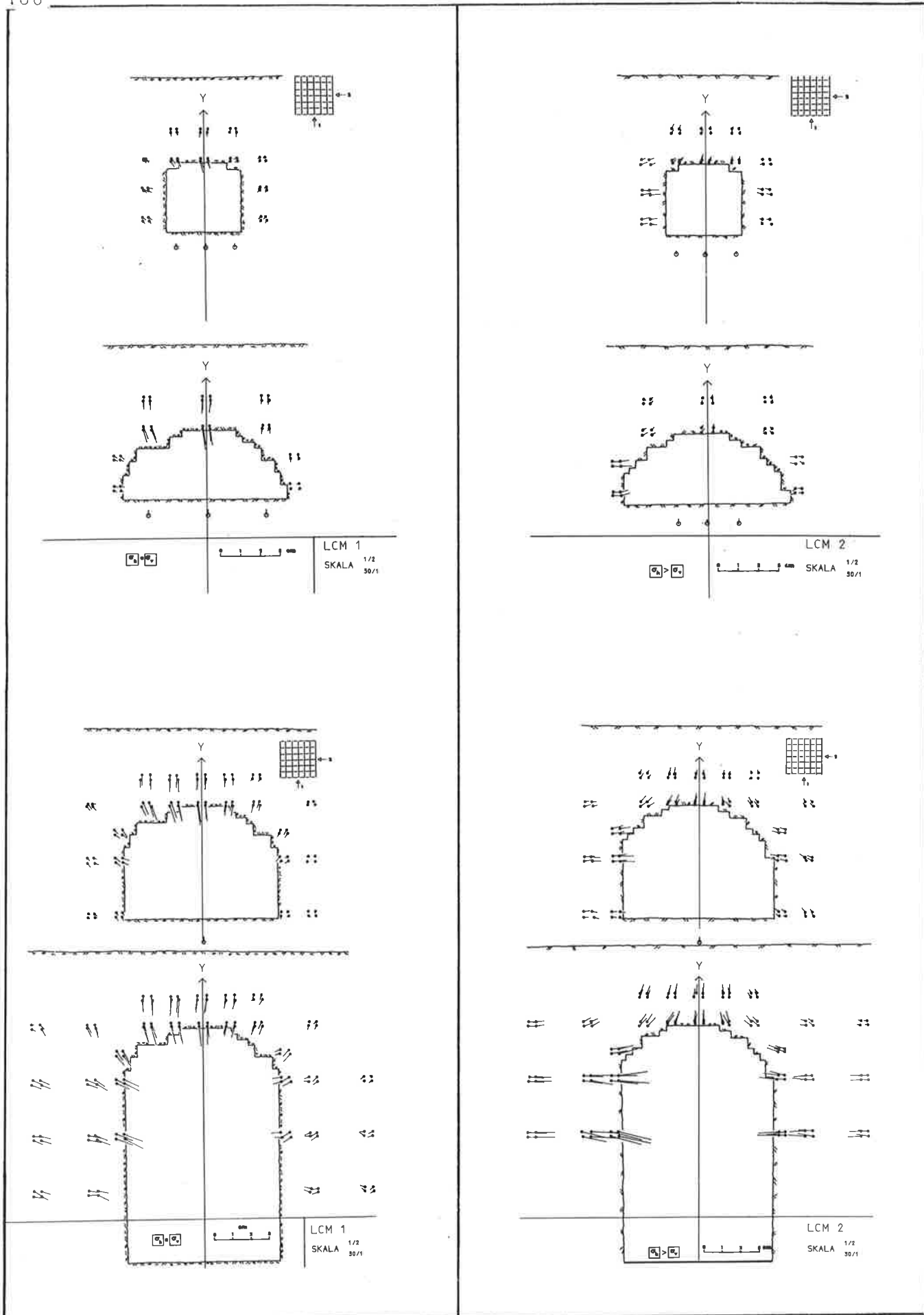


Figure 6 Deformation vectors for models LCM 1 and LCM 2. Geometries are identical but horizontal stresses are "hydrostatic" and "tectonic" respectively. Note jointing pattern which is correctly scaled.

(a) *Orthogonal jointing*

The results of "hydrostatic" and "tectonic" simulated stresses applied to two identically jointed models are shown in Figure 6. The downward displacements of the roof in LCM 1 and the exact opposite in LCM 2 is broadly consistent with behaviour predicted by elastic F.E. analyses (Dowding 1972). However, despite *higher* E_{mass} moduli in the physical models ($E = 7000 \text{ MPa}$, was used in the F.E. study), the displacements registered in the physical models is at least an order of magnitude *greater* than in the elastic F.E. models. For example elastic displacements were of the order of 1 to 2 mm upwards or downwards for high and low stress models ($K = \sigma_h/\sigma_v = 2$, $= \frac{1}{2}$ respectively) representing 30 m span openings at 30 m depth. In the case of the physical models representing 23 m span at 25 m depth, roof displacements range from about 55 mm downwards ($K = 1$) to 30 mm upwards ($K = 10 - 20$), as shown in Figure 6.

Joint opening causes displacements to increase considerably as excavations are widened and deepened. Efficient bolting may be expected to reduce real cavern displacements locally. However, since deformation is deep-seated (i.e. ca. 100 mm at 30 m behind the walls, the most important requirement of bolting or anchoring is that it controls *relative* displacements close to the walls caused by joint opening).

According to the results of these model studies the large displacements likely to be encountered in exceptionally large span excavations is in no way cause for alarm. Although total displacements are large, displacement gradients are generally small.

(b) *Steeply inclined jointing*

Models LCM 4 and LCM 7 shown in Figure 7 consisted of two steeply dipping joint sets (70° dip) with the primary continuous set marked (1) to distinguish it from the secondary direction (2). The fall out in the left walls as excavation proceeds is a direct result of the lower shear strength of the primary joints underlying these walls.

Although "hydrostatic" models LCM 1 (Figure 6) and LCM 4 (Figure 7) were subjected to identical stress levels, radically different behaviour is exhibited. It is apparent that the steeply dipping joint configuration is exceptionally favourable for roof stability, though obviously

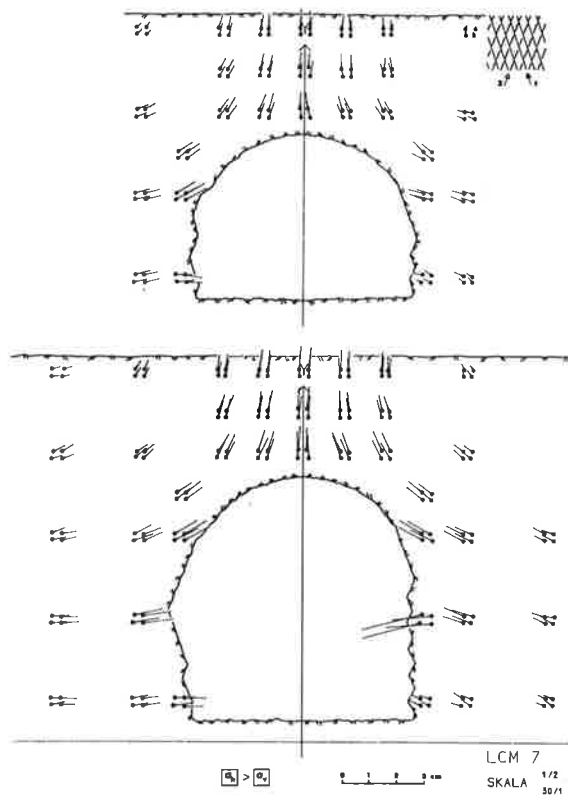
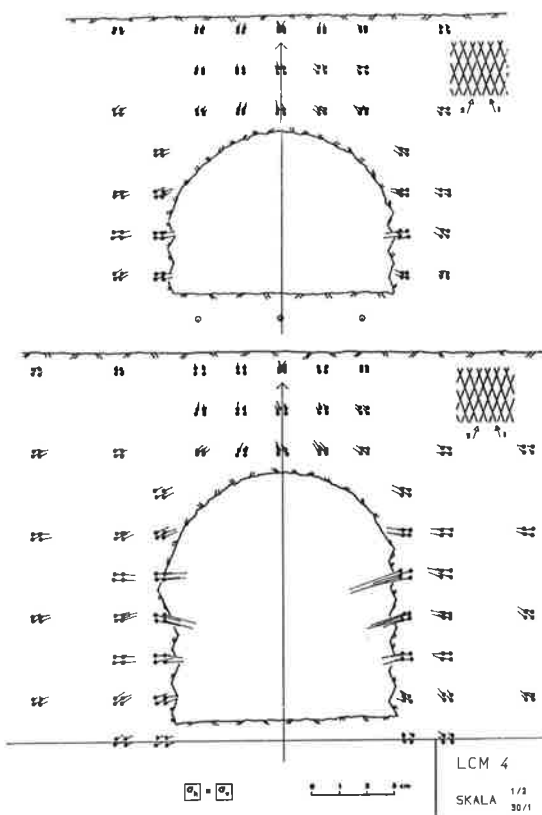
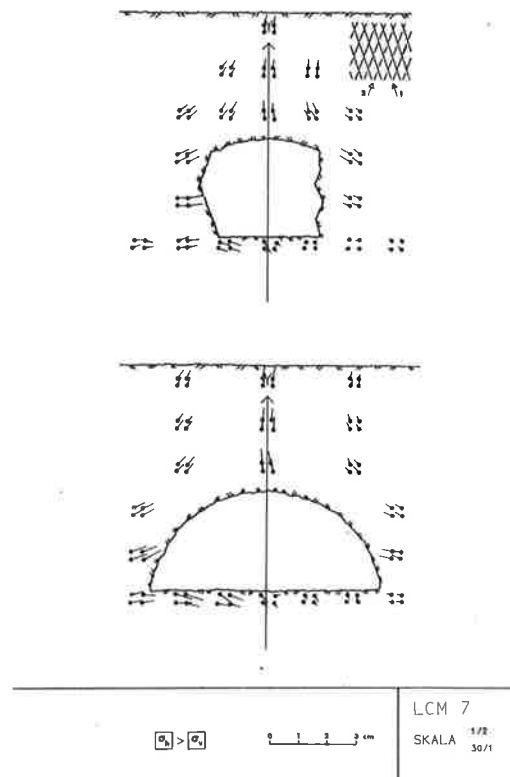
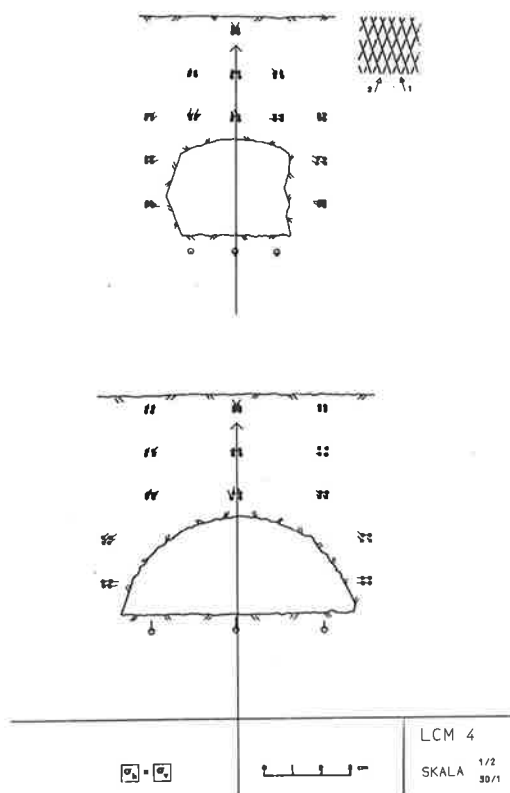


Figure 7 Deformation vectors for models LCM 4 and LCM 7. Geometries are identical but horizontal stresses are "hydrostatic" and "tectonic" respectively. Note jointing pattern which is correctly scaled.

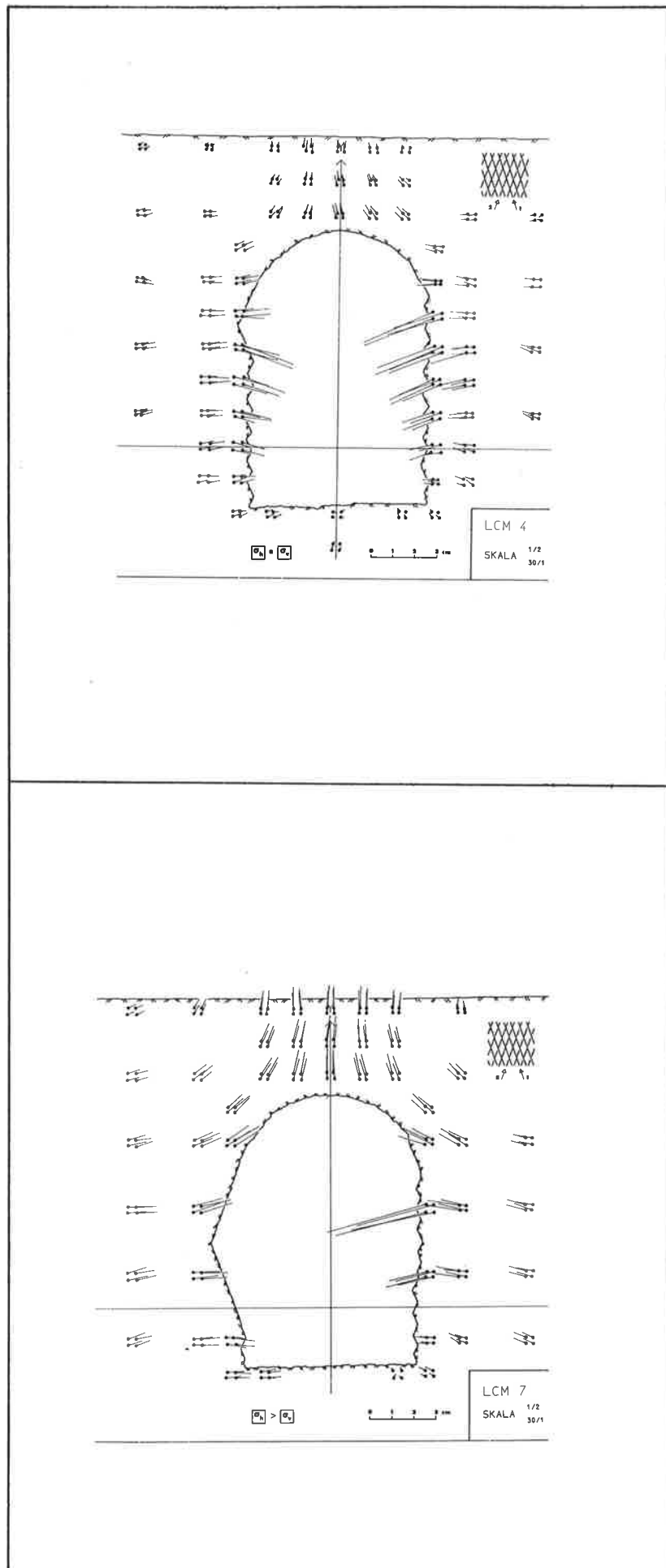


Figure 8 Deformation vectors for final stages of models LCM 4 and LCM 7.

very unfavourable for wall stability.

The high "tectonic" stress further reduces the wall stability. Figure 8 showing the final stage of excavation, shows a huge fall out in the left wall of the highly stressed model. (See also Figure 5, which is a photograph of this model).

While roof stability is remarkable in both cases, wall displacements are excessive (300-400 mm). Several tension cracks were visible near the springline in each case (Figure 5) and this fact is directly reflected in the severe displacement gradients. The tension crack opening and the sudden down-dip component close to the spring lines indicates accumulated shear displacement, increasing from the base of the walls to a maximum at the springlines. Stage-by-stage bolting or anchoring would be needed to control these displacement gradients in practice. Greater lengths would be advisable in the upper walls than in the lower walls for this singularly unfavourable joint geometry.

(c) *Multiple cavern model*

A total of four multiple cavern models were studied, two with very narrow pillars ($1/2$ span width), and two with medium pillar widths (1.0 span width).

An example of a narrow pillar model is illustrated in Figure 9. The jointing was deliberately chosen to cause very poor pillar stability, so that collapse mechanisms could be studied.

Perhaps the most interesting feature of these models is the way they illustrate the hysteresis (non-recoverability) of deformation on joints. Excavation of adjacent caverns does not cause appreciable reversal of deformation vectors, as one would expect and obtain from elastic continuum models. Deformation vectors in pillars therefore remain "left-handed" as new caverns are excavated to the right of existing caverns.

It is also of some interest to note the consistent upward deformation of the overlying "rock-mass" as excavation proceeds in this "tectonic" high stress model. This occurs despite the increased depth/span ratio of ca. 3.0.

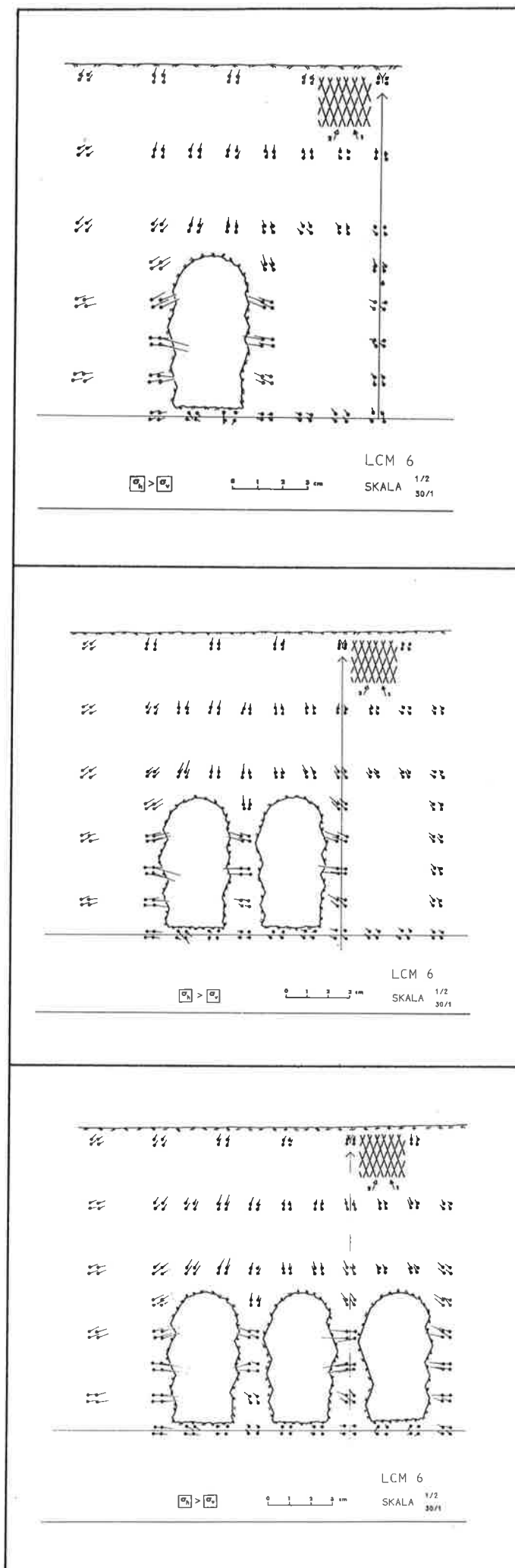


Figure 9 Deformation vectors for multiple cavern model LCM 6, in which "tectonic" stresses were applied.

(d) *Dynamic loading effects*

The possibility of conducting dynamic loading tests to crudely simulate earthquake loading of near-surface caverns was investigated. The results of such tests are illustrated in Figure 10. The unfavourable joint orientation and the severe pillar design resulted in progressive block falls and pillar collapse during the few seconds duration of the test.

Acceleration magnitudes reached in such tests were registered in a model instrumented with two small accelerometers embedded and cemented close to the surface (ca. 5-10 m simulated depth). The accelerometers were of similar density to the model material and were set to register both horizontal and vertical motion in the plane of the model.

Peak horizontal accelerations were in the range 0.2 - 0.7 g while those in the vertical direction were in the range 0.05-0.2 g. The loading frame was struck only in the horizontal direction.

Since gravitational loading is used in the model, the same accelerations occur at model scale. However, both time and velocity must be scaled in the ratio $1:\lambda^{1/2}$, which in the present case is ca. 1:17, since $\lambda = 1:300$. Displacements are scaled in the ratio 1:300. The acceleration signals were recorded on a multi-channel tape recorder and were integrated to produce velocity and displacement magnitudes. The peak values recorded in the horizontal direction are given in the following table.

Table 3. Model "earthquake" magnitudes

	MODEL	PROTOTYPE	PRACTICE
ACCELERATION	0.2-0.7 g	0.2-0.7 g	0.1-0.7 g
VELOCITY	1.0-5.0 cm/s	15-90 cm/s	10-200 cm/s
DISPLACEMENT	0.02-0.1 cm	6-30 cm	1-10 cm
FREQUENCY	7-200 Hz	0.4-12 Hz	0.5 - 10 Hz

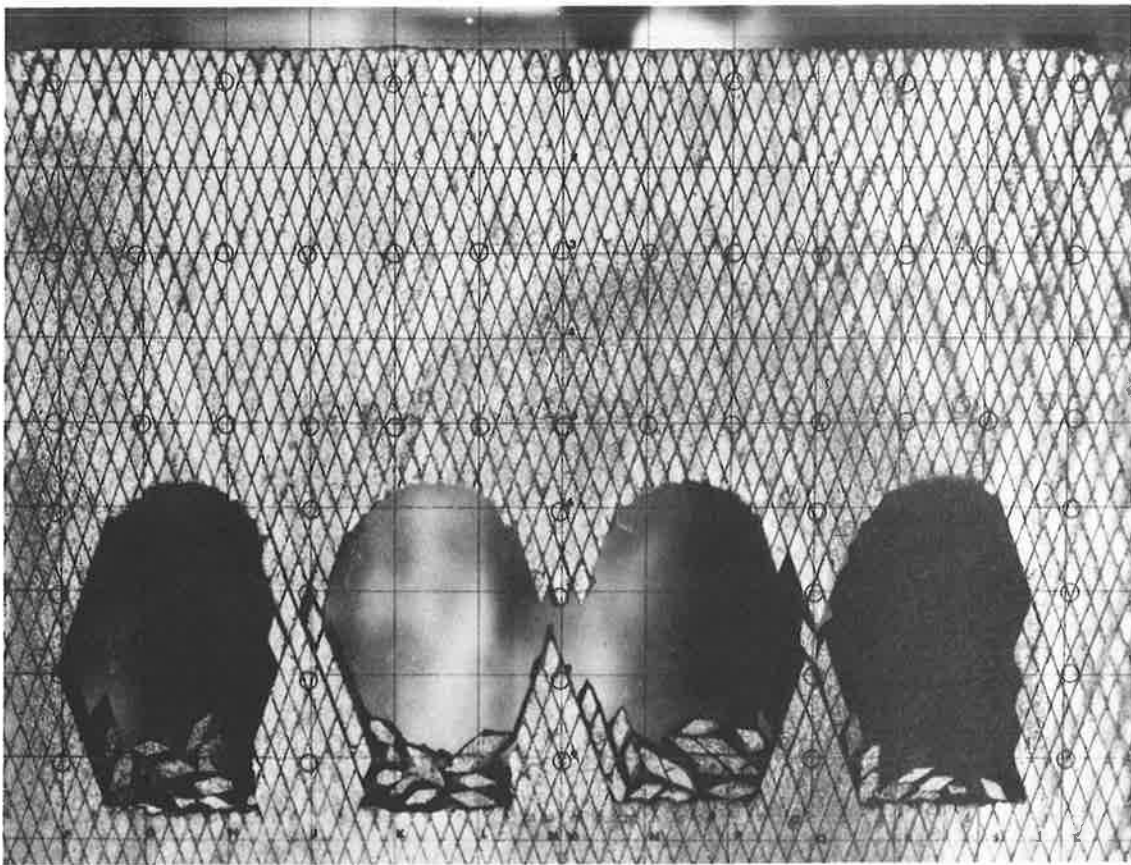
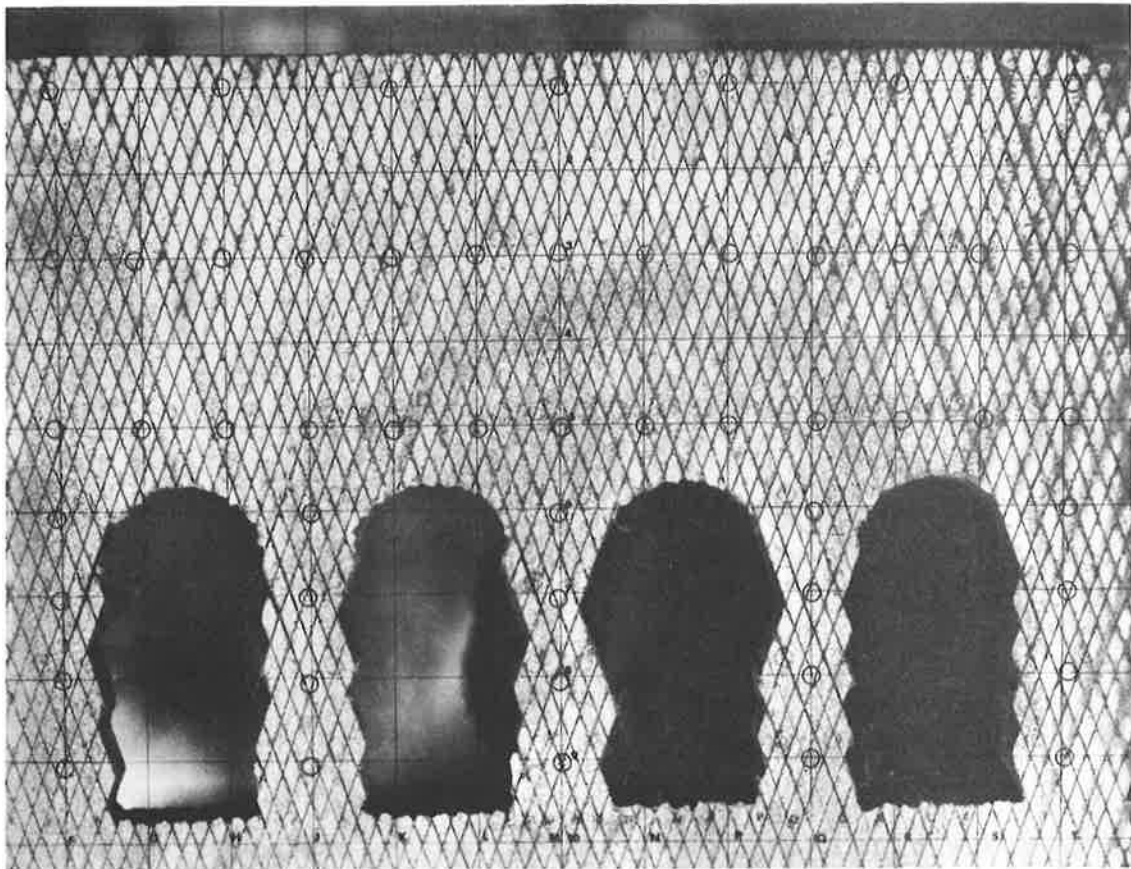


Figure 10 Four caverns separated by narrow pillars seen before and after dynamic loading. Peak accelerations were in the range 0.2 - 0.7 g, i.e. equivalent to a severe earthquake.

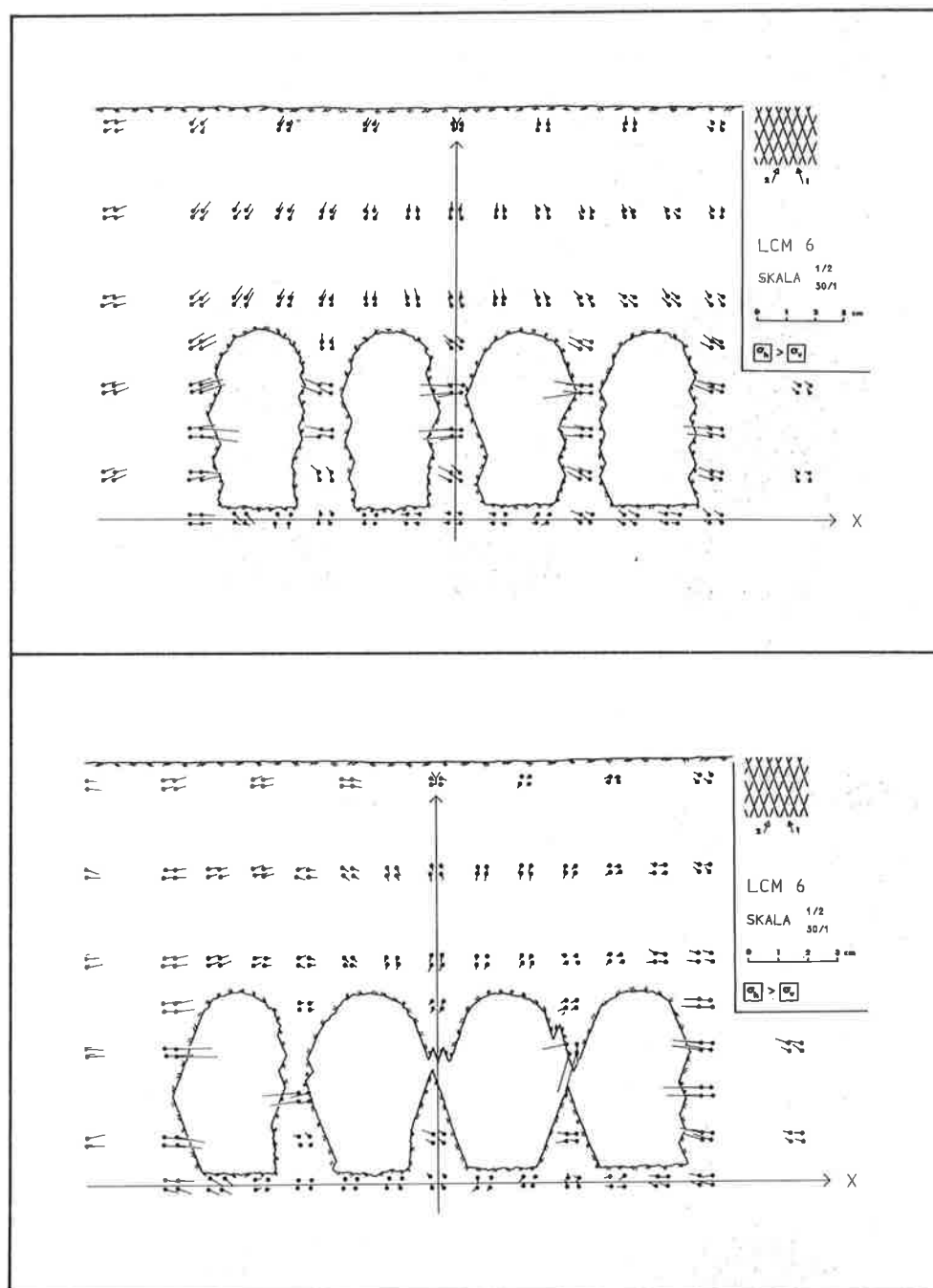


Figure 11 Deformation vectors for multiple cavern model LCM 6, before and after dynamic loading.

The few seconds duration of the dynamic loading tests corresponds to a full scale duration of the order of 1 to 2 minutes. Magnitudes expected "in practice" represent the approximate magnitudes of severe earthquakes registered at rock sites in the neighbourhood of causative faults (Schnabel and Seed, 1973). In view of the somewhat crude manual method of dynamically loading the model frame it is remarkable how closely the acceleration, velocity and frequency magnitudes represent full scale experiences.

The results of dynamic loading tests on "static" displacements are illustrated in Figure 11. There is a general consolidation of the "rock mass", most particularly above the two central caverns. However, the net downward displacement is of the order of only 20-60 mm. Comprehensive bolting of the pillars/walls would probably have ensured safe performance.

Other models, particularly single large span caverns, have also exhibited fall out in the case of unfavourable joint geometries. However, overall stability would seem to be obtainable with correctly designed bolting. Where joint geometries are favourable to stability, dynamically loaded models have suffered no block falls or collapse whatsoever despite the lack of support. The only measurable affect, discovered after photogrammetric analysis appears to be a general consolidation of the model "rock mass", particularly above and around the caverns. The results of these recently completed models will be presented at a later date.

Acknowledgements

The author is grateful to Prof. Torlegård and Viak AB for handling all the photogrammetric analysis in this study, to Selnes for valuable discussions concerning earthquakes, and to NGI's instrumentation group for their expertise. The research described in this report has been sponsored by the Royal Norwegian Council for Scientific and Industrial Research (NTNF) and by the Swedish State Power Board (SV) as part of BeFo project 21. This support is gratefully acknowledged.

REFERENCES

- BARTON, N.R. (1970). A low strength material for simulation of the mechanical properties of intact rock in rock mechanics models. 12p. Proc. of 2nd Cong. Int. Soc. Rock Mech., Belgrade, Vol. 2, paper 3-15.
- BARTON, N.R. (1972). A model study of rock joint deformation. Int. J. Rock. Mech. Min. Sci., Vol. 9, pp. 579-602.
- BARTON, N. (1974). Rock slope performance as revealed by a physical joint model. Proc. of 3rd Cong. Int. Soc. Rock. Mech. Denver 1974. Advances in Rock Mechanics, Vol. IIB, pp. 765-773.
- BARTON, N. and CHOUBEY, V. (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. Rock Mechanics, Vol. 10, No. 1/2, pp. 1-54.
- CORDING, E.J., HENDRON, A.J. and DEERE, D.U. (1972) Rock engineering for underground caverns. ASCE Symp. on Underground Rock Chambers, Phoenix, Arizona, 1971. Proc. pp. 567-600.
- DOWDING, C. (1972). Finite element model study of the relative construction difficulty of machine halls and tunnels. NGI Internal report 54201-2. 72p. Not published.
- ERISTOV, V.S. and KHECHINOV, Yu.E. (1972). Effect of excavation by stages on the stress and strain on structures of the underground generator rooms of hydroelectric stations. Hydrotechnical Construction, No. 7, July, 1972, pp. 637-649.
- HAST, N. and NILSSON, T. (1964). Recent rock measurements and their implications for dam building. ICOLD, 8. Edinburgh 1964. Trans., Vol. I, pp. 601-610.
- HERGET, G. (1973). Variation of rock stresses with depth at a Canadian iron mine. Int. J. Rock. Mech. Min. Sci., Vol. 10, No. 1, pp. 37-51.
- HOLZHAUSEN, G.R. (1977). Sheet structure in rock and some related problems in rock mechanics. Ph.D.thesis, Univ. of California, Stanford. 515p.

HOOKE, V.E. and JOHNSON, C.F. (1969). Near-surface horizontal stresses including the effects of rock anisotropy. U.S. Bureau of Mines. Rept. of Investigations, 7224. 29p.

IMRIE, A.S. and JORY, L.T. (1968). Behaviour of the underground powerhouse arch at the W.A.C. Bennett Dam during excavation. Proc. of 5th Canadian Rock Mech. Symp. Toronto 1968, pp. 19-37.

JUDD, W.R. and PERLOFF, W.H. (1972). Predicted and measured displacements for tunnels. ASCE Symp. on Underground Rock Chambers, Phoenix, Arizona, 1971. Proc. pp. 487-514.

LI, B. (1970). Natural stress-values obtained in different parts of the Fennoscandian Rock Masses. 4p. Proc. of 2nd Cong. Int. Soc. Rock Mech., Belgrade 1970. Vol. 1, paper 1.28.

SCHNABEL, P.B. and SEED, H.B. (1973). Accelerations in rock for earthquakes in the western United States. Seismological Society of America. Bulletin, Vol. 63, No. 2, pp. 501-516.

FEM-analys jämförd med modellstudier

FEM-Analysis Compared to Model Studies

T. Groth/P. Jonasson/KTH

Numeriska analyser med FEM-metoden blir mer och mer vanliga inom det tekniska området. Detta hänger dels samman med större och billigare datorer, dels med bättre programvara.

Inom bergmekaniken stöter man som bekant på mycket komplicerade material- och belastningstillstånd. För att analysera dylika tillstånd har det länge varit klart att enkla elastiska modeller ej är tillfyllest, om man vill uppnå en högre grad av noggrannhet.

Finita Element-programmet BEFEM -78, som vi arbetar med på Institutionen för bergteknik/KTH, kan dels analysera problem ur elastisk linjär synpunkt och dels ur icke linjär synpunkt, där man tar hänsyn till de diskontinuiteter som finns i berggrunden i form av sprickor, släppor, skölar etc.

Alltsedan den avancerade FEM-tekniken blev tillgänglig har man frågat sig hur pass tillförlitliga FEM-analyserna är. När det gäller rent elastiska analyser är detta lätt att kontrollera. Många enkla fall finns exakt lösta med matematiska metoder och lite mer komplicerade fall kan jämföras med spänningsoptiska analyser. Kommer man sedan in på diskontinuerliga tillstånd, som t ex blockig bergmassa, har komplikationsnivån mångdubblats. Den enda möjligheten att kontrollera FEM-analysens giltighet i dylika fall är att jämföra med in situ-mätningar på det verkliga objektet som analysen avser. Detta kan t ex ske såsom i BeFo-projektet nr 21, där jämförelser skall utföras med den typ av blockmodeller som Nick Barton bearbetar vid NGI.

Två typer av blockmodeller har bearbetats, en mindre modell utan öppning kallad BIAxIAL-modellen samt en större modell, där en öppning tages ut i sekvenser. Den senare modellen har kallats för LCM, Large Cavern Model.

Materialegenskaperna i de två modellerna har varit desamma och beskrivs med hjälp av fig 1 och 2.

Fig. 1 visar ett av de block av vilka modellerna är uppbyggda, omgivet av fyra sprickor. Tester av Bartons modellmaterial har gett följande värden $E = 85 \text{ MPa}$, $\nu = 0.1$ och $\gamma = 1.9 \text{ g/cm}^3$. Blocken skapas på det sätt som beskrivits av Barton (1) i den skiljotinen.

Giljotineringen ger upphov till ojämna kanter mellan blocken. Dessa kanter, som också bildar kontakter mellan blocken, kallas här diskontinuiteter eller sprickor. Varje block omges av fyra sprickor, två sk primärsprickor och två sekundärsprickor. Barton har bestämt dessa sprickors hållfasthets- och deformationsegenskaper och givit oss de värden, som tabellerats i fig. 1, varav den kanske mest intressanta parametern är JRC. (Joint Roughness Coefficient).

Barton har också skapat en formel för maxvärdet på skjuvhållfastheten τ_p , som anges nederst i fig. 1. Denna formel liksom ett uttryck för sprickornas skjuvstyvhet härledd ur denna formel, har vi implementerat i BEFEM 78.

Som framgår av tabellen har de två spricktyperna något olika värden på några av sina egenskaper. Dessa värden gäller för sprickor som är intakta, dvs ej utsatts för skjuvrörelse och vi ser att initieellt gäller då att skjuvhållfastheten vid samma normalspänning är större för sekundärsprickorna än för primärsprickorna.

I verkligheten ändras dessa värden beroende på belastningen. Ojämnheter kan skjuvas av eller krossas.

I datorprogrammet registreras också dylika förändringar och modifierar bl a JRC-värdet med hänsyn till belastningstillståndet. Det kan alltså inträffa t ex att sekundärsprickan blir svagare än primärsprickan. De siffervärden som presenteras på bilden är medelvärden. En väsentlig faktor som avgör hur mycket man kan lita på enstaka jämförelser mellan en statistisk modell, som den fysiska modellen i själva verket utgör och en deterministisk modell, som den numeriska modellen representerar, beror på hur stor spridning de viktigaste parametrarna har kring sina medelvärden.

JRC är förmodligen en av de viktigaste parametrarna och enligt Barton har JRC en variation på ± 5 enheter. Detta kan alltså betyda att i den fysiska modellen vissa sekundärsprickor, slumpvis placerade, får samma egenskaper som några av primärsprickorna.

Fig. 2 visar sprickornas deformationsegenskaper eller arbetskurvor, hur man nu vill uttrycka detta. Den nedre kurvan visar det principiella utseendet för hur skjuvspänningen varierar med skjuvrörelsen och normaltrycket. Den initiella skjuvstyvheten K_s kan uttryckas med Bartons parametrar.

Den övre kurvan är en hyperbel som bestämmer rörelsen vinkelrätt mot sprickan vid belastning. När sprickan trycks ihop ökar tryckspänningarna snabbare och snabbare. Den maximala ihoptryckningen som ges som ingångsvärde, utgör en asymptot till kurvan. I verkligheten har man ingen äkta hyperbel som i datorprogrammet och ej heller en enda kurva som gäller för både på- och avlastning. De värden vi erhållit från Barton har dock tämligen väl gått att anpassa till en hyperbel.

Normalstyvheten K_n är tangentvärdet till kurvan. När sprickan trycks ihop blir detta värde mycket högt. Om sprickan däremot öppnar sig och spänningen sjunker, går normalstyvheten och även skjuvstyvheten mot noll. Detta förhållande är en av huvudorsakerna till att diskontinuerliga material ger upphov till synnerligen komplicerade problem, svåra att lösa även med de mest raffinerade numeriska metoder. Idén att använda en hyperbel för att beskriva en sprickas normalrörelse har lanserats av Goodman (2).

Biaxial-modellen har

Fig. 3 visar hur blockstrukturen ser ut, både i den fysiska och i den numeriska modellen.

När de första beräkningsresultaten jämfördes med de fotogrammetriskt bestämda förskjutningarna framgick det att spridningen i JRC-värdet hade mycket stor betydelse.

I de plan som är markerade med 1, 2 och 3 i fig. 3 hade brott och stora rörelser skett i den fysiska modellen men ej i den numeriska. Genom att minska JRC-värdet från 20, som var givet för alla primärsprickor, till 15 enheter i dessa plan, uppstod brott på samma ställen vid samma last i den numeriska modellen som i den fysiska.

Fig. 4 visar för det första hur modellen belastats. Längs vänster och höger rand är lasten konstant 2 Mp/m^2 medan längs de två andra ränderna lasten stegvis har ökats från 2 Mp/m^2 till 21 Mp/m^2 . Spänningarna blir i stort sett desamma i varje punkt i modellen och det blir därför i första hand skillnader i materialvärdena som blir utslagsgivande för var någonskans brott skall inträda.

För det andra visar fig. 4 rörelsemönstret i den numeriska modellen. Detta stämmer också med rörelsemönstret i den fysiska modellen innan brott inträffar. När detta skett finns det ingenting i den beskrivna belastningssituationen som hejdar brottrörelsen. I den fysiska modellen har dock brottrörelsen stannats upp. Detta beror på att vid större rörelser uppstår betydande friktion längs den belastningsöverförande ramen och blocken närmast denna. Härmed kommer man in på det mycket betydelsefulla området "randvillkor". Lösningen är helt avhängig valet av randvillkor och en modell, uppbyggd av block, är mycket känsligare än en elastisk modell.

Fig. 5 visar oss de fotogrammetriskt bestämda förskjutningarna för vissa punkter i det skede när det övre högra hörnet skjuvats ca 2-3 mm.

Fig. 6 visar hur avskjuvningen skett i den numeriska modellen. Samtidigt som sprickan skjuvas i plan 1 har den, p g a kvarvarande ojämnheter dilaterat, öppnat sig något. Detta är ej synbart på bilden i förhållande till skjuvrörelsens storlek.

Dilatationen, stor eller liten, får dock en försumbar inverkan på hållfastheten i den här beskrivna modellen p g a de randvillkor som råder (randlasterna är konstanta).

Large Cavern-modellen

Den andra fysiska modellen som vi för närvarande gör jämförelser med kallas för LCM, Large Cavern Model, och skall föreställa utsprängning av ett bergrum i

sekvenser. Bartons modellmaterial simulerar i verkligheten ett objekt som är 300 ggr större, d v s en blockstruktur med nästan 8 m mellan sprickorna och det modellerade bergrummet får i verkligheten en höjd som motsvarar ca 56 m och en bredd av ca 48 m.

Fig. 7 visar dimensionerna på belastningsramen och de sidolaster som modellen utsätts för. FEM-modellen är som framgår av fig. 7 mindre än den fysiska modellen, vilket beror på att datorns minneskapacitet ej klarar större problem. Detta medför bl a den olägenheten att ränderna kommer närmare öppningen och randvillkoren får större betydelse för vad som sker kring själva öppningen.

Fig. 8 visar de elementnät vi upprättat för att utföra den numeriska utbrytningen av bergrummet.

Fig. 9 är en förstoring av sista nätet i fig. 8. Vi ser hur laster och randvillkor kan tänkas utformade. Nätet består ursprungligen av ca 500 block med den storlek som det markerade blocket har. Antalet frihetsgrader uppgår till ca 5500.

Blocken närmast öppningen är indelade i 4 finita element, vilket gör att en spricka längs en blocksida blir uppdelad i två finita element. Detta förbättrar lösningens noggrannhet.

Efter varje "utsprängning" utfördes fotogrammetriska bestämningar av förskjutningarna i vissa förutbestämda punkter i den fysiska modellen. Experimentet utfördes två gånger och har fått beteckningarna LCM IX och LCM X. I LCM IX konsoliderades modellen kortare tid än X och ett utfall erhöles av ett block i den vänstra vertikala väggen när öppningen fullbordades. Detta framgår även av fig. 10, som visar den fysiska modellen sekvens för sekvens.

Beräkningarna med FEM-modellen och jämförelsen med de fotogrammetriskt bestämda rörelserna har påbörjats. Resultaten härav kommer att presenteras i form av en slutrapport för BeFo-projekt nr 21 under hösten 1978.

Summary

The finite elementprogram BEFEM-78 which uses a joint element composed by ideas of Goodman, St. John, Barton and the authors, is presently tested on two models of blocky masses.

Nick Barton at NGI has first made these models (scale 1:300) in physical form and measured displacements photogrammetrically (evaluation has been made by Kennert Torlegård and VIAK AB). Among the most important results so far can be mentioned that the first model (the biaxial model) have pointed out the difficulties and the importance to choose correct boundary conditions, also the problem of using a deterministic numerical model to simulate a statistic reality is in a case of blocky masses somewhat discussable.

E.g. the JRC value varies for different joints between 15 and 25 (mean-value = 20) in the physical model while in the numerical model only one value, the mean value, is used.

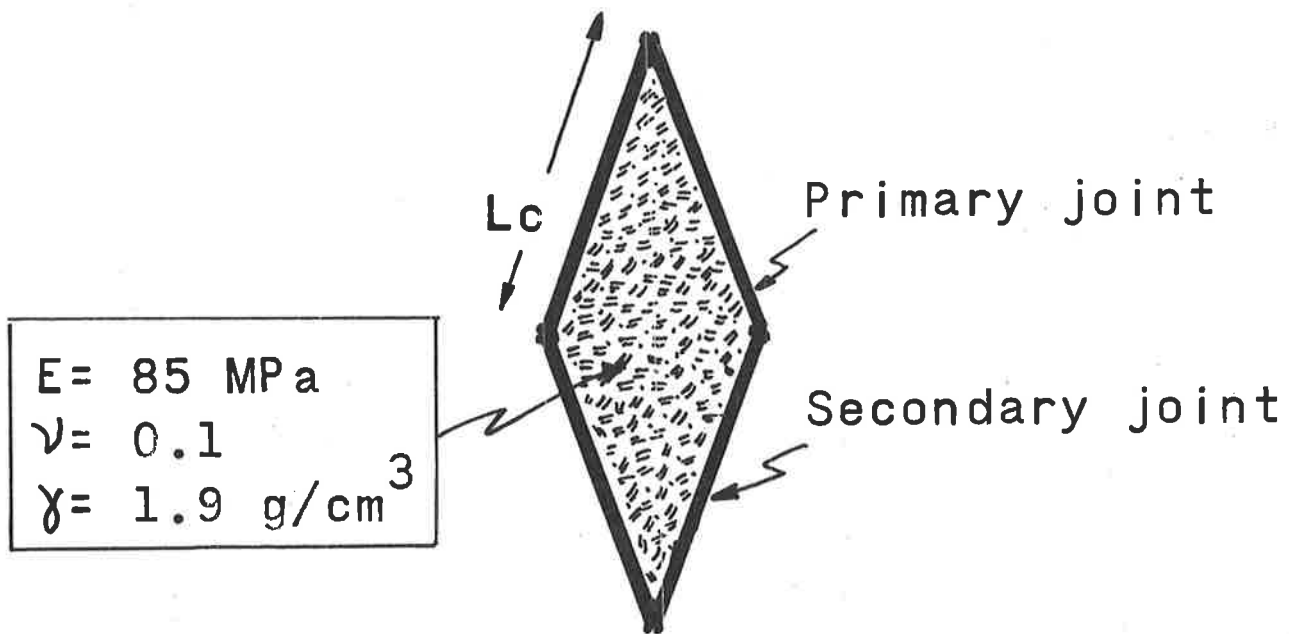
The second model (the Large Cavern Model) is a model in which a cavern is excavated in sequences. The work with this model is not finished yet and the results will not be published until later. However, the preliminary calculations show qualitatively good agreement with the photogrammetrically measured displacements.

LITTERATURREFERENSER

- (1) Barton, N.R.
A Model Study of Rock-Joint Deformation,
Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Vol. 9, 1972

- (2) Goodman, R. E.
Methods of Geological Engineering,
West Publishing Co., 1976

One isolated block

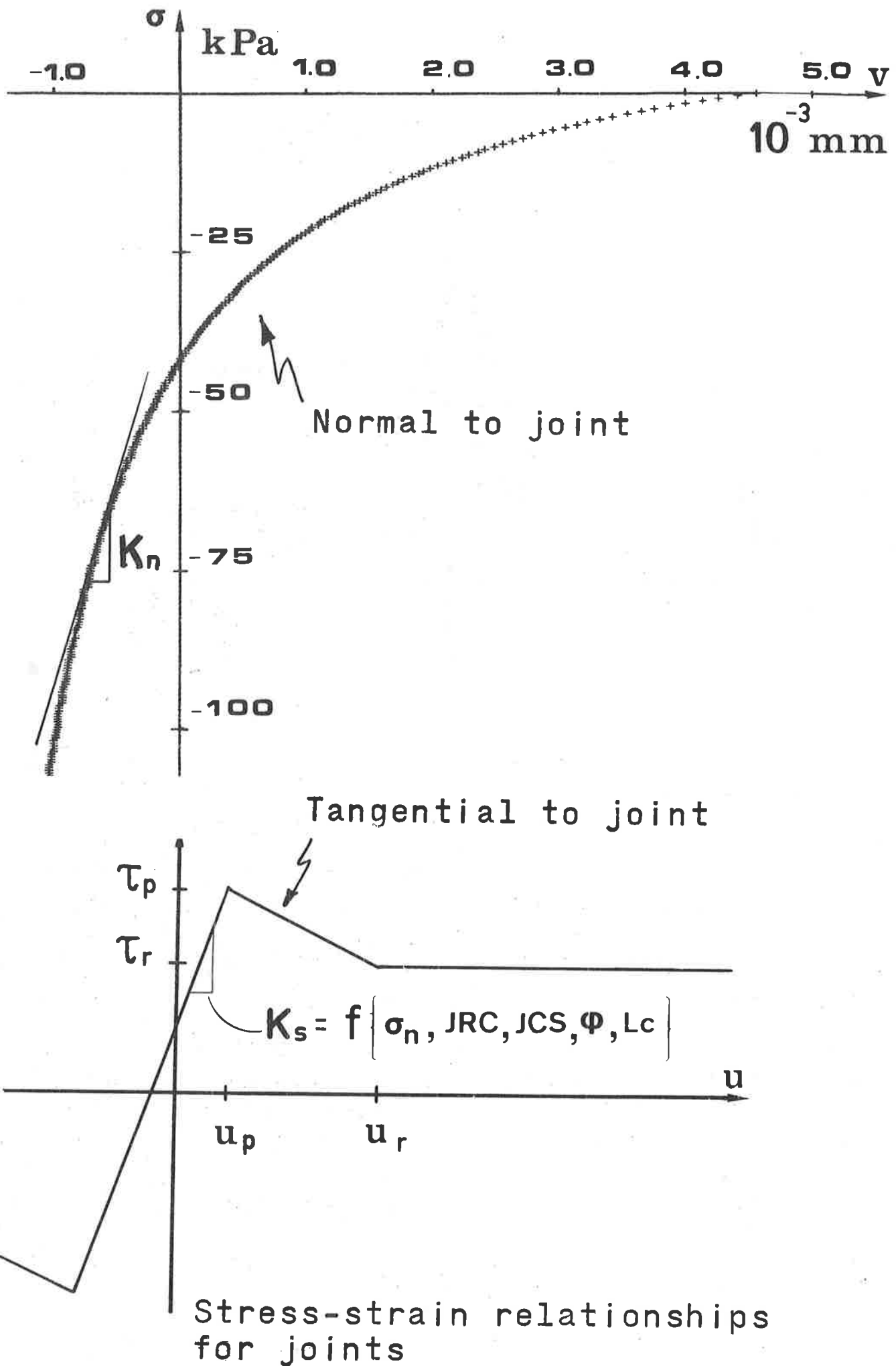


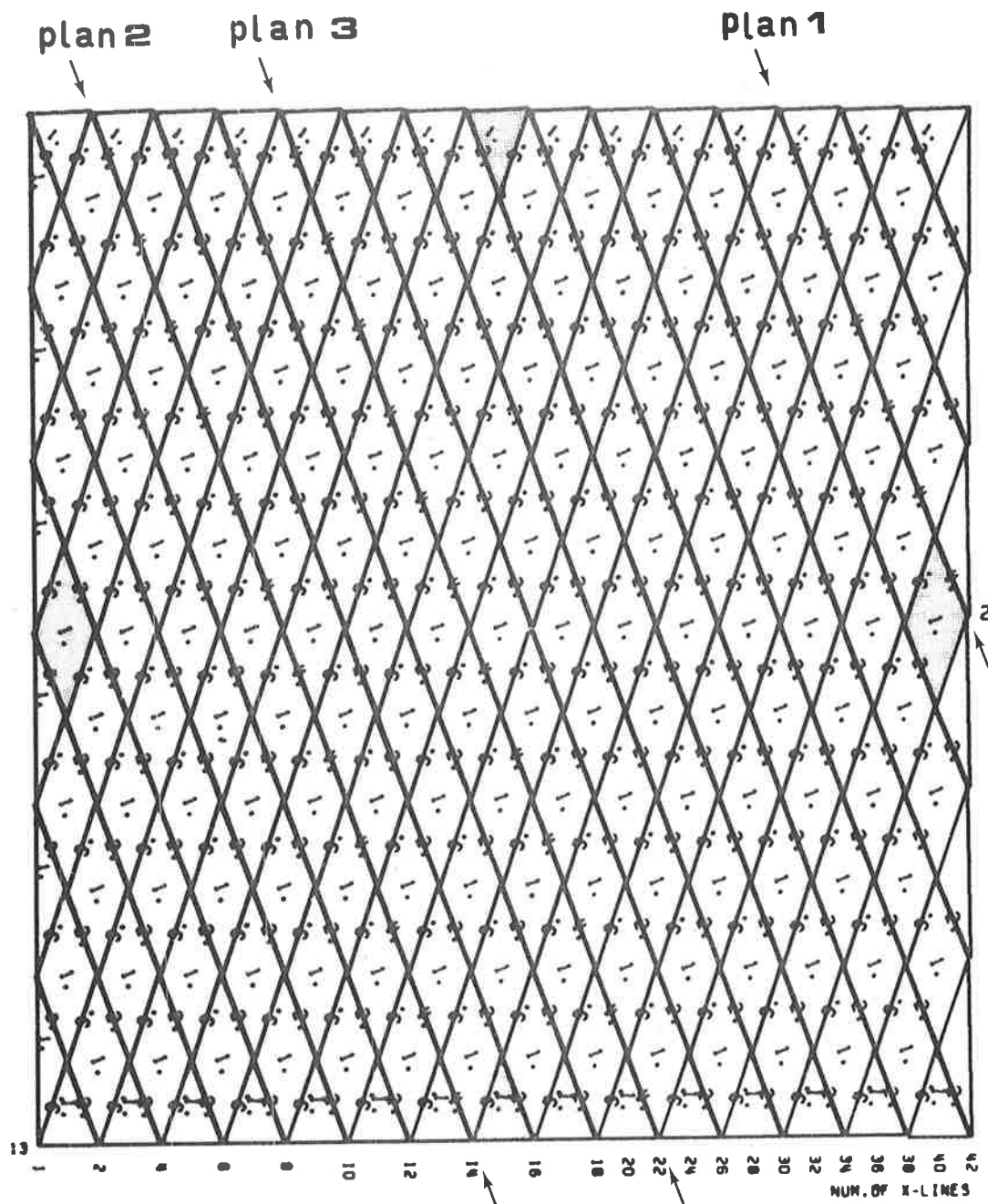
Joint	JCS	JRC	h	φ	Ts	Bo	Lc
Primary	436 kPa	20	1 mm	30°	0	0.5	4 cm
Secondary	-"-	30	2	-"-	-"-	0.4	-"-

$$\tau_p = \sigma_n \cdot \tan (\text{JRC} \cdot \log (\text{JCS} / \sigma_n) + \varphi)$$

Barton's shear strength formula

FIG. 1

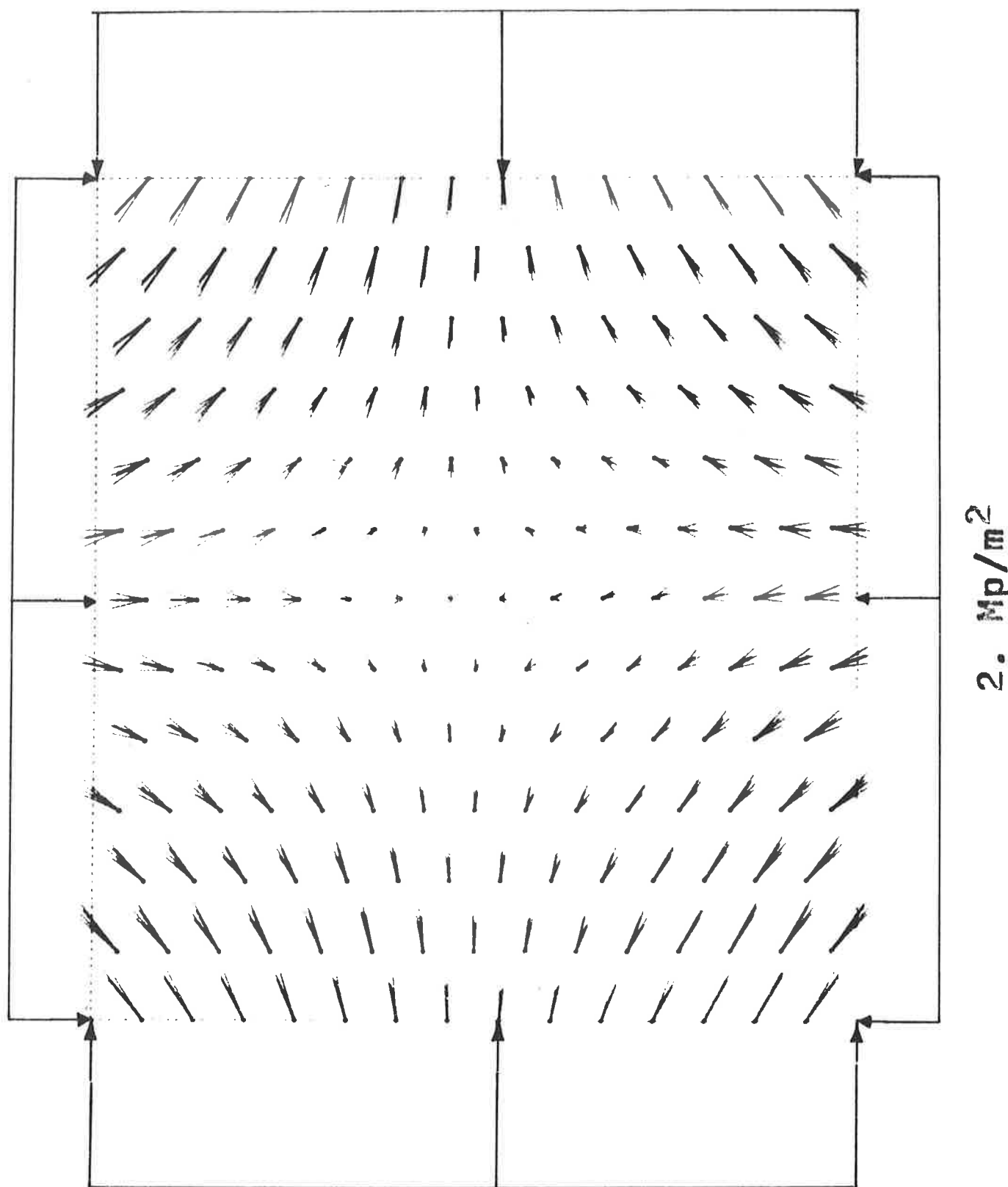




Element mesh for
the BIAXIAL model

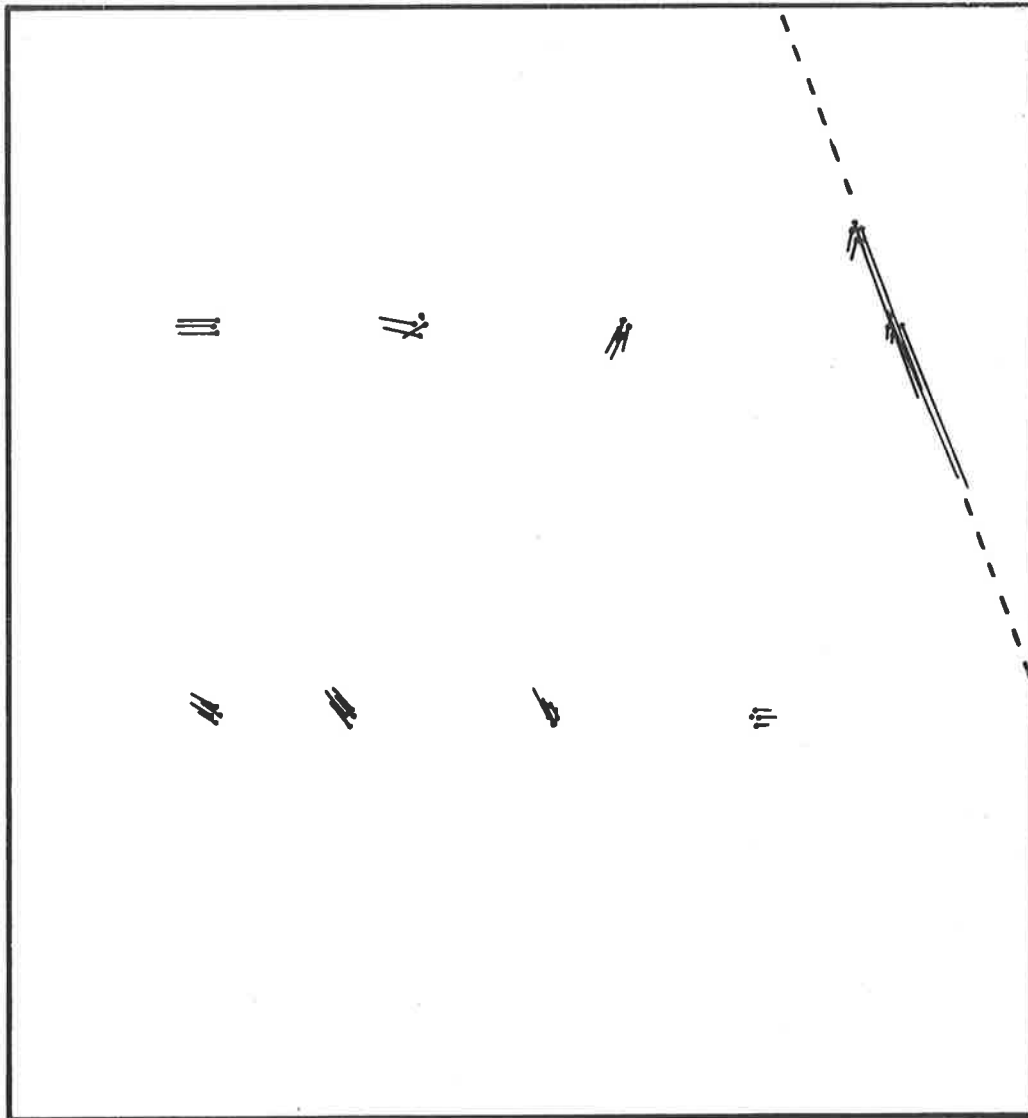
FIG. 3

2. - 21. Mp/m^2



Displacement pattern in the
BIAXIAL model

FIG. 4



Photogrammetrically measured
displacements in the BIAXIAL
model

FIG. 5

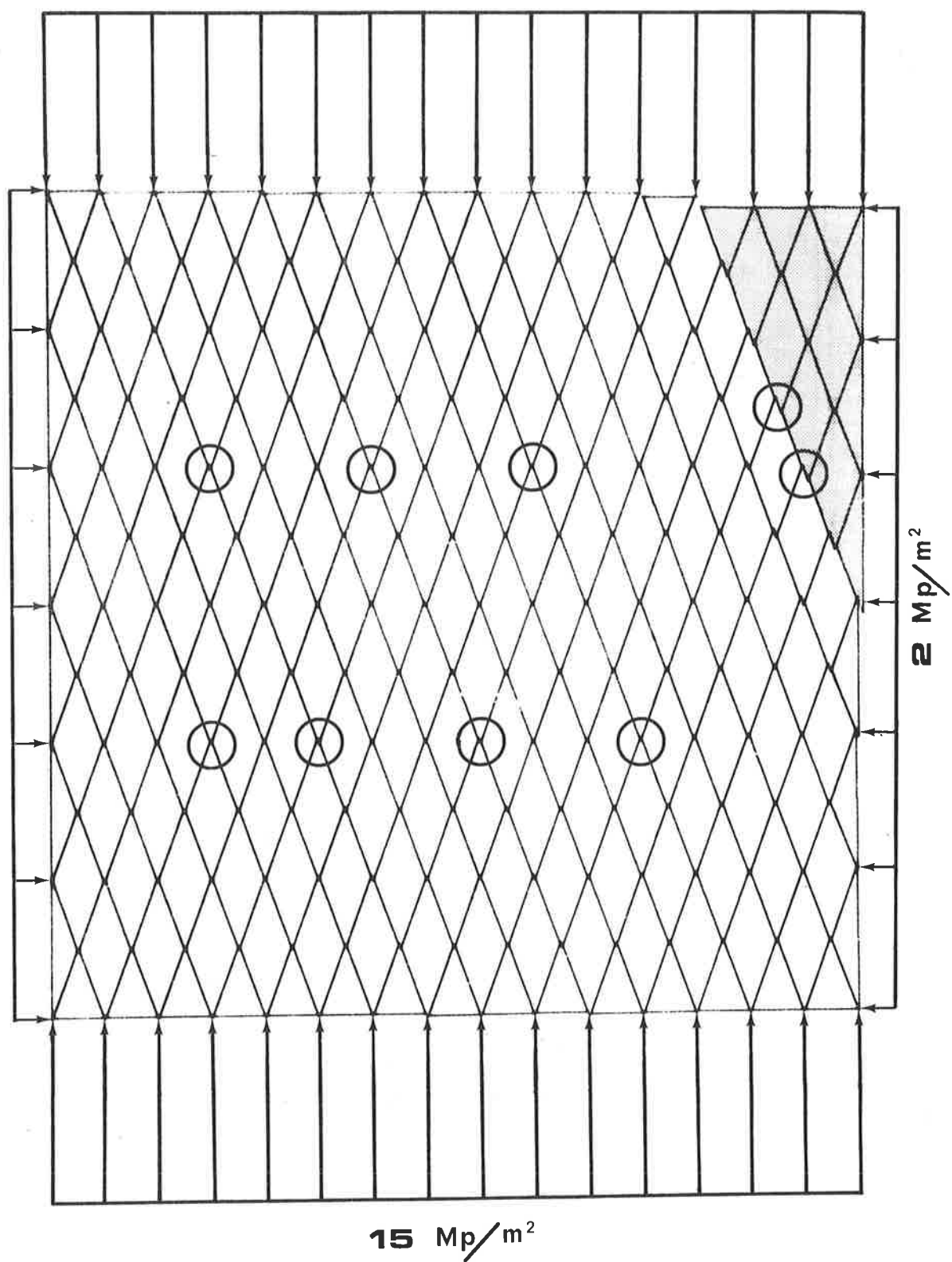
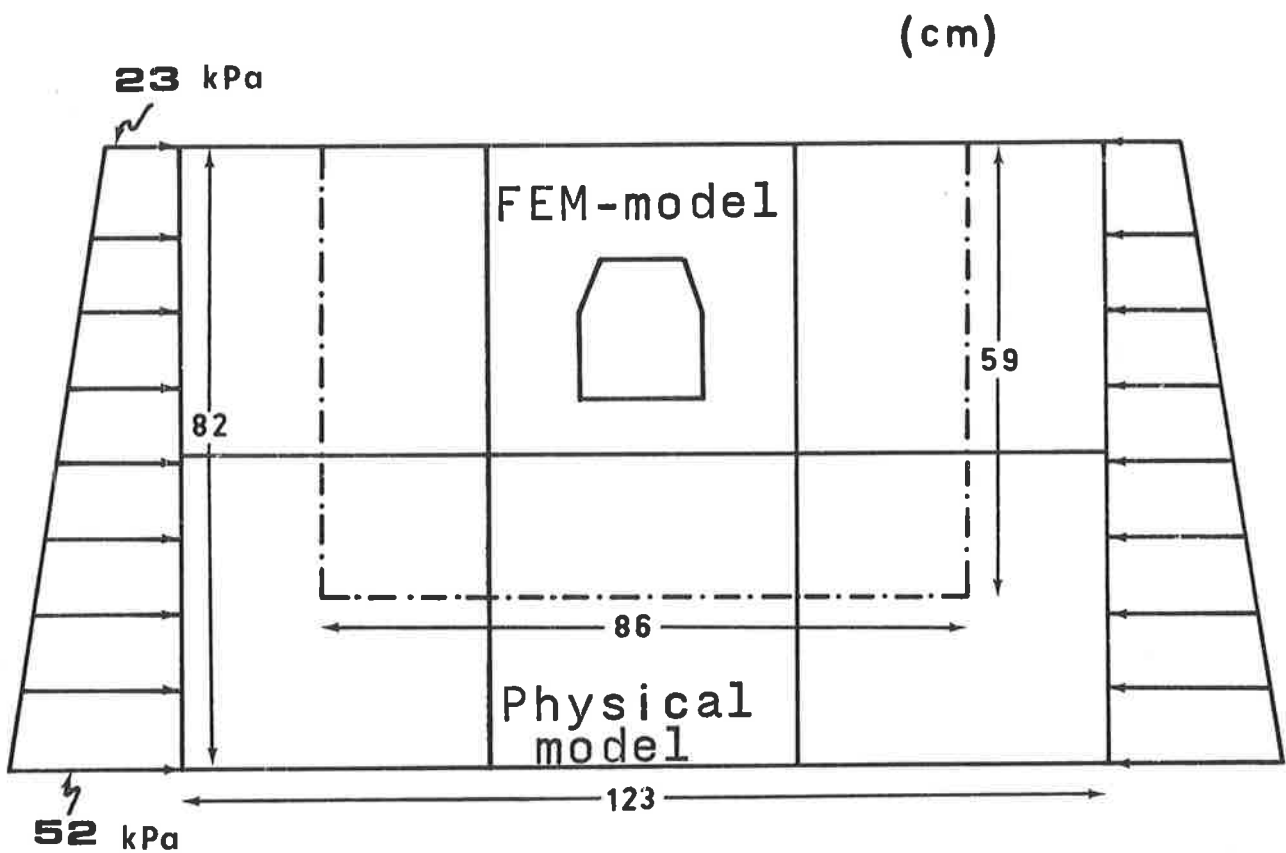


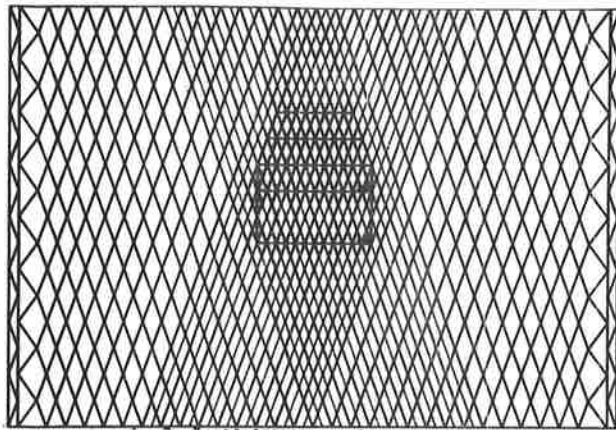
FIG. 6



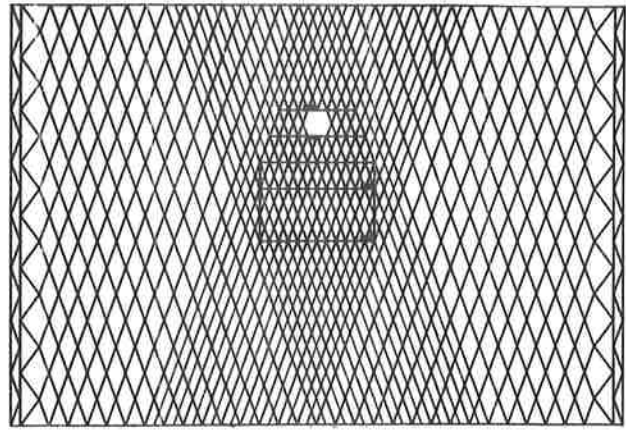
Dimensions and loading conditions for the physical models LCM IX and LCM X.

The dotted frame marks the extension of the FEM-model

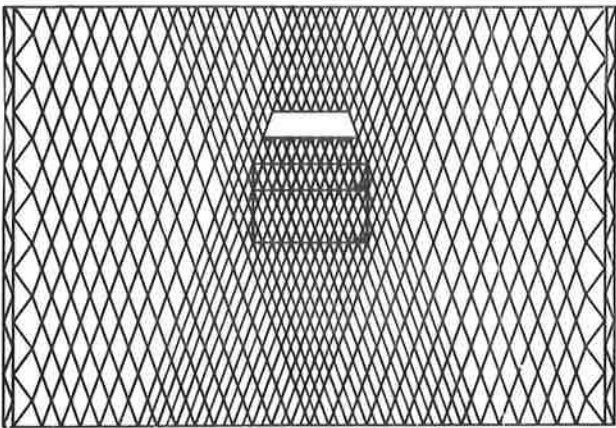
FIG. 7



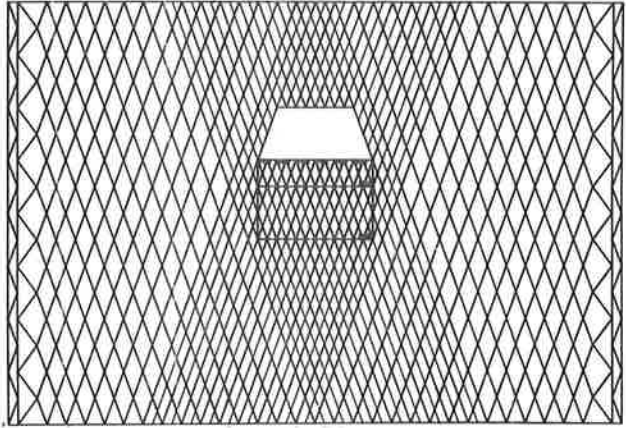
Initial Stage



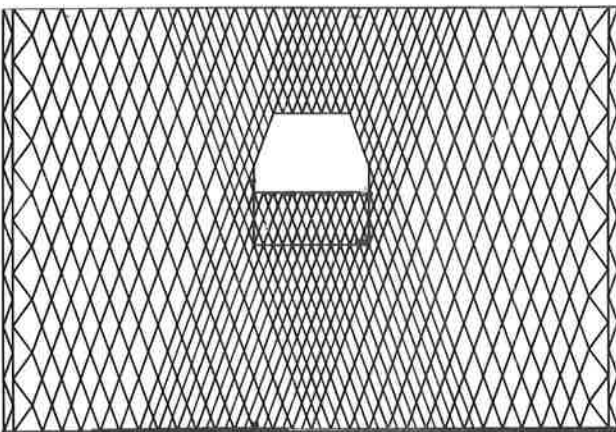
Top Heading



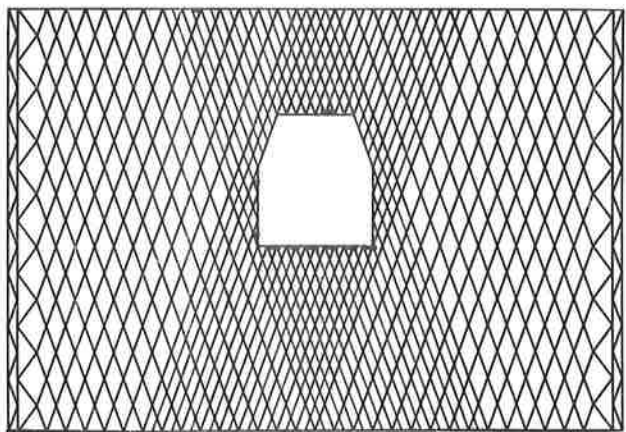
Overhand Stope



1st Bench



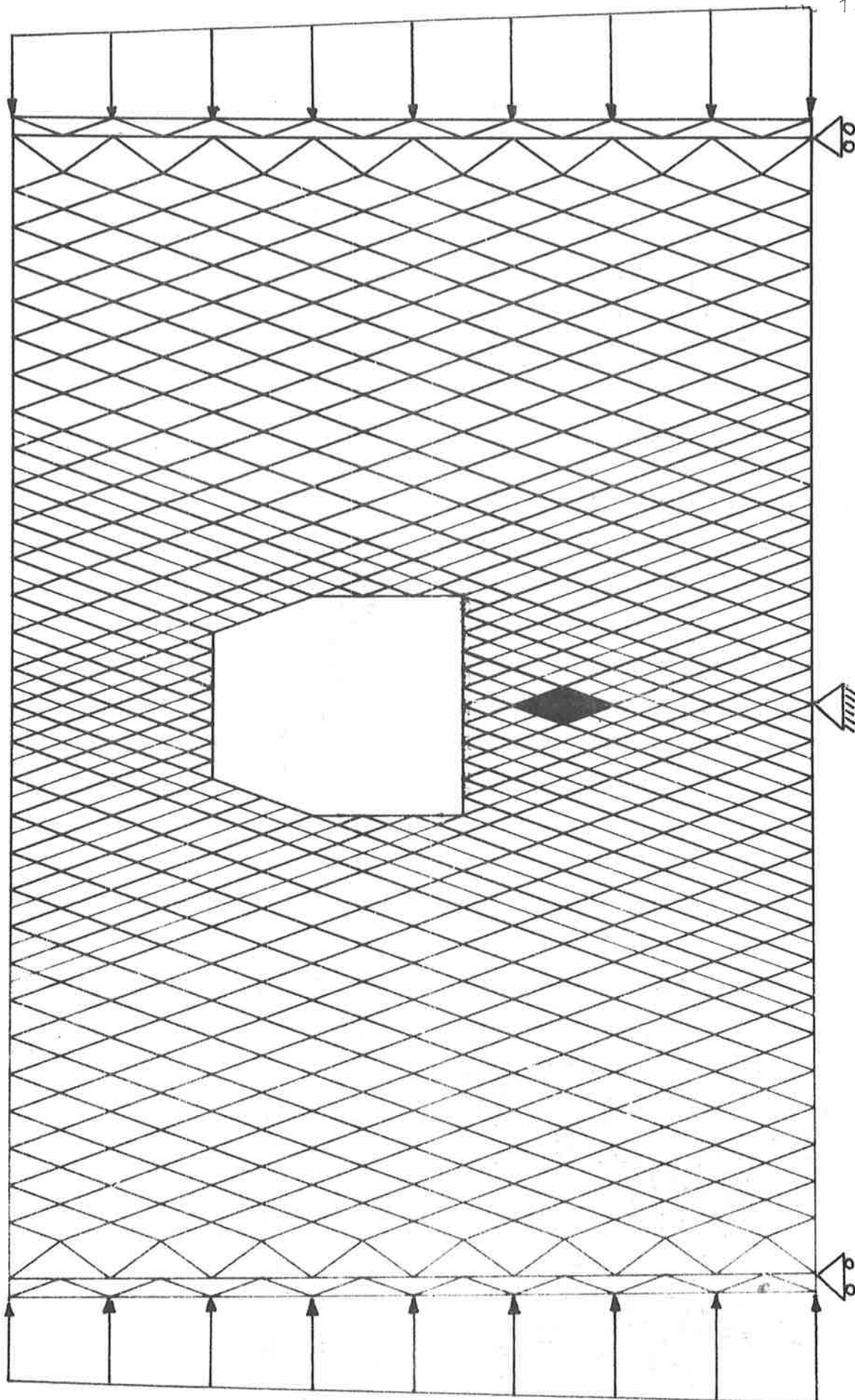
2nd Bench



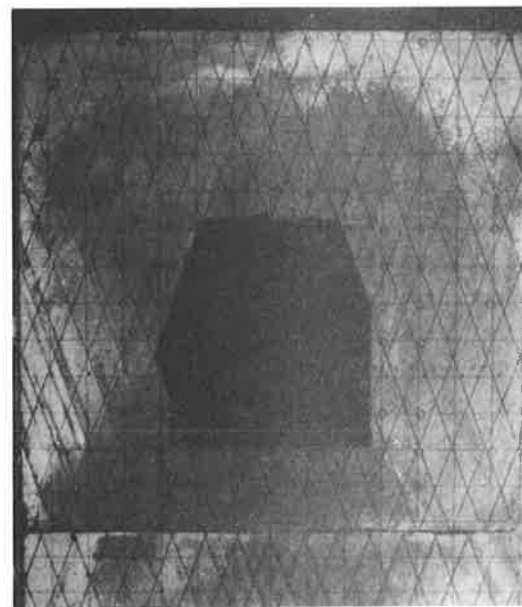
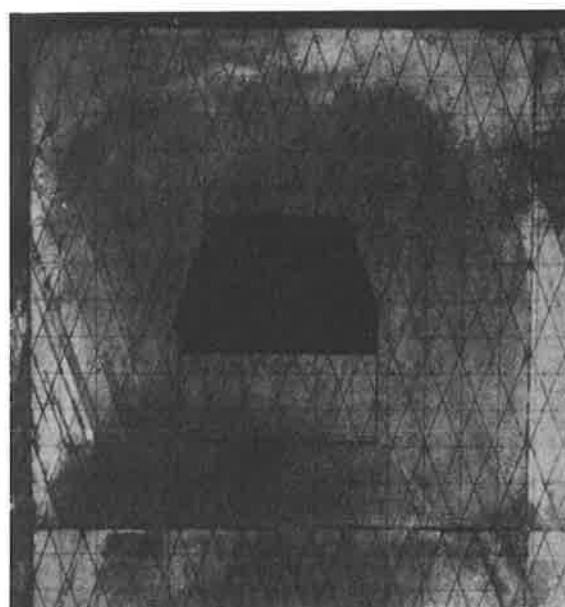
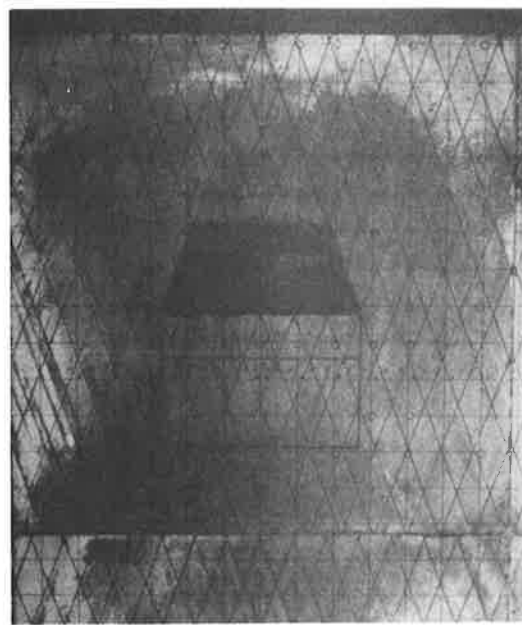
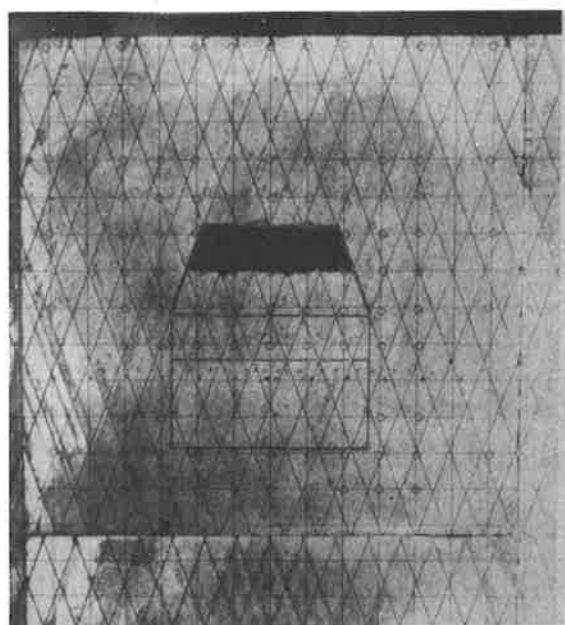
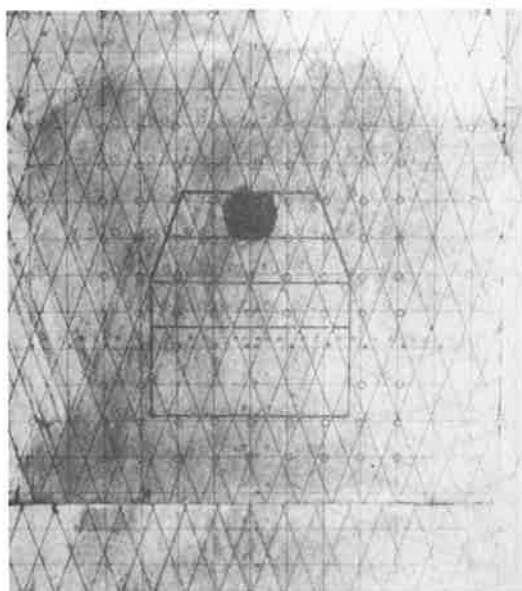
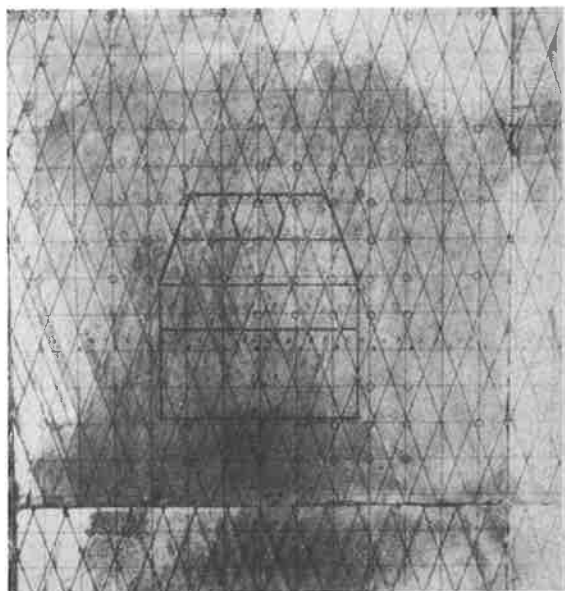
3rd Bench

Element mesh for excavating
the cavern in sequences

FIG. 8



Element mesh of 3rd (last) bench
FIG. 9



Excavation of LCM IX
FIG. 10

DISKUSSION

Professor Ove Stephansson, Högskolan i Luleå

I have a question for Nick Barton. Do you actually unload the model between each time you are excavating?

Dr Nick Barton, Norges Geotekn Institutt, Tåsen, Oslo

In the consolidation face we rotate the model from horizontal to vertical and back again, 5 times, so in other words we are loading, unloading, loading, unloading. Once we have done that and consolidated the model to the required stress then we lock the loading beams in position and the stress remains constant. When we start excavating there is obviously a fall off in stress locally but as far as our boundaries are concerned we have locked in a constant stress but it obviously reduces as the excavation gets larger.

Dr Graham Swan, Högskolan i Luleå, Avd f Bergmekanik

Another question for Barton, did you observe any breakages in these blocks? Are we just talking about joint strength or is it important to know that the rock has its own strength like with cracks?

Dr Nick Barton.

I think the compression strength of the rock at these stress levels where we haven't got rock burst or slabbing problems is most important as it concerns the shear strength of the joints. We know that when we shear a joint under fairly high stress there is a certain amount of break down of asperities. I personally just like to know the compression strength of the rock because that gives me an idea what the shear strength of the joints is going to be.

Obviously there is a deformation occurring in the blocks but we didn't see any cracking. The deformation is purely along the joints.

Dr Graham Swan

Intuitively I feel that with your joint system these blocks are going to act purely rigid anyway but you are assuming that some elastic behaviour is developing?

Dr Nick Barton

The elastic behaviour I think is small. The elastic deformation of blocks is small compared to that occurring along the joints.

Dr Graham Swahn

So you never saw any breakages in blocks afterwards?

Dr Nick Barton

No, I think one gets breakages in some smooth block models where you have plaster blocks e.g. There you get rotations and corners of blocks broken. That is mainly because there is no dilation and that is a very unreal, stiff type of model.

Tekn dr Sten G A Bergman, Stocksund

Varför valde Du så smala pelare i de exempel, som skulle vara relaterade till oljecisterner? Det normala är i Sverige att pelarna mellan så höga rum är minst lika med höjden på cisternerna. Det skulle vara intressant att höra om det hade en praktisk applikation.

Dr Nick Barton

Vi var bara intresserade av att undersöka den mest ostabila geometrin. Därför använde vi en pelare som var en halv spännvidd medan man vanligtvis använder pelare om en spännvidd.

Film från fullskaleförsök med explosion i ammunitionsförråd

Under lunchuppehållet visades Fortifikationsförvaltningens film "Operation block" som skildrar ett fullskaleförsök med en explosion i ett ammunitionsförråd insprängt i berg. Man utnyttjar här detonationsgasernas höga initiella tryck till att under de första 50 millisekunderna förskjuta ett 300 tons betongblock som därmed blockerar förrådets mynning. Härigenom begränsas inverkan av stötvågen och framförallt av den sedan utvecklade gasmängden och riskområdet utanför anläggningen reduceras till ca 2 % av vad som annars vore erforderligt.

NORSKA SPRUTBETONGKOMMITTENS FÖRSÖK MED JÄMFÖRELSE AV OLIKA SPRUTMETODER.

Comparison of different shotcreting methods.
Tests carried out by The Norwegian Shotcrete Committee.

Sjefsingeniør Tor F. Barbo, NOTEBY
Norsk Teknisk Byggekontroll A.S, OSLO.

Den norske sprøytebetongkomitéen (underlagt Norsk Betongforening som er tilknyttet Norske Sivilingeniørers Forening) har eksistert siden 1969 og hovedoppgaven den gang var å utarbeide retningslinjer for bruk av sprøytebetong. Disse ble utgitt i 1971 og var vesentlig rettet mot tørrsprøyting som da var den mest vanlige metoden.

I årene senere har også våtsprøytemetoden kommet mer til anvendelse, og det ble derfor behov for å revidere retningslinjene i takt med utviklingen.

Et spørsmål som stadig har gått igjen gjelder metodevalg, og først og fremst mellom tørr- og våtmetoden. Her har både antagelser og påstander om såvel teknologi som økonomi blitt lagt til grunn under argumentasjon for valg av metoder, mens det har vært sparsomt med dokumentasjon.

Sprøytebetongkomitéen fant blant flere interessante temaer at det først og fremst ville være av interesse å foreta sammenlignende forsøk mellom de vanligst benyttede metoder. Med støtte fra Norges Teknisk-Naturvitenskapelige Forskningsråd (NTNF) og private interessenter, ble det i 1977 mulig å gjennomføre et forsøksprogram, først og fremst med tanke på sprøytebetong som metode for bergsikring.

I sprøytebetong inngår en mengde parametre og hovedtanken var i første omgang å søke å holde noen av disse konstante. Forsøkene ble derfor utført i en blindtunnel i et fjellanlegg som har vært i drift noen år. Her var det jevn temperatur og fuktighet, noe ventilasjon, fast dekke på sålen, lys, god plass og oversiktlige forhold. Bergarten var hovedsaklig gneis.

Det ble utarbeidet et program for deltakerne og foretatt befaring. Betong skulle leveres fra en fabrikk, og etterat det var tatt siktekurve av tilslagsmaterialet fikk alle deltakerne anledning til å proporsjonere sin egen betong for å få den i samsvar med hva som var velegnet for sprøytene og med sprøytemannskapenes erfaring.

Deltakerne hadde kun 1 dag hver til disposisjon inklusive tilrigging, sprøyting av ca. 25 m² tunnelvegg/heng og nedrigging. Det var derfor vanskelig å rette eller endre på noe hvis noe uforutsett skulle skje.

Sprøytebetongkomitéen merket etterhvert at det var et ambisiøst program som var satt opp. Til tross for god planlegging og godt samarbeide med alle deltakende parter, oppsto det noen praktiske problemer. Blant annet var trykkluftbehovet svært varierende og noen fikk for lite luft, og videre viste det seg at fabrikken

leverte bløtere betong enn bestilt for våtsprøyteutrustningene. Det ble tatt prøver av betongen på følgende måter:

- fersk betong før sprøyting
- nedskrapet betong fra bergveggen like etter sprøyting
- sprøyting i prøvekasser for senere utboring og trykking
- utboring etter 28 døgn av sprøytet betong på bergveggen for trykking.

Nedskrapet fersk betong ble komprimert i plastterninger på et vibrobord, med belastning på betongen som var fylt høyere enn terningskantene. Antall sekunder for komprimering ble målt. Hensikten var både å prøve dette som en metode for konsistensmåling under arbeidets gang, og sammen med den øvrige betongprøving å måle og sammenligne hvordan egenskapene med hensyn til betongens trykkfasthet utviklet seg.

Prelletap ble samlet opp fra en utlagt duk på sålen og veiet. Massen ble siktet for å finne kornfordelingen.

Støvmålinger ble ivarettatt av Yrkeshygienisk Institutt. En lett og enkel måleutrustning ble festet på sprøyteoperatøren.

Til tross for en del praktiske problemer, ble forsøket gjennomført. Det er påkrevet å presisere at på grunn av enkelte uforutsette hendelser, må resultatene fra forsøket tas med forbehold, særlig de uventede. De kan ikke danne noe grunnlag for metodevalg.

Endel resultater er vist i vedlagte tabell, og noen kommentarer kan knyttes til disse:

1. Akselerator nedsetter fastheten.
2. Fasthetene synes lave i relasjon til cementforbruk.
3. Våtsprøyting ga vanngjennomgang på prøvestykker.
4. Støvmengdene (totalt støv) ved de forskjellige metoder strider mot hittil vanlig oppfatning. (Målt kvartsinnhold = 0).
5. Prelletapet øker med økende mengde av tilslagsmaterialer > 4 mm.

Vi har her fått indikasjoner om hvilke faktorer som må studeres nærmere med tanke på korrigering eller bekreftelse.

For øket forståelse synes det også, ut fra resultatene, å være riktig å kontrollere og måle mer enn det som har vært vanlig hittil. Det mest vanlige har jo vært å kjernebore, måle heftfasthet samt trykke kjerner.

Med bakgrunn i disse erfaringer vil Sprøytebetongkomitéen foreslå supplerende forsøk og undersøkelser i 1978, fortsatt med støtte fra NTNF og private. Det vil bli et utvidet samarbeide hvor blant annet Forskningsinstituttet for Cement og Betong (FCB) ved Norges Tekniske Høgskole skal studere betongsammensetning og tilsetningsstoffer for sprøytebetong. Videre skal Institutt for gruvedrift ved Norges Tekniske Høgskole ta seg av støvmålinger.

Institutt for fjellsprenghningsteknikk (IFF) skal fortsatt utføre kjerneboringer og foreta visse målinger.

Erfaringene fra de omtalte forsøk i 1977, tilsier at Sprøytebetongkomitéen foreløpig ikke vil arrangere nye forsøk med forskjellige utrustninger samlet på et sted og under begrenset tid. Det er meningen nå å gå ut til forskjellige anlegg og samle data. Forutsetningen for dette ble imidlertid skapt gjennom forsøket i 1977 idet man fikk utarbeidet, prøvet og justert dataskjemaer og prøve-metoder, slik at man nå får mest mulig ensartet grunnlag for sammenligning av data.

Det er å håpe at det kan oppnås øket tverrfaglig kunnskap mellom betongteknologi og ingeniørgeologi, og bedre forståelse av sprøytebetongs virkemåte og anvendelsesmuligheter.

The Norwegian Shotcrete Committee carried out tests in 1977 for comparison of different shotcreting methods. The aim was to perform tests under controlled conditions keeping most parameters constant. In spite of a well prepared project certain practical problems arised. The present results should therefore be read with suspicion. They rather point out the demand for closer investigations. Supplementary information will therefore be collected during 1978, specially as regards concrete mix design, the effect of additives, and measuring the amount and type of dust produced during shotcreting operations.

UTSTYR	TILKJØRT MASSE					SPRØYTET BETONG										
	CEMENT KG/M ³	TILSLAG % > 4 MM	TRYKKFASTHET MPA	ROMVEKT KG/DM ³	KONSISTENS	AKSELER L/M ³	NEDSKRAPT STØPT I FORM		SPRØYTET I KASSE		SPRØYTET PÅ FJELL		HEFTFASTHET MPA	STØV MG/M ³	PRELLETAP %	VANNINNTRENG- NING CM
							TRYKKFASTHET MPA	ROMVEKT	TRYKKFASTHET MPA	ROMVEKT	TRYKKFASTHET MPA	ROMVEKT				
BSM 603 (TØRR)	425	11.5	-	-	JORD FUKT	0	64	2.35	52	2.35	54	2.45	1.9	18.6	21.4	4.5
SPIROCRETE (KOMBI)	300	20	49	2.31	VIBRO SEK 11 ¹⁾	30	53	2.41	13	2.27	21	2.28	0.78	12.1	34	5.5
PUTZMEISTER KK 215 (VÅT)	500	8.1	52	2.25	SLUMP 23 CM 1)	34	35	2.25	34	2.39	24	2.26	0.77	14.7	19.9	> 7 = VANN GMG
SEMSKRUE (VÅT)	450	14.4	37	2.28	SLUMP 26 1)	24	30	2.21	18	2.18	16	2.12	0.79	23.6	27.9	> 7

1) KONSISTENS PÅ LEVERT BETONG VAR
BETYDELIG BLØTERE ENN BESTILT.

ANM. TRYKKFASTHET, ROMVEKT OG HEFTFAST-
HET ER ANGITT SOM MAKSIMUMSVERDIER.

SAMMENLIGNING AV SPRØYTEBETONGMETODER
EN DEL RESULTATER

Comparison of Shotcrete methods.

Some results.

INLEDANDE FÖRSÖK MED FIBERARMERAD VÅTSPRUTAD BETONG

Introductory tests with wet mixed
fibre reinforced shotcrete

Bertil Sandell, AB BESAB, Göteborg

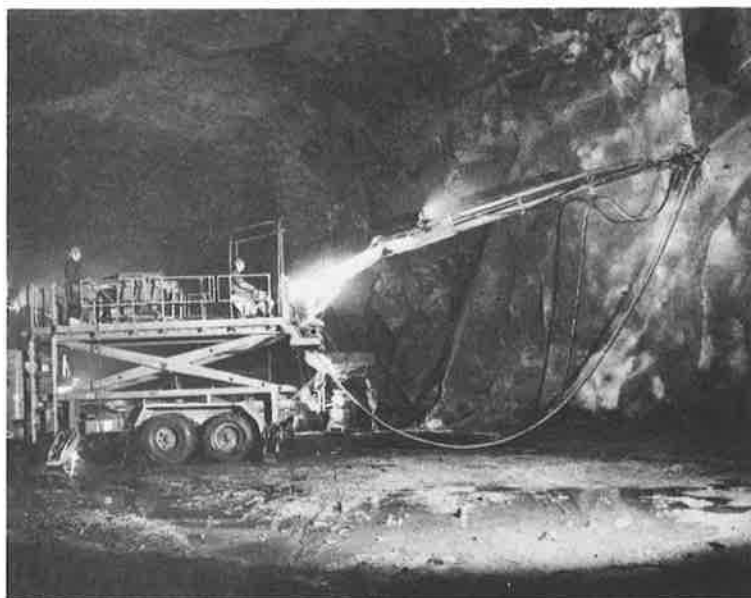
ALLMÄNT

Idén att göra spröda material sega med hjälp av fiberarmering är gammal och som tidiga exempel kan nämnas lera och puts armerade med halm och hår.

Under senare år har intresset för fiberarmerade cementbaserade produkter starkt ökat och i Amerika och England har man under ett 10-tal år genomfört grundläggande studier beträffande fiberbetongens egenskaper. I Skandinavien har ett stort Skandinaviskt forskningsprogram genomförts i Nordforsk's regi, där bl a CBI, som varit huvudman för projektet, utfört ett omfattande och värdefullt arbete.

På bergsprängningskommitténs diskussionsmöte 1977 redogjordes under två föredrag för torrsprutad stål-fiberarmerad betongs egenskaper, produktionsteknik och ekonomi med inriktning på tillämpningsområdet bergförstärkning. Bl a redogjordes för en ny teknik, där fibern tillsätts i munstycket, varvid inblandningen underlättas samtidigt som längre och slankare fibrer kan användas med åtföljande egenskapsförbättringar.

Under det gångna året har ett 15-tal arbeten utförts med denna metod, bl a förstärkning av en kylvattentunnel i anslutning till Atomkraftverket i Ringhals, förstärkning av 7 st schakt i oljelagringsanläggning, Oslo, förstärkning av 3 st betongsilos åt Bolidens Gruv AB samt bergförstärkning i oljelagringsanläggning i Skarvik.



Robotsprutad fiberbetong. Skarvik.
Application of steel fibrous shotcrete
with remote control. Skarvik.

Provningarna från dessa arbetsplatser har uppvisat goda resultat och de förväntningar, som ställts på bl a böjdraghållfasthet, har kunnat infrias även under besvärliga arbetsförhållanden. Vid arbetena i kylvattentunneln, Ringhals, har t ex böjdraghållfastheter upp till 140 kp/cm^2 erhållits och det uppställda målet 70 kp/cm^2 har med något undantag inte inneburit några svårigheter. Där böjdraghållfastheten i något fall varit för låg, har detta berott på för stor fiberspillmängd under sprutningen.

TORRSPRUTAD FIBERBETONGS EGENSKAPER

För- och nackdelar jämfört med konventionell sprutbetong kan sammanfattas enligt nedan:

EGENSKAPER

Jämnstarkt tvärsnitt.

God förmåga att uppta växlande spänningar.

Hög böjdraghållfasthet (7 - 14 MPa).

FÖRDELAR

Fördelaktigt vid de varierande spänningsförhållanden som råder vid ytförstärkning av berg.

Fördelaktigt vid exempelvis tryckschakt och oljelagringsanläggningar.

Tjockleksminskning.

Hög sprickspänning och
bättre sprickfördelning.

Bättre vattentäthet.

Hög seghet.

Ökad brottdeformation.

Goda dragmekaniska egen-
skaper på kort tid.

Fördelaktigt vid drift-
förstärkning.

God frostbeständighet.

Fördelaktigt vid utomhus-
konstruktioner, exempel-
vis släntförstärkning.

Oberoende av täckskikt.

Möjliggör tjockleksminsk-
ning.

Mindre ballastspill.

Innebär reducerade kostna-
der.

NACKDELAR

Stor mängd fiberspill,
20 - 40 %.

Kostnad 6:-- - 8:--/ m^2
(4 cm tjocklek).

Kompakteringssvårighe-
ter vid höga fiberkon-
centrationer.

Ger sämre hållfasthetsegen-
skaper och sämre vatten-
täthet.

Den största olägenheten med sprutad stålfiberarmerad
betong är, som framgår av sammanställningen, stor
mängd fiberspill och i viss mån kompakteringssvårig-
heter vid höga fiberkoncentrationer.

Vid våtsprutning blir återslaget betydligt mindre och
genom att massan har en lösare konsistens, föreligger
inga kompakteringssvårigheter vid fibertillsats.

VÅTSPRUTNING

Våtsprutning skiljer sig från torrsprutningsmetoden
bl a genom att vattnet, som vid vanlig gjutbetong,
tillsätts vid blandningen av cement och ballast och
inte i sprutmunstycket. Vattentillsatsen är sålunda
kontrollerad och ger i det avseendet en jämnare kva-
litet. Den relativt blöta massan ger mindre åter-
slag och dammar, enligt mångas uppfattning, mindre.

För att kunna applicera den blöta massan i någorlun-
da tjocka skikt, tillsätts accelerator, vilket inne-
bär försämrade hållfasthetsegenskaper beträffande
tryck, böjdrag och vidhäftning. Genom den snabba
bindningen uppstår svårigheter att spruta på arme-
ring.

Eventuella olägenheter genom förorening av luften
från acceleratoren är ej utredda.

Våtsprutning kan indelas i tre olika huvudgrupper, se figur 1.

BETONGSPRUTNING OLIKA METODER

	TORRSPRUTNING	VÅTSPRUTNING		
		FÄRDIGBLANDAD MASSA FRÅN SPRUTAGGREGATET		
		VATTEN TILLSÄTTS I MUNSTYCKET	MASSAN UPPBLANDAD MED DRIVLUFT (DÜNNSTROM)	DRIVLUFT + ACC. I MUNSTYCKET
			(PROPFEN)	(DICHSTROM)
VCT	0,30 - 0,50	0,38 - 0,44	0,40 - 0,50	0,45 - 0,60
ÅTERSLAG %	25 - 45	20 - 35	20 - 35	5 - 10
SLANGLÄNGD M.	15 - 300	30 - 60	40 - 60	15 - 80
ACCELERATOR	KAN ANVÄNDAS	KAN ANVÄNDAS	NÖDVÄNDIG	NÖDVÄNDIG
KAPACITET m ³ /h	1,5 - 6	3 - 6	2 - 5	1,5 - 10

Figur 1. Different shotcrete methods

I samtliga fall arbetar man med en färdigblandad massa, som trycks eller pumpas från sprutaggregatet till ett sprutmunstycke. Den vanligaste metoden (tyska dichtstrom) innebär, att man pumpar eller trycker en kompakt ström av betong fram till sprutmunstycket, där en riktad luftström accelererar betongmassan så att den kan sprutas mot någon form av underlag. Denna metod kräver god flytbarhet på betongen med åtföljande högt vct och sättmått. För att kunna applicera någorlunda tjocka påslag, tillsätts en flytande accelerator i munstycket.

För att lättare kunna transportera en styvare massa, har man utvecklat metoder, där man blandar upp betongmassan med luft (tyska dünnstrom och propfen). Vid ökad luftinblandning och torrare massa ökar emellertid spillmängden.

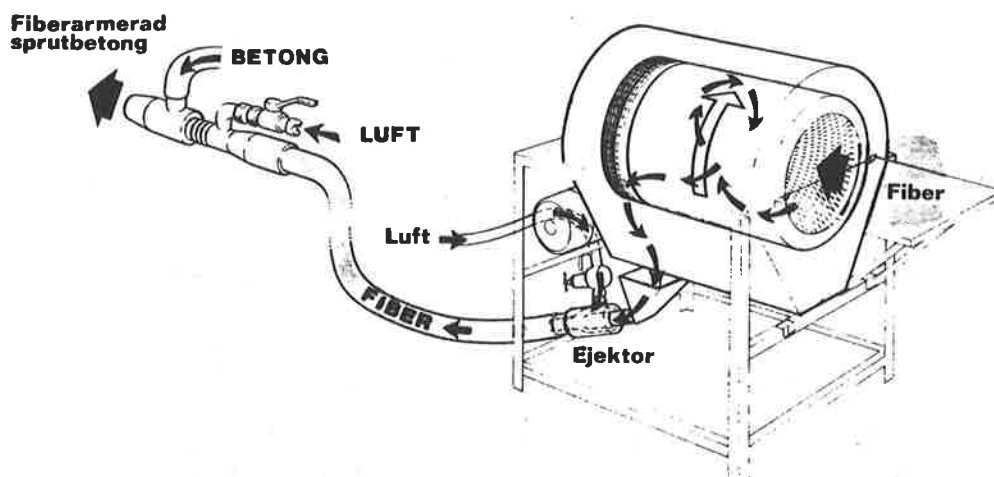
För de nedan beskrivna försöken har den förstnämnda metoden (dichtstrom) använts.

VÅTSPRUTAD FIBERBETONG

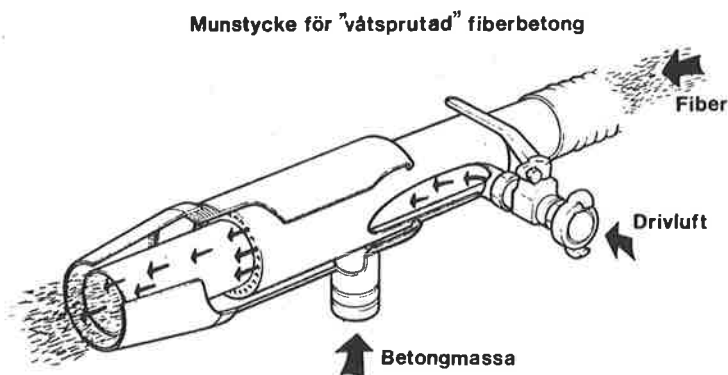
Våtsprutad fiberbetong har tidigare ej kommit till utförande, med fibrer som ger någon nämnvärd förstärkningseffekt, p g a inblandningssvårigheter vid tillsättandet av fibrer i betongmassan, men också p g a att stålfibern lätt fastnar i kolvar, ventiler, slangar etc.

Genom att tillsätta fibern först i munstycket kan man emellertid undvika dessa svårigheter och möjlighet ges att utnyttja fiberteknikens fördelar även vid våtsprutning.

Den för torrsprutning tidigare utvecklade "fiber feedern", se figur 2, visade sig lämplig för dispergering, proportionering och framtransport av fibern. Ett nytt munstycke fick emellertid konstrueras och ter sig i nuvarande form ut som figur 3 visar.

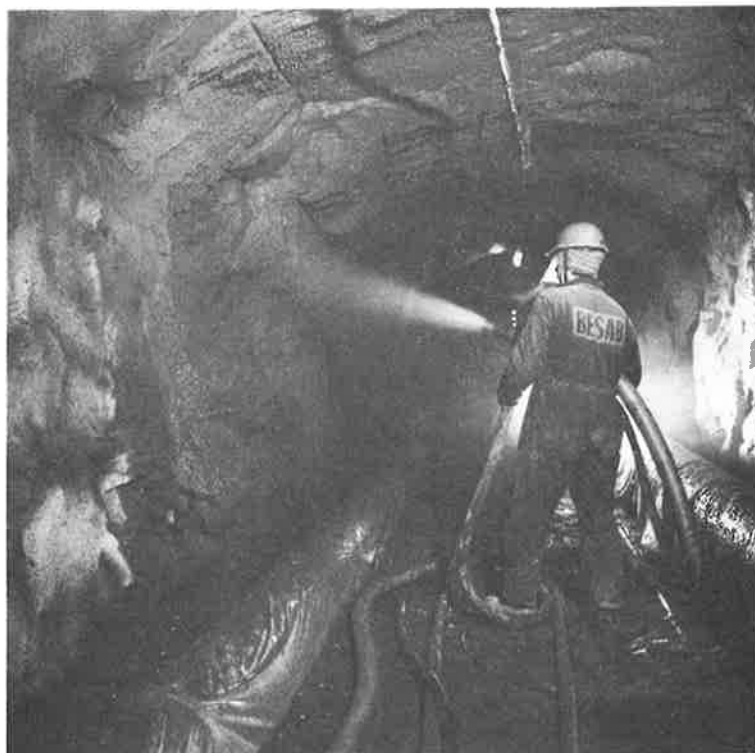


Figur 2. Fibre feeder.



Figur 3. Munstycke för våtsprutad fiberbetong.
Nozzle for steel fibrous shotcrete
according to the wet mixed system.

Munstycket är utformat så, att fibern tillsätts centralt och omges när den lämnar munstycksöppningen av en mantel av betongmassa. Detta system reducerar fiberspillet till ett minimum.



Prov med våtsprutad fiberbetong i tunnel.
Test with steel fibrous shotcrete (wet process) in tunnel.

Vid de första provsprutningarna som utfördes, reducerades fiberspillet till omkring 5 % samtidigt som fibern visade sig ha en viss sammanhållande effekt på betongmassan. Detta var av stort intresse, då man vid våtsprutning tidigare alltid fått kompensera den relativt blöta massan med en stor mängd tillsats av accelerator (i munstycket). Denna acceleratortillsats, som innebär försämrade hållfasthetsegenskaper, skulle då kunna reduceras eller uteslutas, varvid en av våtsprutningsmetodens nackdelar skulle kunna elimineras.

För att närmare undersöka den våtsprutade stålfiberarmerade betongens egenskaper, beviljade Byggforskningen i slutet på 1977 ett anslag för detta ändamål. Provningsprogrammet är ännu ej avslutat.

Nedan följer en översikt över hittills utförda provningar.

FÖRSÖKSRESULTAT

MATERIAL OCH UTRUSTNING

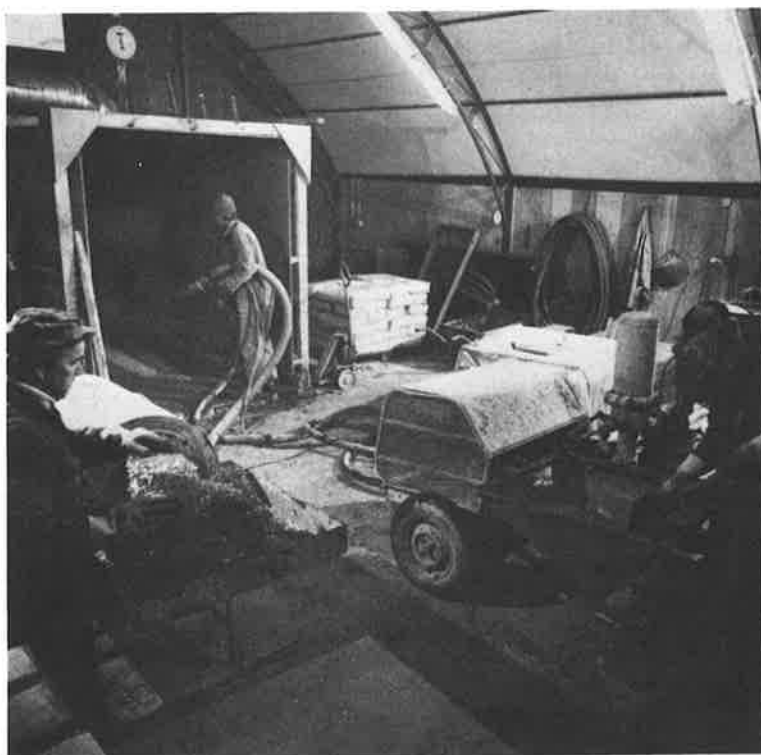
Betongen har sammansatts av standardportlandcement och sand, 0 - 4 mm, i viktsproportionerna 1:3, vct = 0.55.

I konsistensförbättrande syfte har luftporbildande och vattenreducerande tillsatsmedel använts.

Använd fibertyp har varit ändhakad stålfiber 35 x 0,35 mm. Fibrerna har tillsatts direkt i sprutmunstycket med hjälp av en fiber feeder.

Acceleratorn har varit av alkalisilikattyp.

Som sprutaggregat har använts en Putzmeister PKS.



Våtsprutad fiberbetong. Sprutning av prover.
Wet mixed steel fibrous shotcrete. Spraying
of test panels.

FÖRSÖK OCH RESULTAT

I försöket har nio olika betongtyper studerats. Som variabler har valts mängd fibrer och mängd accelerator, se tabell 1.

Tabell 1 (procentangivelserna avser ung. värden)

Serie	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Acceleratormängd %	0	0	0	5	5	5	8	8	8
Fiberhalt volym %	0	1	2	0	1	2	0	1	2

Undersökningen har för varje betongtyp omfattat bestämning av:

- Den färska betongmassans vidhäftning.
- Den färska betongmassans sammanhållning.
- Den härdade betongens tryck- och böjdraghållfasthet.
- Fiberorientering.

Dessutom har, för serie 1 och 3, vidhäftningen mot några olika bergarter provats.

Samtliga vidhäftningsprover har lagrats under vatten, + 20°C, fram till provningen. Övriga provkroppar har lagrats i rumstemperatur täckta med plast och hållits fuktiga genom vattning.

Den färska betongens vidhäftning

För att på ett enkelt sätt bedöma betongmassans vidhäftning, användes ett provningsförfarande enligt följande:

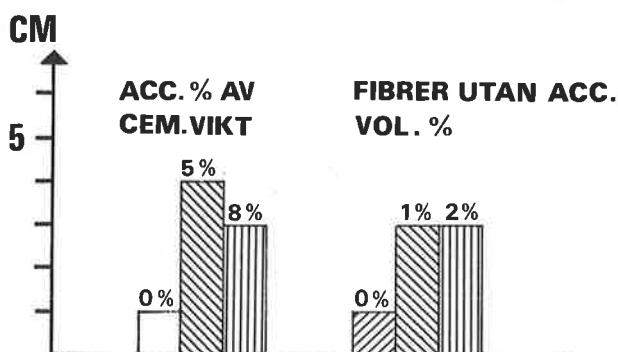
Betongen sprutades uppåt mot en horisontell plywoodskiva, ca 1 x 1 m, och den maximala påslagstjockleken fastställdes.

Provningsresultat, se figur 4, där varje påslagstjocklek är redovisad som medelvärde av fem olika mätningar.

Betong med tillsats av enbart accelerator jämfördes med betong innehållande fiber utan accelerator.

FIBERNES OCH ACCELERATORNS INVERKAN PÅ PÅSLAGETS TJOCKLEK. TAK.

FIBERTYP: ÄNDHAKADE 35x0,35 MM.



Figur 4. Effect of accelerator dosage and fibre content on the thickness of the shotcrete lining. Test against plywood roof.

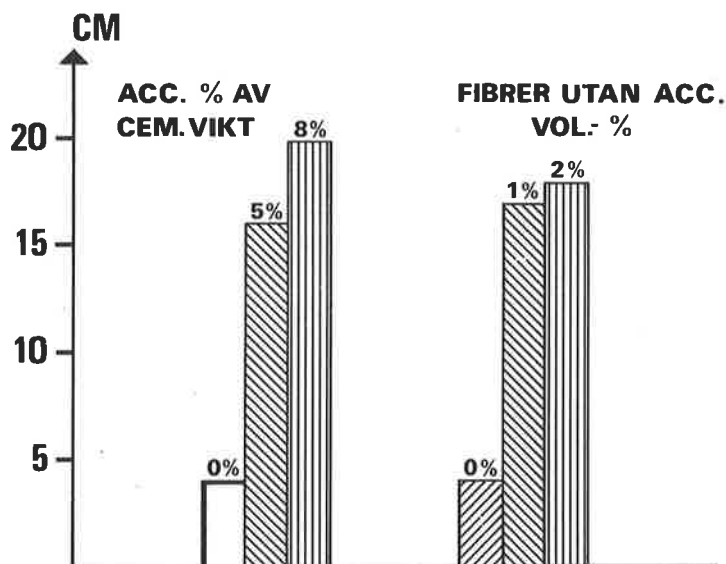
Den färska betongens sammanhållning

Försöket utfördes enligt samma provningsmetod som föregående försök, dock sprutades denna gång mot en vertikal plywoodskiva.

Provningsresultat, se figur 5, där varje påslags-tjocklek utgör medelvärde av fem olika mätningar.

FIBERNES OCH ACCELERATORNS INVERKAN PÅ PÅSLAGETS TJOCKLEK. VÄGG.

FIBERTYP: ÄNDHAKADE 35x0,35 MM.



Figur 5. Effect of accelerator dosage and fibre content on the thickness of the shotcrete lining. Test against plywood wall.

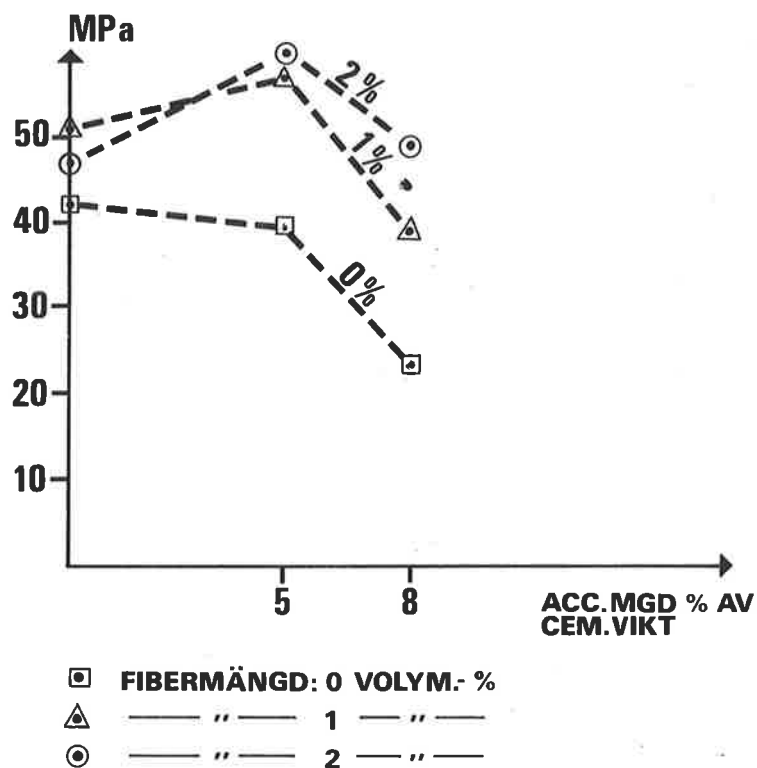
Den härdade betongens tryck- och böjdraghållfasthet

Tryckhållfastheten bestämdes på utsågade kuber 7 x 7 x 7 cm. Provningsresultat, se figur 6.

Böjdraghållfastheten bestämdes på utsågade prismor 4 x 4 x 16 cm. Provningsresultat, se figur 7.

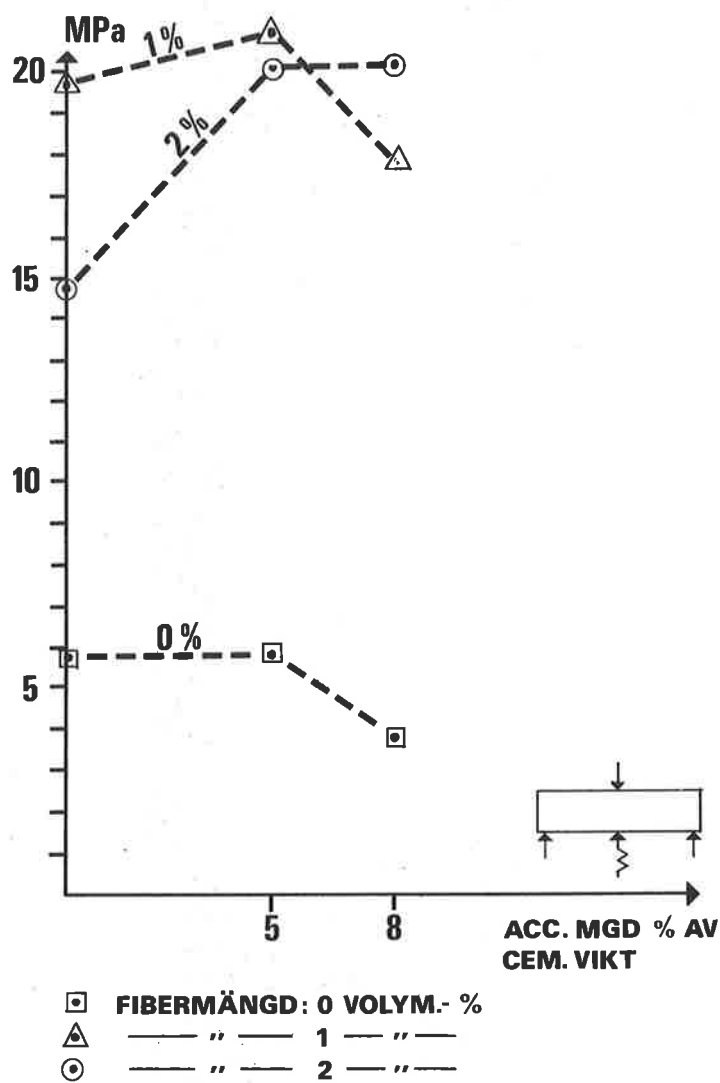
Provning har ägt rum efter 28 dygn. Belastningsriktningen har i båda fallen varit parallell sprut-riktningen.

TRYCKHÅLLFASTHETEN (MPa) SOM FUNKTION AV ACCELERATORMÄNGDEN. 28 DYGN. FIBERTYP: ÄNDHAKADE 35 x 0,35 MM.



Figur 6. Compressive strength as a function of accelerator dosage.

**BÖJDRAGHÅLLFASTHETEN (MPa) SOM FUNKTION
AV ACCELERATORMÄNGDEN. 28 DYGN.
FIBERTYP: ÄNDHAKADE 35 x 0,35 MM.**

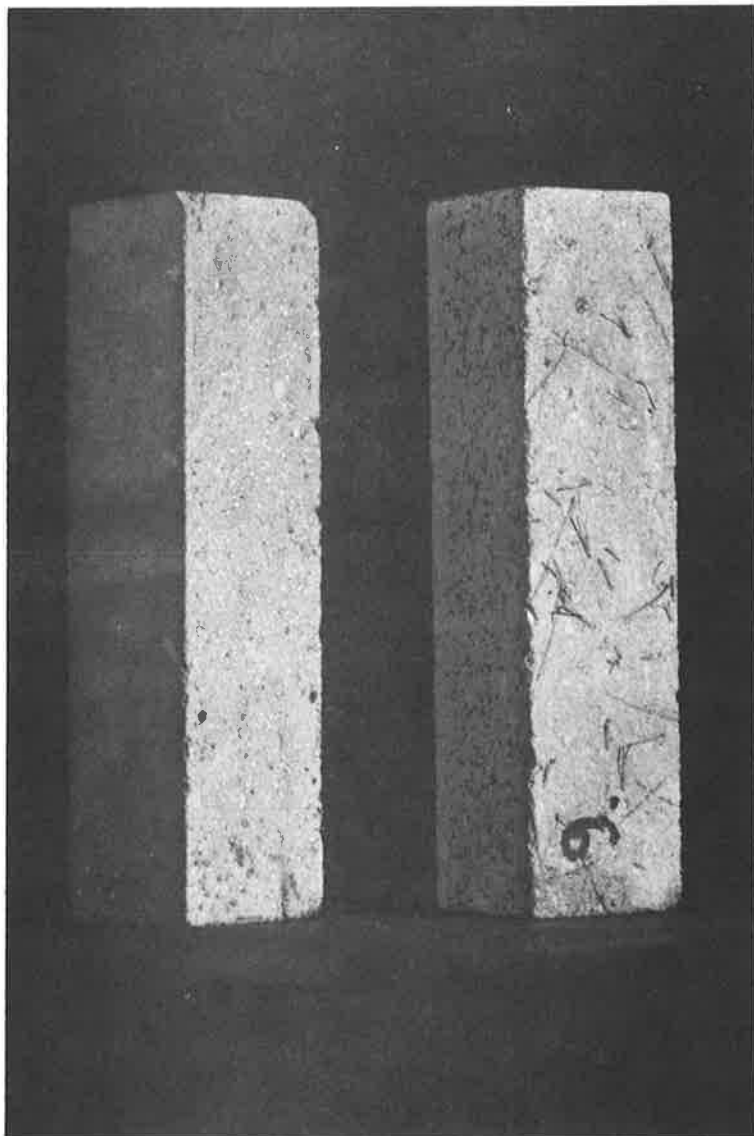


Figur 7. Flexural strength as a function of accelerator dosage.

Fiberorientering

Fiberorienteringen har analyserats rent okulärt på utsågade provkroppar.

Resultaten överensstämmer med tidigare erfarenheter från torrsprutad fiberbetong, d v s fibrerna orienteras huvudsakligen vinkelrätt sprutriktningen (parallellt underlaget). Se figur 8.



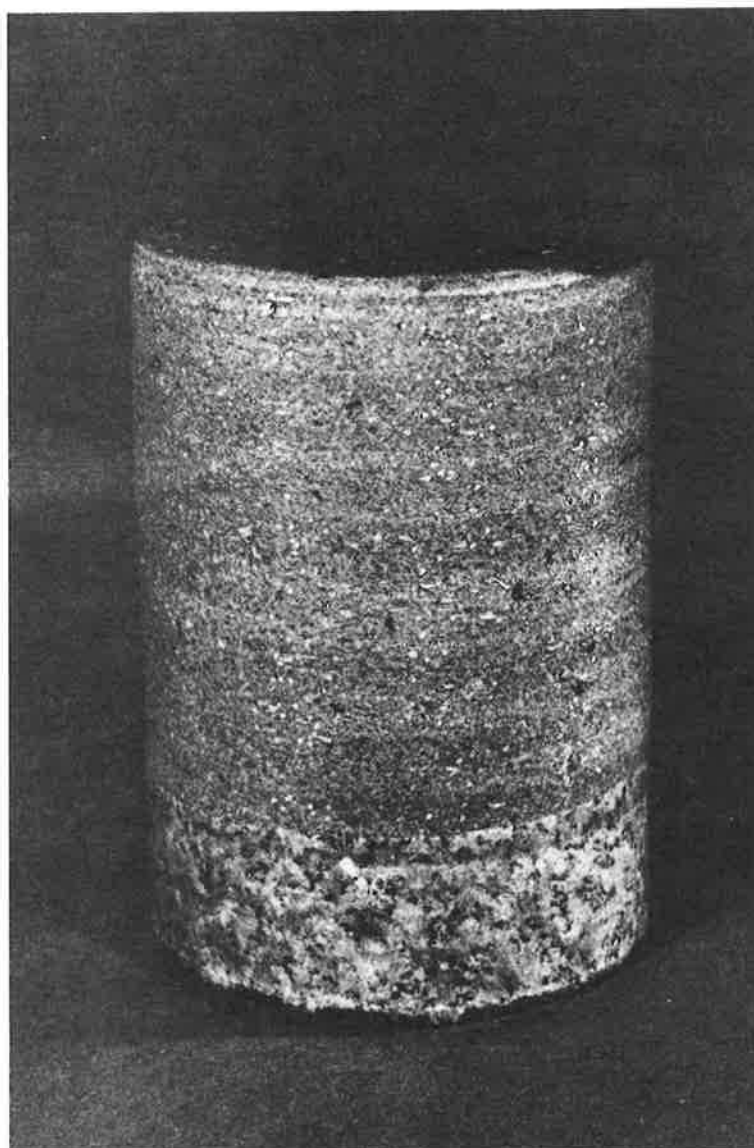
Figur 8. Fiberorientering.
Fibre orientation.

Vidhäftning

Vidhäftningen har bestämts mot tre stycken bergarter: Granit, kalksten och skiffer. För varje bergart har två ytstrukturer, sågad (slät) och naturlig (rå) yta, provats.

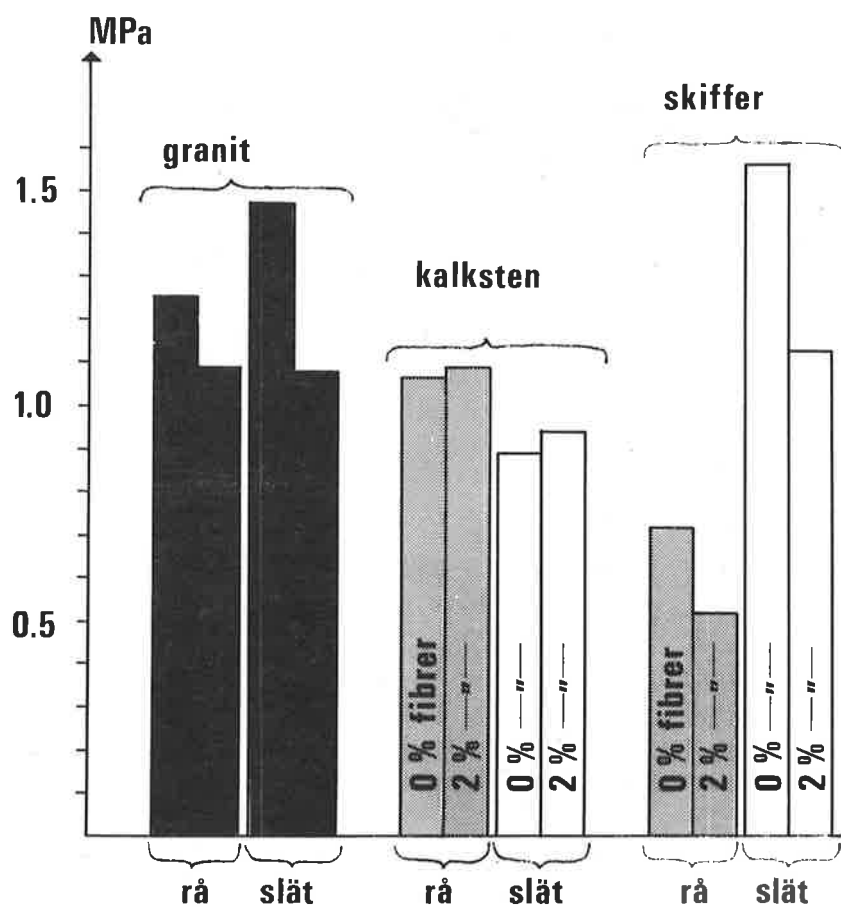
Provningen har skett på utborrade kärnor, se figur 9, efter 14 dygn.

Provningsresultat, se figur 10.



Figur 9. Borrkärna för vidhäftningsprov.
Specimen for bond strength test.

**VÅTSPRUTAD BETONG.
VIDHÄFTNING MOT OLIKA BERGARTER. 14 DYGN.
FIBERTYP: ÄNDHAKADE 35×0,35 MM.**



Figur 10. Bond strength against granite, limestone and slate.

Sammanfattning

Stålfiberarmerad sprutbetong är såväl ur teknisk som ekonomisk synvinkel en intressant bergförstärkningsmetod och ett alternativ till konventionellt nätarmerad sprutbetong.

Under 1977 har i Skandinavien ett flertal arbeten utförts med stålfiberarmerad sprutbetong sprutad enligt torrsprutningsmetoden, varvid goda resultat uppnåtts. Exempelvis har böjdraghållfastheten vid utförda provningar vanligtvis legat något över 7 MPa, men värden upp till 14 MPa har erhållits.

En nackdel är den relativt stora mängd återslag, som erhålles från stålfibern. Vid höga fiberkoncentrationer i kombination med fibrer med aspect ratio $(\frac{l}{d}) > 100$ har i vissa fall även kompakteringssvårigheter uppstått.

För att undanröja dessa svårigheter har en metod utvecklats för våtsprutad fiberbetong, som bygger på det system, som tidigare tillämpats vid torrsprutning. Huvudprincipen innebär, att fibertillsatsen sker först i munstycket.

Vid de försök, som hittills utförts, har konstaterats, att återslaget från fibern minskar markant. Fibern orienterar sig huvudsakligast tvådimensionellt parallellt med underlaget. Fibern har en sammanhållande effekt på den färska betongmassan, vilket innebär att mängden accelerator kan reduceras eller uteslutas.

Böjdraghållfastheter omkring 20 MPa har erhållits vid en fiberhalt mellan 1 - 2 volym % och aspect ratio $(\frac{l}{d}) = 100$.

Tryckhållfastheten vid samma fiberinnehåll har uppgått till ca 50 MPa och vidhäftningen mot granit till ca 1 MPa.

Summary

Steel fibre reinforced shotcrete is from technical as well as economical point of view an interesting method of supporting of rock and an alternative to conventional net reinforced shotcrete.

During 1977 a number of works have been carried out in Scandinavia with steel fibre reinforced shotcrete sprayed according to the dry mixed system at which satisfactory results have been reached. For instance the flexural strength at carried out tests have usually been somewhat over 7 MPa, but values up to 14 MPa have been obtained.

A disadvantage is the relatively large quantity of rebound from the steel fibres. At high fibre concentrations combined with fibres with the aspect ratio $(\frac{l}{d}) > 100$ have in certain cases also compressing difficulties arisen.

To remove those difficulties a method has been developed for wet mixed fibre reinforced shotcrete which is based on that system which formerly has been applied to dry mix shotcrete. The main principle implies that the adding of fibres will be done first in the nozzle.

At those tests, which up to now have been carried out, have been noticed that the rebound from the fibres is markedly reduced. The fibres orientates two-dimensionally mainly parallel with the base. The fibres have a connecting effect on the fresh concrete mass which means that the quantity accelerator can be reduced or eliminated.

Flexural strengths about 20 MPa have been obtained at a fibre content between 1 - 2 volyme % and aspect ratio $(\frac{l}{d}) = 100$.

The compressive strength at the same fibre content has amounted to about 50 MPa and the bond strength against granite to 1 MPa.

SPRUTBETONGS VIDHÄFTNING MOT OLIKA BERGYTOR

Adhesion tests of shotcrete to different Rock Surfaces.

Byrådirektör Torbjörn Hahn
Fortifikationsförvaltningen (FortF) STOCKHOLM

Nedan redovisade undersökning ingår som ett delprojekt i BeFo proj 7. Sprutbetongförstärkningar är ett samarbetsprojekt mellan Stiftelsen Bergteknisk Forskning och Fortifikationsförvaltningen (byråerna F och Bk). Då en del data återstår att utvärdera skall denna presentation ses som en lägesrapport.

Vid bergmekanikdagen 1974 och 1975 presenterades storskaliga provningar av oarmerade och armerade sprutbetongförstärkningar av tekn lic Jonas Holmgren, FortF/F. /3/

Ett av de väsentligaste resultaten från de storskaliga försöken var att initialbrotten i samtliga fall var vidhäftningsbrott mellan sprutbetong och berg vid skiktjocklekar i intervallet 2-8 cm. Brottlasten var i undersökningen oberoende av skiktjocklek. Detta har utnyttjats i sprutbetonganvisningar Publ 21 supplement 1 och 2, där indelningen mellan armerade och oarmerade sprutbetongförstärkningar bygger på vilken vidhäftning man kan påräkna. Det har därför fallit sig naturligt att närmare undersöka vilka faktorer som inverkar på vidhäftningen. De provningar som tidigare gjorts har varit svårtolkade med stor spridning i resultaten, delvis beroende på olämplig dragapparat samt delvis beroende på otillräcklig dokumentation över såväl betong som bergyta.

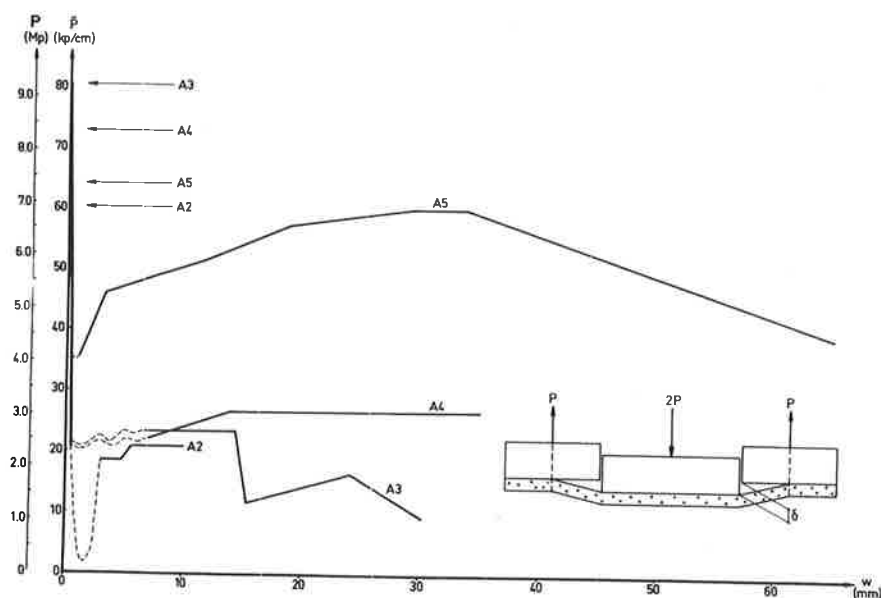
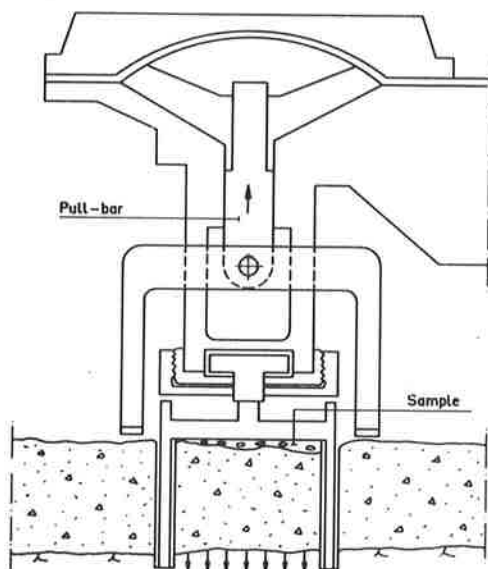


Fig. 1. Last-deformationskurvor för proven A 2 - A 5
Pilarna visar initialbrottlast för de olika försöken. (Efter Holmgren 1975).

Load-deformation curves for tests A 2 - A 5
Arrows show primary failure loads for the different tests.

En del provförsök av pilotkaraktär har dock gjorts av framför allt Barbo (1) som för övrigt givit värdefulla synpunkter på försöksuppläggningsen.

Eftersom det finns skäl att antaga att spridningen i tidigare försök till stor del hänför sig till draganordningen har en särskild metodstudie över lämplig draganordning gjorts i form av ett examensarbete av Sören Karlsson (2) Inst för Bergmekanik vid Luleå Tekniska Högskola. Medan redovisas i undersökningen använd draganordning.



Dragapparat fungerar på följande sätt:

Provkroppen förs in i griphuvudet och med en gängad hylsa låses provkroppen fast. Detta innebär att griphuvudet omsluter hela provkroppshuvudet och någon risk för odefinierad anliggning mellan griphuvud och provkropp föreligger inte. Den rörliga U-bygeln är ledad, dels vid tryckstången och dels vid anliggningen mot underlaget varvid kraften alltid angräper centriskt även om underlaget är ojämnt. Vid mätning regleras dragkraften med en tryckknapp och hastigheten på dragkraftökningsen ställs in med en skruvventil. Detta enkla förfarande innebär att operatören kan koncentrera sig på att avläsa under försöket.

Kraftmediet är kvävgas vilket gör den helt oberoende av yttre kraftkälla som elektricitet eller tryckluft.

Fig.2 Draganordning för renavidhäftningsförsök
Equipment for pure tension adhesion test

På grund av den mångfald av faktorer som påverkar vidhäftningen mellan berg och betong har vi i en första etapp begränsat studien till bergartens = (mineralsammansättning) och skrovlighetens inverkan på vidhäftningen. Därför har i första etappen sådana faktorer som betongsammansättning, rengöring av bergytan antingen hållits konstant eller undanröjts. Vidare har stor vikt lagts vid att göra försöksförhållandena identiska samt att noggrant dokumentera varje steg.

För ändamålet inköptes stenplattor (60 x 60) cm av de vanligaste i Sverige förekommande bergartstyperna. Dessa kompletterades med en sprutbetongplatta samt en vanlig trädgårdsplatta.

För att kunna särskilja mineralens inverkan från ytskrovlig-

hetens har plattorna haft den ena sidan grovslipad och den andra rå. Den råa ytan tänks kunna motsvara en sprängd bergyta. En del av de råa ytorna (vilka var huggna) uppvisade sådana lutningar att man måste korrigera värdena vid utvärderingen.

Den råa ytan har därför avvägts med mätklocka, Värdena har därefter plottats till s k "topografiska kartor". Från dessa kartor har man därefter gjort borrarplaner för att senare kunna identifiera uppmätta draghållfastheter med lutningar på bergytan inom provet.

774-EE0HEJ0B 01 0001

TORBJÖRN HAHN
FÖRF

DATE: 770805

QZ

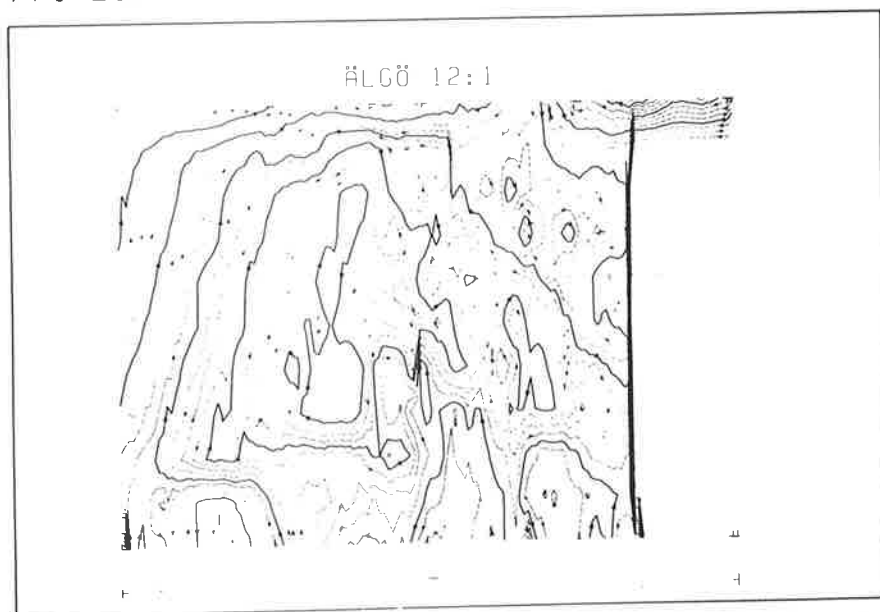


Fig.3 Plottade nivåkurvor över rå bergyta
Plotted curves showing natural fractured surface

Efter denna "kartering" av bergytorna sattes plattorna ner i en av försökstunnlarna. Temperaturen var där konstant 5° och relativa fuktigheten låg vid 90 %. Figur visar plattorna uppmonterade i träram i tunneln

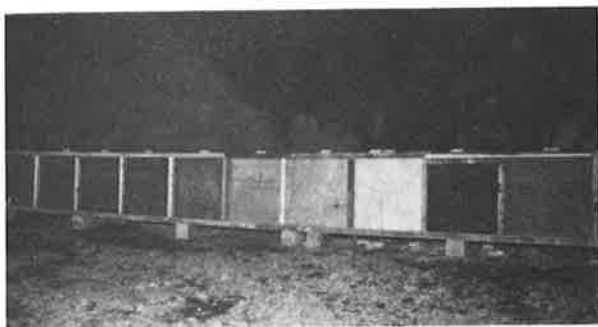


Fig.4 Stentavlor placerade i tunneln före sprutning
Rock plates placed in the tunnel before shotcreting.

På grund av att jämförelse skulle göras mellan slipad och rå yta av samma material samt nödvändigheten av att undvika alla variationer i försöksbetingelser ville vi ha rå och slät yta sprutade vid ett och samma tillfälle vilket krävde dubbel uppsättning av plattorna. Plattorna stod i tunneln ca 1 månad för att inta bergets temp och fuktighet. De tvättades noggrant samt begöts med vatten samma dag som sprutningen skulle ske för att de mer "sugande" bergarterna som kalksten och sandsten skulle vara vattenmättade. Själva sprutningen utfördes med kvalificerad personal från Stabilator.

Följande utrustning och material användes:

Tvåkammarspruta BSM 602 E1

Sprutslang 50 mm 40 lm med Stabilators vattenblandningskropp och munstycke (60 cm långt)

Betongblandare Lasco 250

Tryckstegringspump

Kompressor P.R. 365 Diesel

Standard Cement från Cementa lev samma dag. Betonggrus 0-8 m

Blandningsförhållande 1:4.5

Fukthalt 6.3 %

289 kg per sats användes

Vattentemp, lufttemp, grustemp samt typ på färdigt bruk i tunnel mättes kontinuerligt under försöken

Prov för tryck- och böjdraghållfasthet gjordes i samband med försöken. Plattorna lagrades normenligt 28 dygn varefter uppborrning och provdragning påbörjades.

På varje stenplatta borrades 12 kärnor genom betongen och ca 0,5-1 cm in i berget. Kärnans diameter var 62 mm. På kärnan limmades sedan styrhylsorna med Araldit. För att spara på lim planborrades först borrhärnorna.

Provdragningarna skedde kontinuerligt under sommaren och förhösten 1977. Tabell 1 och Tabell 2 visar sammanställningar över provdragningarna.

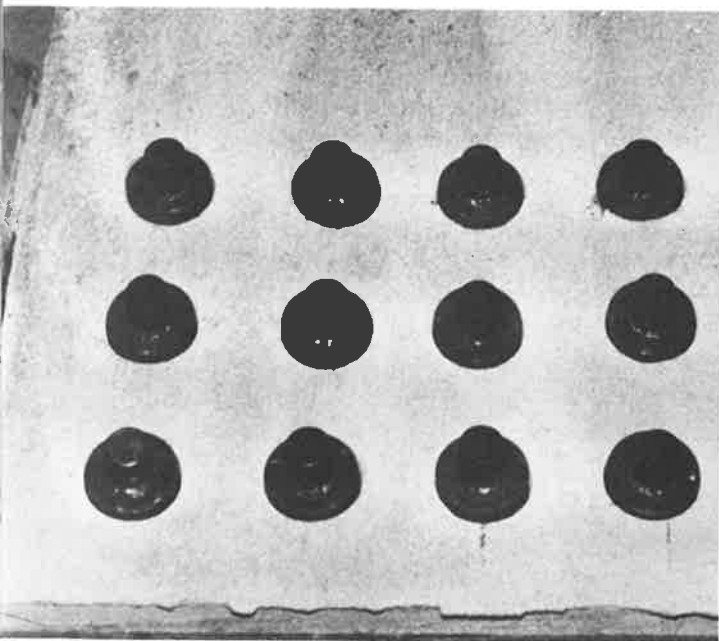


Fig. 5 Draghylsorna pålimmade på sprutbetongen
Tension hulls glued to the shotcrete



Fig. 6 Draganorningen

"Säberg adhesion tester"

I detta föredrag kommer jag inte att uppehålla mig vid betongdokumentationen utan hänvisar till senare rapport.

Vid utvärderingen har vid medelvärdenas beräkning medtagits vidhäftningsbrott och sådana värden som överstiger max tillåten belastning på dragapparaten. Värden för bergbrott har accepterats för medelvärdesberäkningen om dessa utgör <10 % av brottytan samt att värdena ligger inom gränsvärdena för de övriga värdena. Rena bergbrott och betongbrott har inte medtagits. Jämförelse av de grovslipade ytorna visar följande:

- a) Bergarter som ger låga värden är lerskiffer, glimmer-skiffer, gnejs kluven parallellt (001) och en granit med utpräglad stora porfyroblastar, dvs bergarter med glimmer och K-fältspat.
- b) Höga värden har erhållits med kvartsrik granit samt karbonatbergarten sandsten samt gabbro dvs i bergarter med mineral som aktivt reagerar med cement som t ex kvarts eller Ca-rik plagioklas.
- c) Att gnejs som är kluven parallellt med glimmerorienteringen ger låga värden förklaras av att klävytan går utmed glimmerplanen varvid dessa får en överrepresentation i kontaktytan, jämfört med gnejs kluven vinkelrät mot glimmerorienteringen.
- d) Att sandsten ger så höga värden beror på att kvartsen blir reaktiv vid PH = 12-13.
- e) En intressant iakttagelse avseende kalkstenen är att vidhäftningen inte följer hårdheten i bergarten. Således visar den finkorniga icke rekristalliserade mörklila kalkstenen större vidhäftningsvärden än den rekristalliserade marmorn.
- f) Graniterna tycks visa variation som följer fältspathalten. Fältspatens spaltytor tycks spela stor roll.
- g) Ett påfallande stort antal brott vid kalksten och betongplattor skedde i själva betongen. Det antyder att kontakten där reaktionen sker inte behöver utgöra svagaste punkten.

Jämförelse av vidhäftningen mellan rå och slät yta visar att de högre värdena vid rå yta i stort motsvaras av ytförstoringen vid den råa ytan. Skrovligheten har definierats som längden av ytkontur dividerad med dess projektion. Se fig 8 Ytkonturen har mätts med distanshjul på fotograferade slipprov (30 x förstoring), tagna vinkelrät mot kontaktytan

Vidhäftningen för de släta ytorna för prov nr 3 och 4 enligt tabell 1 visar för låga värden på grund av felaktig lagring. De stod längre tid än övriga prov i rumstemperatur före upborrning och provdragning. Det visar att krympningen tycks spela stor roll.



Fig 7 Slippprov av kontaktytan mellan sprubetong och rå begyta (30 x förstoring)
Thin section of the contact between shotcrete and fractured rock surface (30 x magnification)

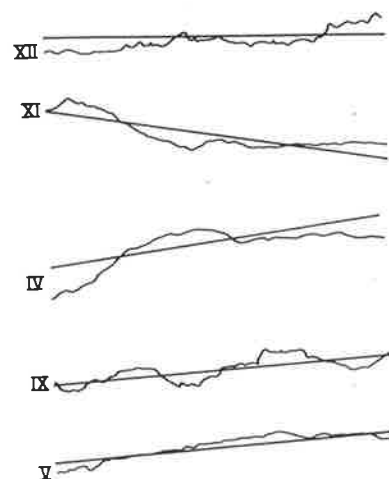


Fig 8 Princip för skrovlighetsmätning: Den kurviga linjens längd mättes med distanshjul och dividerades sedan med den projicerade linjen.
Roughness registration was made by rolling a "distance wheel" along the plotted line.

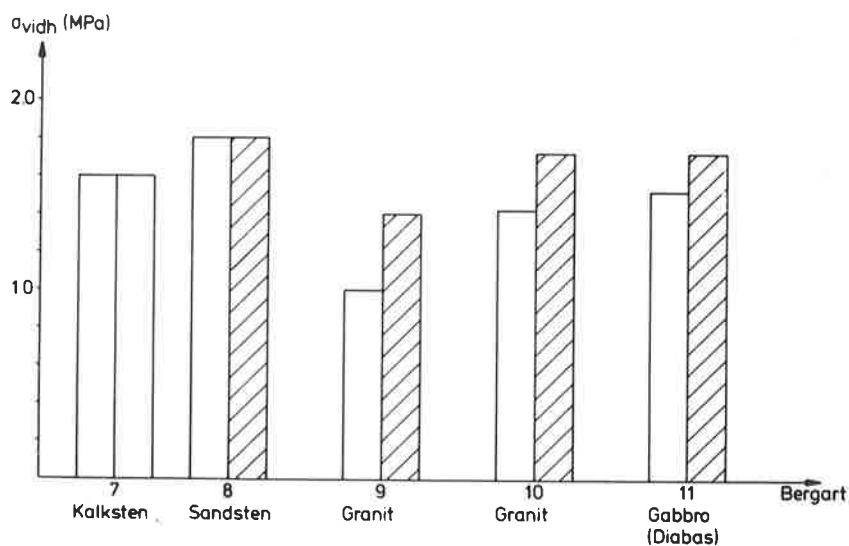
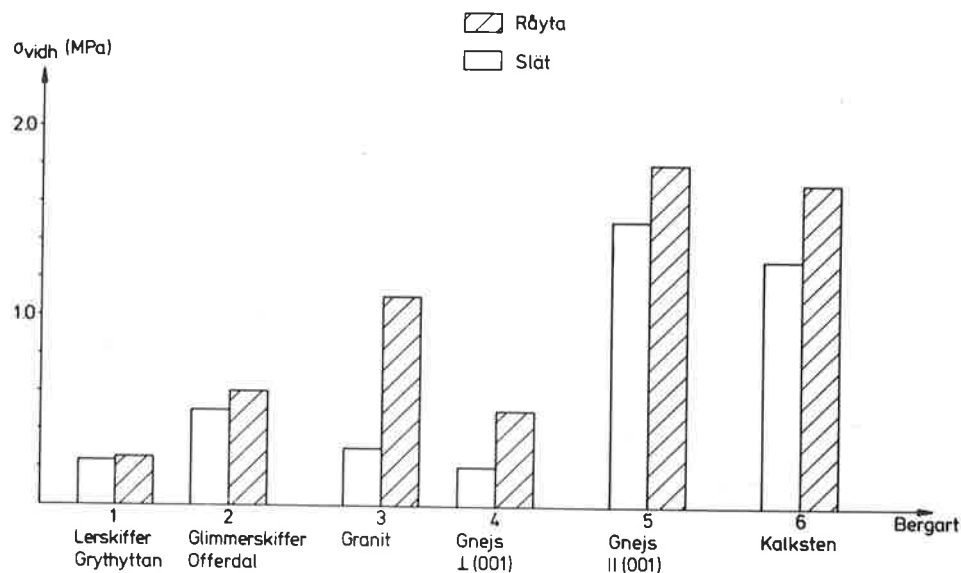


Fig 9 Tabell 1

Bergart	Mineral	Kornstorlek	σ_{vidh} (MPa)	
			Grovslipad	Råyta
Lerskiffer	lermineral kvarts biotit	mycket finkornig	0.24 ± 0.18	0.28 ± 0.11
Glimmerskiffer	klorit	medelkornig	0.58 ± 0.19	0.85 ± 0.35
Gnejs I (001)	kvarts plagioklas mikroclin biotit hornblände	medelkornig	0.19 ± 0.05	0.51 ± 0.11
Gnejs II (001)	kvarts plagioklas mikroclin biotit hornblände	medelkornig	1.53 ± 0.28	1.8
Sandsten (porös)	kvarts	finkornig	(11) bergbrott	(11) bergbrott
Sandsten	kvarts	finkornig	>1.8	>1.8
Kalksten (märglig)	kalцит lermineral	finkornig	1.49	1.84
Revkalksten	kalцит	finkornig	1.58 ± 0.12	1.64 ± 0.30
Marmor	kalцит	medelkornig	1.38 ± 0.30	1.52 ± 0.28
Granit	kvarts plagioklas mikroclin ngt biotit	grovporfyroblastisk (stora fältspatögon)	0.34 ± 0.12	1.12 ± 0.20
Granit	kvarts plagioklas biotit	medelkornig	1.04 ± 0.32	1.40 ± 0.26
Granit	- " -	fin- medelkornig	1.48 ± 0.46	1.71 ± 0.14
Gabbro (Diabas)	plagioklas pyroxen	fin- medelkornig	1.56 ± 0.25	1.7
Trögårdsplatta			1.7	
Sprutbetongplatta	- " -		1.7	

Fig 10 Tabell 2

Anm. Avvikelserna är angivna som standardavvikelser. I de fall antalet godkända prov varit mindre än sex har spridningen ej angivits.

Standard deviations are stated only when there are more than six accepted samples.

Sammanfattningsvis kan sägas att trots relativt stor spridning i de enskilda observationerna kan vissa slutsatser dras

- 1) Vidhäftningen beror vid konstanta betongförhållanden till största del på underlagets mineralogiska sammansättning.
- 2) En ökning av vidhäftningen mot skrovlig yta motsvaras i undersökningen huvudsakligen av ytförstoringen.
- 3) Krympning av betong tycks spela stor roll.

Summary

A rather comprehensive test was made over the adhesion of shotcrete to various types of rock surface. To separate the influence of mineralogical composition from that of the roughness one side of the rock table was coarse-ground and the other side was rough.

The rock tables were stored one month in a tunnel before shotcreting to get the right humidity and temperature. After shotcreting the rock tables were stored for another 28 days before they were core drilled and tested according to fig. 5 and fig. 6

The test shows

- a) The major influence all the results occurred due to the mineralogical composition of the rock. The highest adhesion strength was found at the surfaces with the highest capability of chemical reaction with the cement.
- b) The higher adhesion strength of the shotcrete to the naturally fractured surfaces corresponds mainly to the surface-magnification (cf fig. 3 and 8).

Litteratur

- 1 Barbo, T Kontor for fjellsprengningsteknikk
och den Norske Ingeniørforening.
Föreläsning Oslo 1964.
- 3 Holmgren, J Föredrag vid Bergmekanikdagarna
1974 och 1975.
- 2 Karlsson Testmetoder för bestämning av
vidhäftning mellan sprutbetong
och berg. Teknisk rapport 1976:5 T
Högskolan i Luleå.
- 3 Holmgren, J Plane shotcrete layers subjected
to punch loads
Befo rapport nr 17 1975
- 4 T. Yu. Lyubimova
E.R. Pinus Crystallization structure in the
contact zone between aggregate
and cement in concrete
Colloid Journal vol.24.No 5 1962
- 5 Hsu T.
Slate F Tensile bond strength between
aggregate and cement paste
or mortar

SPRUTBETONGENS VIDHÄFTNING MOT OLIKA BERGUNDERLAG - FÄLTFÖRSÖK

The adhesion between shotcrete and different
types of rocksurfaces - in situ tests.

Ingenjör Lennart Karlsson, Bergsäker Konsult AB
Göteborg

Sprutbetong har sedan slutet av 50-talet alltmera undanträngt konventionellt gjuten betong som medel att förstärka svaga bergpartier. Jämte ingjutna bultar är sprutbetong idag den vanligaste metoden att förstärka berg i Sverige och den totala mängden sprutbetong torde uppgå till mera än 1.000.000 m² per år.

Förutom den primära användningen som medel att förstärka svaga zoner i berget används sprutbetong också till att förhindra avlossning av stenar från bergytter p.g.a. t.ex. uttorkning eller urlakning av sprickor i berget. I sådana fall anbringas sprutbetongen som ett 2 till 5 cm tjockt oarmerat eller 7-10 cm armerat skikt företrädesvis i tunnlar och bergrums tak och anfang. Användningen av armering betingas i vissa fall av fortifikatoriska skäl men ojämförligt oftare av osäkerheten om möjligheterna att uppnå fullgod vidhäftning mellan berget och sprutbetongen. Kostnadsrelationerna mellan armerad och oarmerad sprutbetong är 2,5-3:1.

Sprutbetong används i princip på två sätt:

- som en tunn ofta oarmerad betonghud som låser ytberget
- som bärande element utformat som skal eller båg

Det förstnämnda förstärkningssättet användes där vidhäftning påräknas, det andra förstärkningssättet användes där man inte kan påräkna fullgod vidhäftning eller där stabilitetsförhållandena kräver en större förstärkningsinsats. För att kunna välja rätt typ av förstärkning är det väsentligt att veta hur stor vidhäftningen förväntas bli under olika betingelser.

Vi har med denna undersökning avsett att genom studier i fält uträna vilka vidhäftningshållfastheter, som kan uppnås mot varierande bergunderlag. Undersökningen har avgränsats till bergytor i kristallint berg, där vi utgått från att bergarten som sådan betyder mindre än ytornas egenskaper i övrigt.

Bergytor kan delas in i två huvudtyper - brutna ytor och sprickytor. De brutna ytorna är, om de inte utsatts för nedsmutsning, så rena att de efter spolning med vatten kan betongsprutas. Vissa sprickytor däremot har beläggningar, som kan omöjliggöra vidhäftning mellan sprutbetong och berg eller reducera vidhäftningen väsentligt. Brutna ytor dominerar som underlag för betongen i de fall man helt klär in bergytorna med sprutbetong, medan sprickytor dominerar, där sprutningen begränsas till instabila bergpartier.

Större delen av provningen har utförts som slumpmässig provning, där underlagets beskaffenhet inte varit känd i förväg. Målinriktad provning på utvalda ytor har utförts med ca 70 prov i Bolmentunneln och med ett mindre antal prov i två vägtunnlar i Göteborg.

Provtagning har utförts på såväl äldre betong som betong i nyproduktion. Resultaten från provning i äldre betong har inte medtagits i denna redogörelse.

Provtagningen har utförts som dragprovning av friborrade sprutbetongkärnor. För att undvika sneddragning och excentricitet har vi konstruerat en utrustning, där alla arbetsmoment inordnats i ett system. Planborrning av betongytan, friborrning av kärnan, centrerung av dragplattan och provdragning sker från stålringar, som monteras på betongytan.

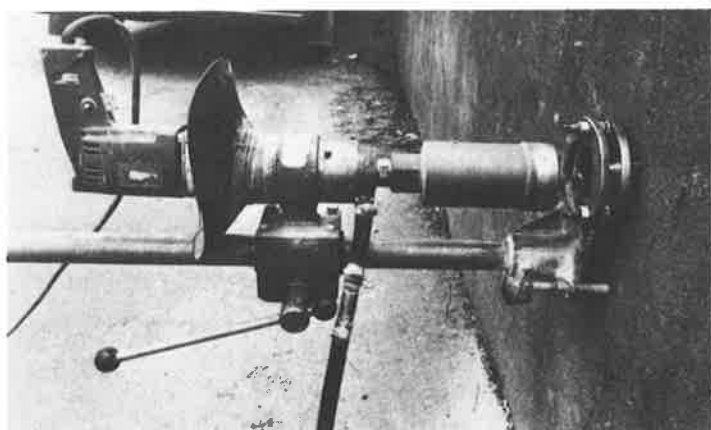


Fig. 1 Maskin för kärnbörning
Machine for core drilling



Fig. 2 Utrustning för dragprovning
Equipment for pull-out test

Rena vidhäftningsbrott är få. I allmänhet lossnar flagor från bergytan och vi har därför kallat en brotttyp för "kontaktyta", där rena vidhäftningsbrott och brott, som skett i omedelbar anslutning till kontaktytan, ingår.



Fig. 3 Brott i kontaktytan.
Failure in the contact surface.

Där större bergfragment lossnat ($\geq 5\%$ av brottytan), kallas brottypen för "kontaktyta-berg". Där brottet på motsvarande sätt skett i kontaktytan och betongen, kallas brottet för "kontaktyta-betong".

PROV TAGNA I ANLÄGGNINGAR UNDER BYGGNAD

BROTTYP	ANTAL	%	$\bar{x}$	s	PROV SOM GIVIT VÄRDET 0	
					ANTAL	%
KONTAKTYTA	110	54	0,80	0,58	7	6
BETONG	31	15	0,87	0,62	4	12
BERG	25	12			11	
KONTAKTYTA-BTG	7	4			1	
KONTAKTYTA-BERG	20	10			1	
BETONG-BERG	10	5			2	
Σ	203	100	0,67		26	13

Fig. 4 The distribution of different types of failures.

Fig. 4 visar fördelningen på olika brottyper för prov tagna i anläggningar under byggnad. Brott i kontaktytan har erhållits i 54% av proven. Standard-

avvikelsen är 0,58 eller 73% av medelvärdet. Underlagen varierar, men man måste ändå fråga sig, varför spridningen är så stor. Nästa rad i tabellen visar att spridningen är ungefär lika stor för betongbrotten, vilket talar för att sprutbetongmetoden i sig eller det sätt, som betongsprutningen utföres på, torde vara en väsentlig anledning till den stora spridningen.

Den stora spridningen medför att det erfordras ett stort antal prov, för att det erhållna medelvärdet skall vara någorlunda representativt. I fig. 5 har medelvärdets variation med antalet prov plottats för två av de objekt, som ingår i undersökningen. Som framgår av diagrammet, erfordras ca. 20 prov för att medelvärdet skall bli någorlunda representativt.

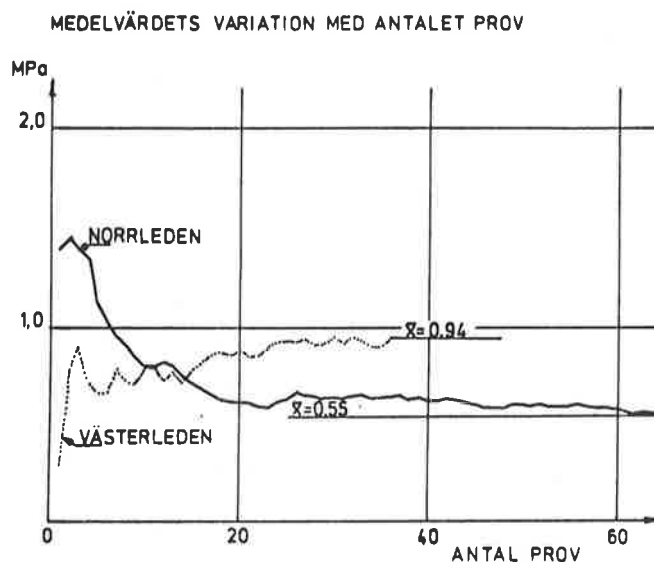


Fig. 5 Variation in mean value depending on the number of tests.

Fig. 6 visar brottypernas fördelning på de objekt, som ingår i undersökningen. Objekten 1-3 avser prov, som tagits i betong, som ingår i objekten, medan objekt 4 avser målinriktad provning på provytor, som sprutats på utvalda bergytor. Tabellen kräver en kommentar. Nivåerna på medelbrottspänningarna för "kontaktyta" och "betong" är ungefär lika, vilket förklaras av att spridningen för de olika brottyperna är ungefär lika (se fig. 4). Vid objekt med höga brottspänningar, t.ex. Västerleden, erhålles en större andel betongbrott än t.ex. Norrleden, där brotten i kontaktytan skett vid så låga värden att betongen sällan utsatts för brottpåkänningar.

BROTTPYP/OBJEKT	ANTAL	%	$\bar{x}$
KONTAKTYTA			
1 ÖEF anl. 3905 + BRATTÅSVERKET	13	33	0,77
2 NORRLEDEN, GÖTEBORG	43	67	0,58
3 VÄSTERLEDEN, GÖTEBORG	16	45	1,20
4 BOLMENTUNNELN	38	61	0,87
BETONG			
1 ÖEF anl. 3905 + BRATTÅSVERKET	9	23	0,81
2 NORRLEDEN, GÖTEBORG	5	8	0,47
3 VÄSTERLEDEN, GÖTEBORG	7	19	1,24
4 BOLMENTUNNELN	10	16	0,87
BERG			
1 ÖEF anl. 3905 + BRATTÅSVERKET	9	23	
2 NORRLEDEN, GÖTEBORG	4	6	
3 VÄSTERLEDEN, GÖTEBORG	7	19	
4 BOLMENTUNNELN	5	8	
KONTAKTYTA-BETONG			
1 ÖEF anl. 3905 + BRATTÅSVERKET	1	2	
2 NORRLEDEN, GÖTEBORG	1	2	
3 VÄSTERLEDEN, GÖTEBORG	1	3	
4 BOLMENTUNNELN	4	6	
KONTAKTYTA-BERG			
1 ÖEF anl. 3905 + BRATTÅSVERKET	5	12	
2 NORRLEDEN, GÖTEBORG	6	9	
3 VÄSTERLEDEN, GÖTEBORG	5	14	
4 BOLMENTUNNELN	4	6	
BETONG-BERG			
1 ÖEF anl. 3905 + BRATTÅSVERKET	3	7	
2 NORRLEDEN, GÖTEBORG	5	8	
3 VÄSTERLEDEN, GÖTEBORG	0	0	
4 BOLMENTUNNELN	2	3	

Fig. 6 Brottypernas fördelning på objekt.
Distribution of failure types on different objects.

I objekten Västerleden och Norrleden har provytor utförts för att tjäna som underlag för bedömning av behovet av slutlig förstärkning. På Västerleden har provytorna placerats på en medelkornig granit och på en finkornig tuffit.

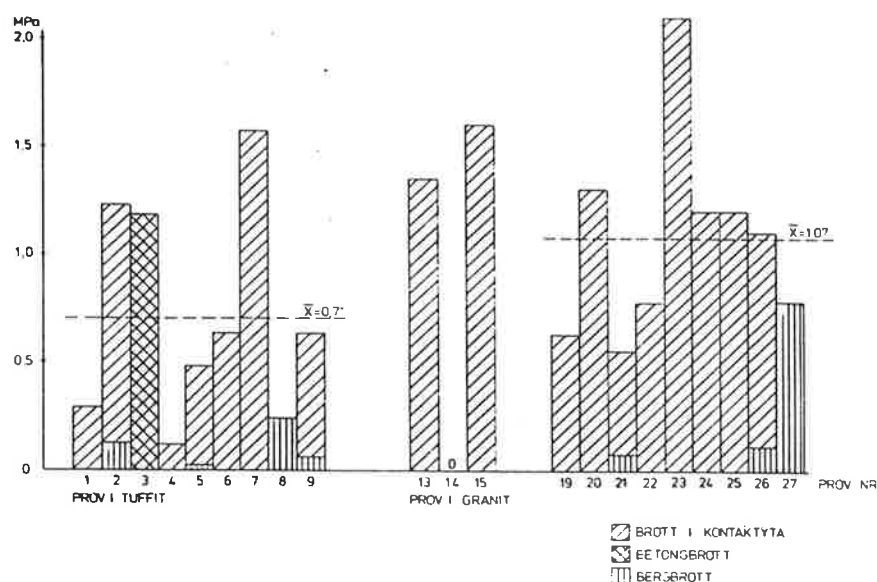


Fig. 7 Resultat från provningar i Västerleden.
Results from tests in Västerleden.

Prov nr 6-9 på tuffit är tagna på en rostfärgad sprickyta. Motsvarande yta på granit representeras av proven 13-15.

Diagrammet i fig. 8, som avser Norrleden, innehåller resultaten från två provytor samt resultaten från slumpmässig provning av övriga sprutbetongytor. Bergarten är en gnejs med relativt hög halt av glimmer. Där brotten skett parallellt med glimmerskikten, har brottytorna en stor halt av glimmer och värdena är låga. Vid brott vinkelrätt mot glimmerskikten eller där proven är tagna på sprickytor, är värdena högre.

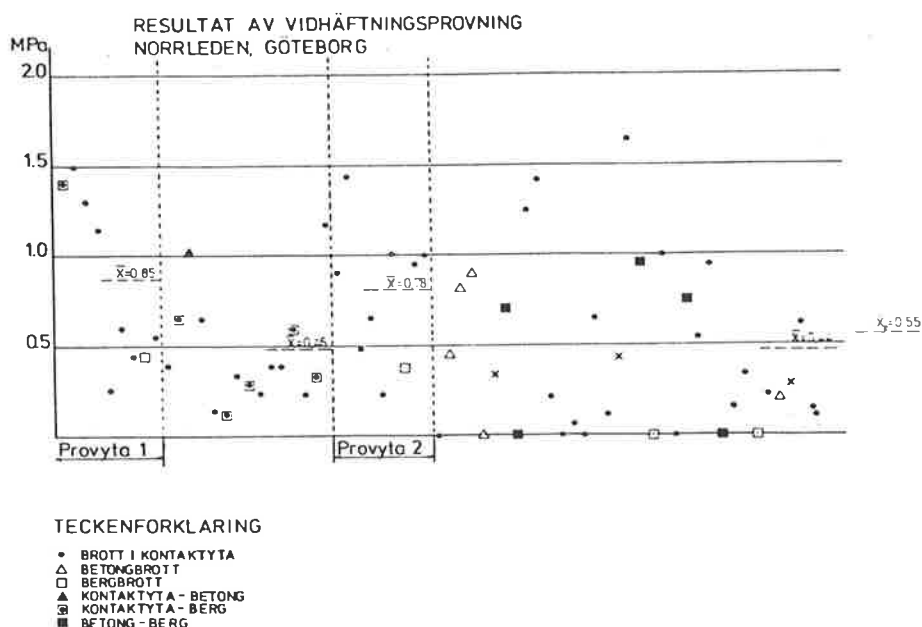


Fig. 8 Resultat från provningar i Norrleden.
Results from tests in Norrleden.

Medelbrottspänningen för Norrleden är mindre än halva medelbrottspänningen för Västerleden. Till väsentlig del kan skillnaden förklaras av den höga glimmerhalten i Norrleden, men även andra faktorer kan ha spelat in.

- Betongkvalitén är bättre i Västerleden. Medeltryckhållfastheten är 57,7 MPa mot 44,0 MPa för Norrleden.
- Bruket i Västerleden blandas i s.k. Trixer, en skruvblandare, där bruket blandas i samma takt som det förbrukas. I Norrleden köptes bruket färdigblandat till platsen och mer än en timme hade därför i allmänhet förflutit innan sista delen av lassen sprutats.
- I Västerleden användes Robot, som medger kortare avstånd mellan sprutmunstycket och bergytan, vilket medför större anslagshastighet och bättre komprimering av betongen.

Den målinriktade provningen i Bolmentunneln har utförts på sprickytor med undantag för två referensytor på bruten gnejsyta. Prov har utförts på ytor med beläggning av klorit, lera och kalcit. Ytorna har delats upp i delytor, som behandlats på olika sätt.

Resultaten indikerar

att vidhäftningen inte blir sämre enbart av att bergytan är fuktig (fig. 9).

att stålborstning eller annan mekanisk bearbetning ökar vidhäftningen på vissa sprickytor (fig. 10).

att bstrykning med silikat kan öka vidhäftningen mot blöta ytor (fig. 10).

att en hög anslagshastighet möjligen kan förbättra vidhäftningen (fig. 10).

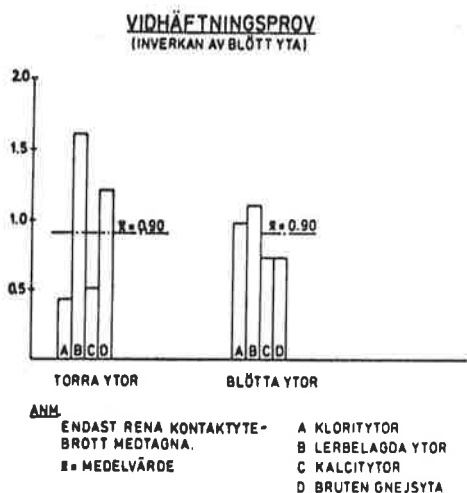


Fig. 9 Jämförelse mellan fuktad och torr yta.
Comparison between moistured and dry surface.

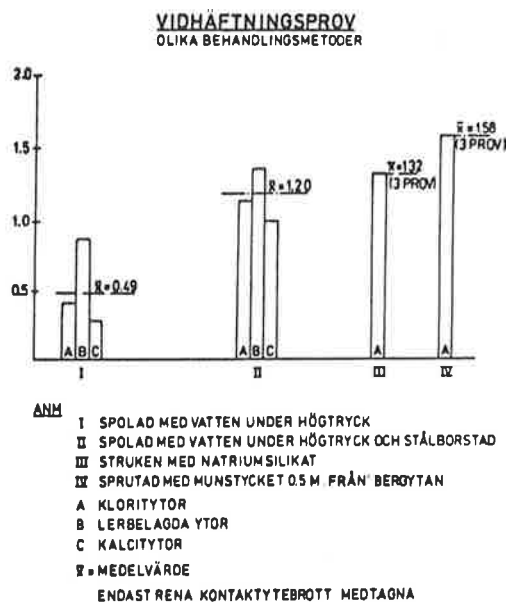


Fig. 10 Resultat av olika behandlingsmetoder.
Results from different kinds of treatment.

Avsikten är att följa upp dessa indikationer genom försök i något större skala.

Ser man till undersökningens resultat i sin helhet, så visar hittills utförda prov

att god vidhäftning vid rätt rengöringsmetod kan erhållas mot alla typer av bergytor i kristallint berg, under förutsättning av att vattentryck inte bildas bakom den färska betongen.

att den personal som utför betongsprutning bör utbildas bättre. Någon form av licensiering synes önskvärd.

att föreskrifter med krav på viss minsta vidhäftningshållfasthet inte är meningsfulla, eftersom endast ett litet fåtal brott är rena vidhäftningsbrott. Däremot bör man i de flesta fall kunna kräva en viss medelbrottspänning.

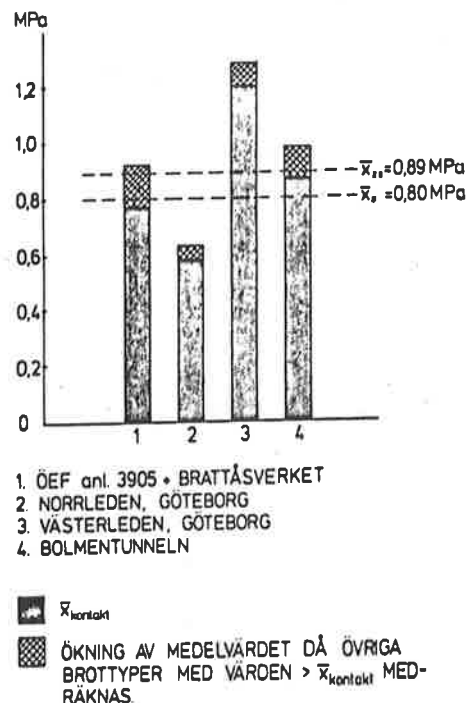


Fig. 11 Mean value for failure in the contact and if other types of failures $> \bar{x}_{\text{kontakt}}$ is added.

Summary

Shotcrete is one of the most important methods to reinforce weak rock and to hinder loosefitting stones at the rock surface to fall.

Practical experience and research shows that the bond between the rock and the shotcrete is of great importance for the reinforcement effect of the shotcrete. The bond has until now been tested very little. Knowledge of the adhesion capacity of shotcrete bondage to rock surfaces under different practical conditions is therefore very small.

The aim for this research was to investigate the adhesion capacity of shotcrete bondage to rock surfaces in crystalline rock by in situ pull-out tests of free-drilled cores.

The results of the tests show

- that the standard deviation is as large as 73% of the mean value when the failures occur in the contact surface between shotcrete and rock.
- that the standard deviation is 71% of the mean value when the failures occur in the shotcrete.
- that the bond is as high if the rock surface is moistured as if the surface is dry.
- that steel brushing or other types of mechanical work up on certain fault surfaces increase the bond.
- that good bond has been received when wet fault surfaces have been smeared with sodium silicate before the shotcreting.
- that a high speed on the mortar perhaps increase the adhesion.
- that good adhesion can be received on all types of rock surfaces in crystalline rock.
- that the personnel who works with shotcrete must be better educated to be aware of the special problems involved in shotcreting.

DISKUSSION

Geolog Heino Roosaar, Tyréns Stockholm

Under de senaste åren har jag haft tillfälle att granska ett antal sprutbetongprover. Dels sådana som visar bristande vidhäftning mot underlaget eller är vittrade, dels prov som inte uppvisar några synliga fel eller brister.

Vid mikroskopisk granskning av tunnslip har konstaterats att även i provkroppar där det underliggande gnejsberget sitter kvar mot sprutbetongen förekommer ibland omvandlingar i bindemedlet närmast berget. Cementet visar karbonatomvandling av 0,1-0,5 mm djup närmast berget och övergången berg-betong karakteriseras av delvis öppna ytterst fina sprickor ($\leq 0,01$ m). Betongen som har lossnat från underlaget har vanligen en betydligt tjockare omvandlingszon på baksidan.

Flera betongstycken som lossnat från underlaget är karbonatomvandlande i påslagets hela tjocklek (2-3 cm).

Längs några avsnitt av sprutbetongförstärkta bergytor har prov uttagits såväl i skadade som till synes oskadade avsnitt. I dessa prov har man i mikroskop observerat bindemedelsstrukturer som är okända i vanlig gjuten betong. Runt sandkornen förekommer kraftig anrikning av ohydratiserad cementklinker så att bruket erhåller en oolitisk struktur. Bindemedelsfördelningen blir härigenom inhomogen, vilket medför en varierande täthet i cementlimmet.

Orsaken till dessa inhomogeniteter kan vara sandens fukthalt, tillsatsmedel, det färdigblandade torrbrukets lagringstid, utrustningens konstruktion m fl. Dessa orsaker bör utredas.

En genomgående karbonatisering av 2-3 cm tjocka påslag sprutbetong redan efter några år måste tyda på att dessa delar av betongen har hög porositet eller att vatten har cirkulerat genom bruket efter hårdnandet. I normala fall finns i påslag av samma tjocklek och ålder en 1-2 mm tjock karbonatiserad zon närmast överytan och ingen omvandling intill berget.

Mikrogranskningar bör enligt min mening alltid komplettera övriga fysikaliska provningsmetoder vid utredningar av vidhäftning och "oförklarliga" skadefall.

Sivilingeniør Knut Garshol, Ingeniør Thor Furuholmen A/S, Oslo

Jeg tenkte å supplere Sandell og Barbo om dette med bruk av aksellerator til våtsprøyting.

Konsulentfirmaet Taugbøl & Øverland har tatt noen prøver av våtsprøytebetong med 10 % aksellerator regnet av sementvekten, som gav interessante verdier ved langtidstesting. Ved sammenligning med prøve fra betongbilen hadde sprøytet prøve ca. 60 % av bilprøvens trykholdfasthet etter 28 døgn. Etter 90 døgn var den sprøytede prøven øket til 90 % av bilprøvens fasthet. Det ser altså ut til at akselleratorbruk gir en forsinket herdeprosess. Sandell kunne også vise til en økning av bøyedragholdfasthet over lengre tid ved bruk av aksellerator. Det kan muligens ha samme årsak.

Kontroll med akselleratortilsetningen er alltid viktig og også ved fibersprøyting som vist av Sandell. Ved overforbruk ved vanlig våtsprøyting, vil det også bli luftlommer og porøs betong.

Dette problemet har vi arbeidet med og har nå fått til en pålitelig doseringsutrustning for aksellerator, som er direktekoblet til betongpumpen. Denne borde være spesielt interessant for fibersprøytingen.

Ved det sprøytebetongkurs som ble avholdt på Fagernes i februar, kunne det vises til meget gode frostmotstandsegenskaper for våtsprøytebetong. Ved mikroskopering av tynnslip ved NTH i Trondheim, ble det funnet en meget gunstig fordeling og størrelse av luftporer etter frostmotstandskriteriene for betong. Kombineres dette med stålfiber burde produktet bli usedvanlig frostbestandig.

Et indirekte resultat av de trekkforsøk som er utført for å måle heft mot fjell, gjelder strekkfasthet i betongen. Vi har sett av resultater som er presentert her i dag, at et stort antall kjerner ved tørrsprøytet betong får brudd i betongen. Dette bekrefter en tendens vi har hatt misstanke om lenge.

Institutt for Fjellsprengningsteknikk har utført 27 forsøk ved vårt anlegg i Aurland nylig, hvor vi ikke hadde betongbrudd overhodet i våtsprøytet betong. Ved alle de forsøk Instituttet har gjort hos andre, er det kun rapportert ett eneste brudd i betongen. Det har vært nevnt av flere her i dag at tørrsprøyting gir et større antall brudd i betongen, men hvor mangan prosent av prøvene gjelder egentlig dette for?

Tekn dr Sten G A Bergman

Både i de norska sprutbetongundersökningarna och Hahns försök företogs provning av "nedskrapad betong". Jag undrar hur detta går till och vad man anser sig mäta på detta sätt.

Sjefingeniør Tor Barbo, Noteby, Oslo

Metoden med nedskrapad betong är något vi har prövat för att se om vi kan få ett mått på betonghållfastheten i ett färskt stadium. Det vi gör är att vi rätt och slätt skrapar ned det lösa materialet i en vanlig form för betongkuber och sätter den på ett vibrobord, lägger på en stålplatta med extravikt och sedan ut-sätter detta för vibrering samtidigt som vi mäter tiden. Man använder plastformar och bedömer visuellt när man skall avbryta vibreringen. Det låter kanske osäkert men det visar sig vara ganska lätt att se när man skall bryta. Tiden för vibreringen har vi valt att uttrycka som vibrosekunder och vi företar sedan vanliga tryckprov av dessa kuber.

Byrådirektör Torbjörn Hahn, FortF, Stockholm

Beträffande dokumentationen av den färska betongen som vi visade en bild på så var vi intresserade av att dokumentera vilket vattencementtal vi hade i skiktet närmast limytan eftersom såväl kornfördelning som vattencementtal sannolikt påverkas av återstuds av grövre ballastkorn. Undersökningar gjorda av Hsu och Slate visar hur ballastkornens vidhäftning fungerar vid olika vattencementtal. Därför har vi dokumenterat såväl limskiktet som den övriga betongen.

Instituttssjef Anders M Heltzen, Inst for Fjellspren-
ningsteknikk, Blindern, Oslo

Vi diskuterar sprutbetong och vi talar om tryckhållfasthet och om vidhäftning, men vad har vi egentligen i verkligheten bruk för? Vi går in med vår sprututrustning och lägger på en betong. Går vi in under sprutbetongen omedelbart är tryckhållfastheten mycket låg. Vidhäftningshållfastheten är på väg att utvecklas men är ännu svag. Man kan då fråga sig vilka egenskaper som behövs, är det nödvändigt att ha den goda vidhäftningen? Den är väl icke önskvärd mer än att den håller gott fast i berget. När det gäller tryckhållfastheten, är det så avgörande med stor hållfasthet?

Jag vill nämna ett exempel som kan belysa förhållandena. Vi driver en liten 7 m² tunnel i Drammengranit i Osloområdet. Där hade vi cirka en kilometer in i tunneln så mycket "sprak i fjellet" (smällberg) att det var oansvarigt att arbeta inne vid gaveln. Den metod vi valde, var att använda våtsprutad betong. Vi kunde stå på avstånd och spruta medan salvan låg där utan att lasta ut. Tre-fyra timmar därefter lastade man ut salvan och sprutade hela profilen. Då arbetade man alltså under en betong som hade en osedvanligt låg tryckhållfasthet. Likaväl kom ingen sten genom sprutbetongen.

Vi har senare borrat genom och gjort tryckmätningar på ett område som är sprutbetongbehandlat och mätt horisontala spänningar omkring 950 kp/cm². Det är ju mycket höga spänningar. Vi har samtidigt mätt spänningarna i sprutbetongen, och de ligger i storleksordningen 5 till 15 kp/cm². Det vi upplever här är att vi har ett material, alltså granit, som kan ta upp dessa stora tryckspänningar medan sprutbetongen icke utsätts för så stora spänningar. Vi kan se ovanför sprutbetongen att berget här är fullständigt uppsprucket som sand eller som tunna plattor på en meters avstånd från sprutbetongen även om denna bara är en vecka gammal. Frågan är vad vi väntar oss av betongkvaliteten för att det skall vara tillräckligt. En annan sak som också är intressant är att i ett avsnitt av tunneln där vi har gjort fullständig betonggjutning har materialet sedan spruckit upp medan i sprutbetongen inte finns en enda spricka.

Disponent Bjarne Sem, Sem Maskin A/S, Oslo

Vi finner det riktig å påpeke at den metoden som instituttssjef A.M Heltzen beskriver utført i tunnel i Drammen er våtsprøyting med Sem-utrustning. Videre vil vi også ha fastslått at vi synes det er hyggelig

at utviklingen også i Sverige har gått så langt at våtsprøyting av betong kan behandles seriøst og naturlig som et riktig og godt hjelpemiddel. Dette er en stor utvikling i de seneste årene hvor tørrsprøyting har vært dominerende i Sverige. Når det gjelder betongsprøyting etter våtmetoden, så foreligger det idag prøver i Norge som klart viser at denne betongen har bedre motstandskraft mot kulde og temperatursvingninger overhodet enn tørrsprøytingen. Betongsprøyting etter vår metode byr som nevnt på visse fordeler. Vi vil påpeke vår lange betongstråle som gjør at arbeidet kan sikres på en helt annen måte. Betongsprøyteren kan stå i sikret sone og sprøyte inn under usikret heng. Den høye kapasiteten og det lave reservedelsforbruket sammen med den lange strålen gjør at det rent økonomisk sett er en bedre forretning å sprøyte etter Sem-metoden.

Når det gjelder ing. Barbos foredrag, så er det dessverre slik at det innen Betongsprøytekomiteen i Norge har hersket stor uenighet. Det er beklagelig at herr Barbo finner tiden moden for å gå ut med såkalte vitenskapelige forsøk på et så dårlig grunnlag. Det tas kontinuerlig prøver av all sprøytebetong i Norge idag og det er derfor ingen grunn til at sette noe spørsmål ved kvaliteten på våtbetongsprøytingen.

En annen sak er at vår betongstråle i tillegg til at den holder seg konsentrert og samlet også har en hastighet som ligger på ca. det dobbelte av en tørrsprøyte. Dette sikrer et bedre anslag og gjør at sprøyteføreren kan stå lenger fra underlaget.

SAMBANDET MELLAN PROVSTORLEKEN
OCH DEN ENAXLIGA DRAGHÅLLFAST-
HETEN FÖR BOHUSGRANIT

The relation between the sample
size and the uniaxial tensile strength
for Bohus granite

av Tekn lic Gunnar Wijk,
Atlas Copco MCT AB, Nacka

Inledning.

Sambandet mellan provstorleken och den enaxliga draghållfastheten för Bohusgranit har bestämts. Anledningen till denna experimentella undersökning var att det har visat sig att den teoretiska bakgrunden till de s k indirekta metoderna, närmast Braziliensprovet och punktlastprovet, för bestämning av bergmaterials draghållfasthet hittills har varit ofullständig på ett sådant sätt att man måste ifrågasätta tillämpningen av Weibulls statistiska hållfasthetsteori för att förklara den med ökande provvolym avtagande draghållfasthet som de indirekta metoderna i allmänhet ger som resultat.

Punktlastprov på Bohusgranit.

I figur 1 visas schematiskt det så kallade punktlastprovet på en borrhärna. I våra punktlastprov har borrhärnans diameter d varierat från 8 till 62 mm medan borrhärnans längd l har varit dubbla diametrerna: $l = 2d$. Punktlasterna utövades via två sfäriska hårdmetallstift med radien $r = 4$ mm.

För en $d = 22$ mm borrhärna är brottlasten F av storleksordningen 4 kN. Med Hertz kontaktteori [1] kan man uppskatta radien a för kontaktytan mellan berg och stift om man känner respektive materials elasticitetsparametrar. I praktiken kan hårdmetallen betraktas som ett stelt material jämfört med berget varvid:

$$a \approx \sqrt{\frac{3F(1-\nu^2)}{4Er}} \quad (1)$$

där E och ν är elasticitetsmodulen respektive Poissons tal för bergmaterialet i fråga. För Bohusgranit har dessa parametrar konstaterats vara:

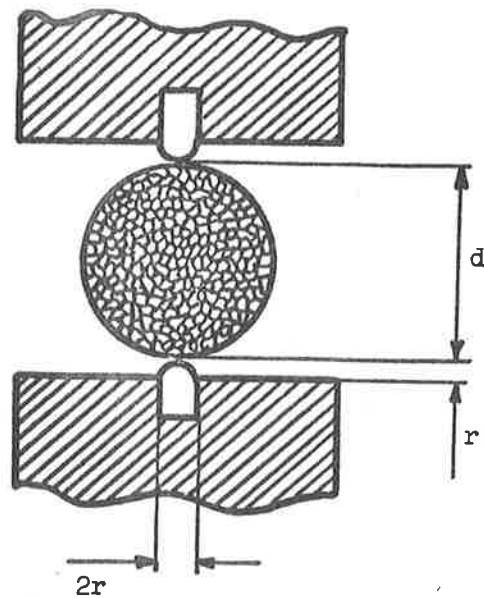
$$E \approx 5 \cdot 10^4 \text{ MPa}$$

$$\nu \approx 0.15$$

varför kontaktradien a vid brottlasten i exemplet ovan blir:

$$a \approx 0.6 \text{ mm}$$

Kontaktarens radie är därvid bortåt dubbelt så stor som diametern för bergkornen i detta fall.



Figur 1. Punktlastprovet på en borrhärna med diametern d och axeln vinkelrät mot papprets plan. De två hårdmetallstiften med radien r trycks mot kärnan tills den spricker; normalt är brottytan i papprets plan.

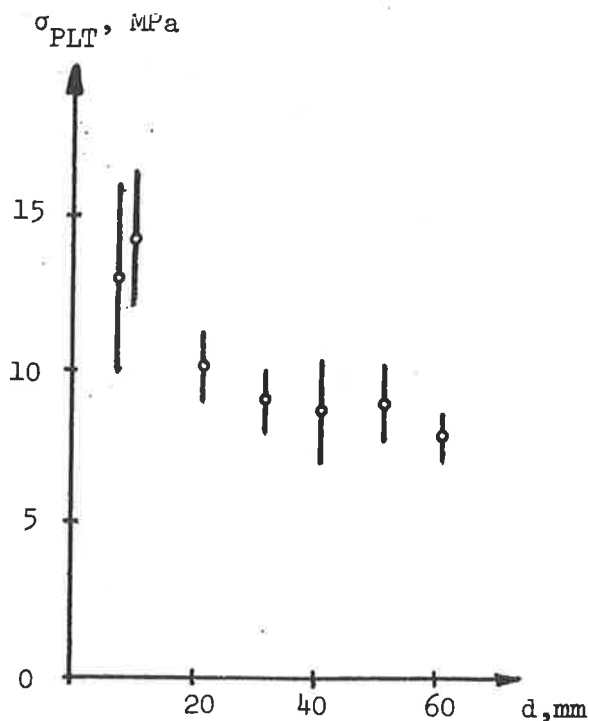
Figure 1. The Point Load Test on a rock core with the diameter d and the axis perpendicular to the paper. The two hard metal buttons with the radius r are pressed against the core until it is split; normally the fracture surface is in the plane of the paper.

Draghållfastheten som erhålls från punktlastprovet kallas nedan σ_{PLT} där indexbeteckningen kommer från det engelska namnet Point Load Test och definieras som:

$$\sigma_{PLT} = F/d^2 \quad (2)$$

Sålunda erhållna draghållfastheter för Bohusgranit som funktion av provvolymen, dvs i detta fall provdiametern, redovisas i figur 2. Här syns tydligt hur bergets hållfasthet förefaller avtaga med ökande provvolym, ett faktum som allmänt har tolkats via Weibulls statistiska hållfasthetsteori [2].

Om man räknar ut radien a för kontaktytan mellan hårdmetallstift och berg för de minsta ($d = 8$ mm) och de största ($d = 62$ mm) borrhärnorna vid brott enligt ekvation (1) ovan fås $a \approx 0.4$ mm respektive $a \approx 1.2$ mm. I inget av fallen är kontaktytan särskilt stor jämfört med bergmaterialets kornstorlek och det finns anledning att misstänka att det erhållna sambandet mellan provvolym och draghållfasthet i viss grad bestäms av variationen i den geometriska parametern a särskilt då vad beträffar de höga draghållfastheterna för de minsta borrhärnediametrarna.

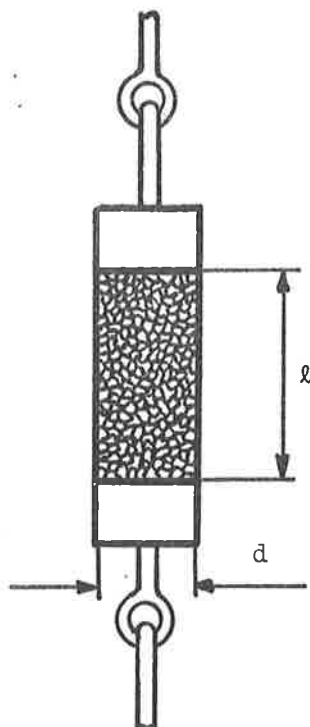


Figur 2. Punkthållfastheten σ_{PLT} för Bohusgranit som funktion av borrhållens diameter d . De vertikala strecken ger den experimentella spridningen som en standardavvikelse åt vardera sidan om medelvärdet för ett 15-tal prov.

Figure 2. The Point Load Test strength index σ_{PLT} for Bohus granite as a function of the rock core diameter d . The vertical bars give the experimental scatter as one standard deviation around the average value for some 15 samples.

Enaxliga draghållfasthetsprov på Bohusgranit.

Figur 3 visar schematiskt ett enaxligt draghållfasthetsprov på en borrhåll. Borrhållens ändar är noggrant planslipade och limmade mot stålbackar som i sin tur dras i sär i en dragprovsmaskin via ett länksystem som teoretiskt omöjliggör överföring av vare sig böjmoment eller vridmoment till borrhållerna. Dragprovsmaskinen är i detta fall den servokontrollerade Instronmaskinen vid Atlas Copcos Laboratorier i Stockholm vilken används så att stålbackarna separerade sig med en hastighet av 1 mm/minuten. Således har den relativa belastningshastigheten varierat något över provserien eftersom de kortaste kärnorna var 10 mm och de längsta var 248 mm: Töjningshastigheten har därför varierat från cirka 1% per sekund till 0.05% per sekund. Men dylika variationer i belastningshastigheten har i andra sammanhang [3] endast visat sig ha mycket liten inverkan på draghållfastheten för bergmaterialet. I den mån som provet påverkats härav har de minsta kärnorna givit aningen högre hållfasthetsvärden relativt de större kärnorna än vad som skulle erhållits vid konstant töjningshastighet genom hela provserien. Men den avvikelse som den aktuella variationen i töjningshastighet möjligen kan innebära är liten [3] jämfört med den statistiska spridningen i experimenten.



Figur 3. Det enaxliga draghållfasthetsprovet på en borrhärna med diameter d och längden l .

Figure 3. The uniaxial tensile strength test on a rock core of diameter d and length l .

I ett idealt enaxligt draghållfasthetsprov enligt figur 3 skall man först bestämma elasticitetsparametrarna E och ν för provmaterialet i fråga. Därefter skall man för backarna välja ett material vars elasticitetsparametrar E_b och ν_b är sådana att:

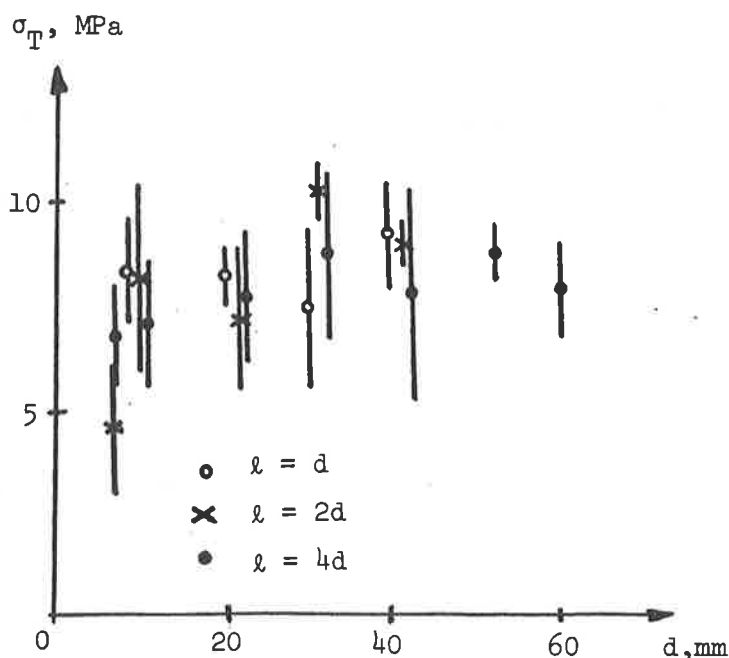
$$E_b/\nu_b \approx E/\nu$$

(3)

Därmed åstadkommes att man får samma radiella förskjutning i både backar och prov, dvs spänningstillståndet över limskarven är enaxligt drag och att inga skjuvspänningar uppstår i provet nära ändytorna. Backarna måste givetvis vara så långa (dvs ett par gånger backarnas diameter) så att spänningskoncentrationen vid länkförbandet har jämnats ut vid kontaktytan mot provet.

I våra prov användes stålbackar varvid E_b/ν_b är ungefär dubbelt så stort som E/ν för Bohusgranit. Således har det förekommit en viss missanpassning i detta avseende. Möjligtvis är detta förklaringen till nedan beskrivna effekt.

I ett idealt enaxligt draghållfasthetsprov enligt figur 3 skall provkroppen gå av med samma sannolikhet längs hela sin längd. Då och då går den således också av nära limfogarna och då måste särskild uppmärksamhet ägnas åt brottytan för att avgöra huruvida limningen verkligen har lyckats eller ej. I ett fåtal fall kunde man nämligen enkelt se att limfogen inte har täckt hela kontaktytan. Dylika provresultat förkastades givetvis. För det återstående provmaterialet visade det sig att för de mindre kärnorna ($d < 42$ mm) skedde brottet med ungefär samma sannolikhet längs hela borrhärnans längd, dvs enligt förväntningarna. För de större kärnorna ($d = 52$ och 62 mm) skedde en mycket stor del av brotten (ung 80%) nära limfogarna, dock utan att limningen på något sätt kunde påvisas vara misslyckad. Det är enligt vår mening troligt att detta kan vara en konsekvens av den ovan påvisade missanpassningen mellan provmaterialet och materialet i backarna. För närvarande planeras ett prov där stålbackarna, för de större borrhärnorna ersatts med backar gjorda av koppar för vilket E_b/v_b praktiskt taget sammanfaller med E/v för Bohusgranit.



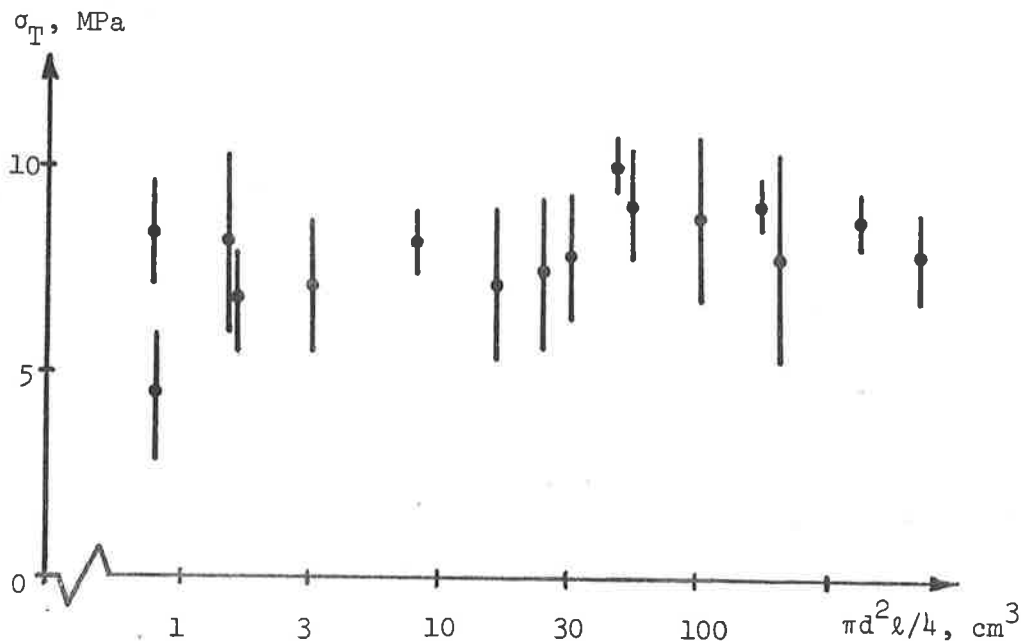
Figur 4. Den enaxliga draghållfastheten för Bohusgranit som funktion av provdimensionerna l och d . Samma spridningsmått som i figur 2. Där flera provlängder förekommit vid samma provdiameter har resultaten skiftats något i sidled för tydlighetens skull.

Figure 4. The uniaxial tensile strength for Bohus granite as a function of the core dimensions l and d . The experimental scatter is given in the same way as in figure 2. When several core lengths have been tested for the same core diameter the results have been shifted sideways somewhat for better clarity.

Resultaten av de enaxliga draghållfasthetsproven med stålbackar visas i figur 4, där draghållfastheten σ_T :

$$\sigma_T = 4F/(\pi d^2) \quad (4)$$

bestämts som funktion av borrhållfastheten ℓ och diameter d . I figur 5 visas den vanligare representationen av data, nämligen σ_T som funktion av provvolymen $\pi d^2 \ell / 4$ vilken spänner över nästan tre tiopotenser i dessa prov. Därav framgår att draghållfastheten är oberoende av provvolymen.



Figur 5. Den enaxliga draghållfastheten Bohusgranit som funktion av provvolymen.

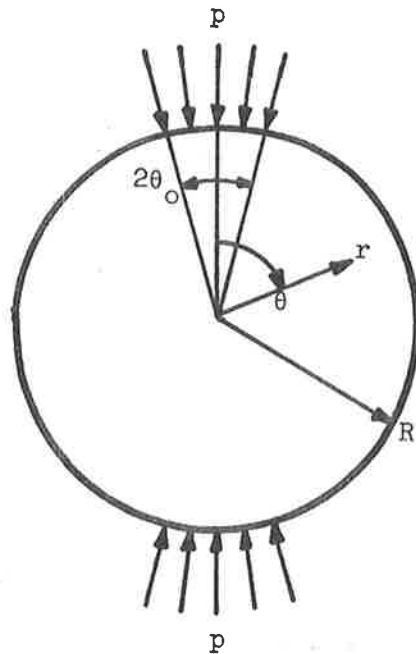
Figure 5. The uniaxial tensile strength for Bohus granite as a funktion of the sample size.

Lundborg [4] har gjort Braziliensprovet på Bohusgranit och erhållit att den dimensionslösa Weibullparametern m skall vara ungefär $m = 6$. Använt på det enaxliga draghållfasthetsprovet innebär detta resultat att den enaxliga draghållfastheten över ett volymsintervall av tre tiopotenser skall minska med en faktor $1000^{-1/6} \approx 0.3$ vilket uppenbarligen inte har varit fallet i våra experiment.

Vi planerar för närvarande att fortsätta att göra enaxliga draghållfasthetsprov med andra bergarter för att utröna om fallet Bohusgranit är undantag eller regel men det förefaller inte finnas någon anledning att tro annat än att andra bergarter kommer att visa liknande egenskaper.

Teoretisk bakgrund.

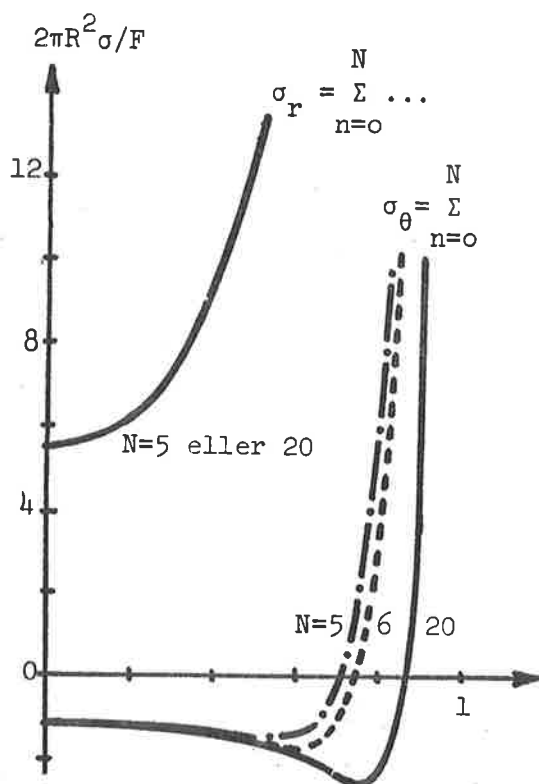
Den teoretiska bakgrunden till de indirekta metoderna att bestämma bergmaterials draghållfasthet är matematiskt tämligen besvärlig. Det anmärkningsvärda är emellertid att man tills relativt nyligen inte riktigt har haft klart för sig hur dragspänningarna i provkropparna i verkligheten ser ut [5].



Figur 6. Punktlastprovet på en sfärisk kropp med radien R . Punktlasten F utgörs av ett konstant tryck p över den lilla yta som definieras av vinkeln θ_0 där $\theta_0 \ll 1$. Således gäller $F \approx p\pi R^2 \theta_0^2$.

Figure 6. The Point Load Test on a spherical sample of radius R . The point load F consists of a constant pressure p over the small surface defined by the angle θ_0 where $\theta_0 \ll 1$. Thus we have $F \approx p\pi R^2 \theta_0^2$.

Figur 6 visar ett punktlastprov på en sfärisk kropp. Den elasticitets-teoretiska analysen ger spänningsfältet som en serieutveckling i sfäriska funktioner (Legendrepolynom) och av speciellt intresse är då normalspänningen mot det plan över vilket brottet sker, dvs $\sigma_\theta(r, \theta = 0)$. I figur 7 visas bland annat denna spänning i några olika grader av approximation för fallet att belastningsvinkeln $\theta_0 = 4^\circ$ och Poissons tal $\nu = 0.33$. Approximationsgraden N är helt enkelt antalet termer som medtagits ur ovan nämnda serieutveckling av spänningsfältet. Den tidigare presenterade numeriska utvärderingen härav [6] har tagit med alldeles för få termer och därför missat den dragspänningskoncentrationsfaktor som i verkligheten finns i provet omedelbart under belastningen. Därmed har det också varit naturligt att relatera draghållfastheten för bergmaterialet i fråga till dragspänningsnivån i centrum av provkroppen.

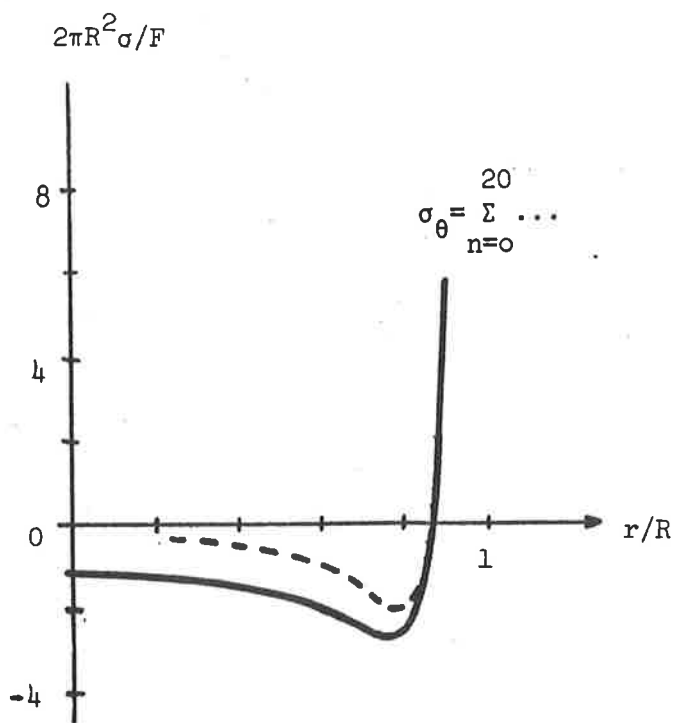


Figur 7. Normalspänningarna längs den belastade diametern ($\theta = 0$) för punktlastprovet i figur 6. Noggrannheten ökar med N .

Figure 7. The normal stresses along the loaded diameter ($\theta = 0$) for the Point Load Test in figure 6. The accuracy increases with N .

Faktum är att i provytan alldeles utanför belastningsområdet finns det ännu större dragspänningar än de som visas i figur 7 [5]. Att $N = 20$ verkligen ger tillräcklig noggrannhet för fallet $\theta_0 = 4$, $\nu = 0.33$ visas enkelt genom en jämförelse med spänningsfältet i ett halvrum som utsätts för samma belastning. Detta fall har en sluten analytisk lösning (Boussinesq's problem) och skall för små belastningsvinklar θ_0 i praktiken ge samma spänningsfält i närheten av de belastade områdena [5]. Jämförelsen i fråga sker i figur 8.

Den teoretiska bakgrunden till puntlastprovet är väl mindre väl känd än den teoretiska bakgrunden till Braziliänprovet som återfinns i snart sagt varje lärobok i bergmekanik, t ex [7]. Braziliänprovet analyseras med tvådimensionell elasticitetsteori och närmare bestämt som plan spänning. Men lösningarna till tvådimensionell plan spänning satisfierar ej de tredimensionella elasticitetsteoretiska ekvationerna [1]. Man kan visa att man vid Braziliänprovet i verkligheten har dragspänningskoncentrationer i närheten av belastningsområdena som är högst betydande: Dragspänningarna är där mycket större än i de centrala delarna av provkroppen [5], [8].



Figur 8. Normalspänningen $\sigma_\theta(r, \theta = 0)$ längs den belastade diametern dels för en sfär med radien R (hældragen kurva), dels för en sfär med "oändlig" radie (streckdragen kurva). I bägge fallen utövas samma kraft F på samma yta $\pi R^2 \theta_0^2$.

Figure 8. The normal stress $\sigma_\theta(r, \theta = 0)$ along the loaded diameter for a sphere of radius R (full curve) and for a sphere with infinite radius (broken curve). In both cases the same force F acts over the same area $\pi R^2 \theta_0^2$.

Den logiska konsekvensen av ovanstående experimentella och teoretiska resultat torde vara att tolkningen av de indirekta draghållfasthetsproven för bergmaterial är långt mera komplicerad än vad den hittills har ansetts vara. Enligt författarens mening bör brottinitieringen ske i närheten av punktlasterna där höga drag- (och tryck-) spänningskoncentrationsfaktorer finns. Därför borde dessa prov egentligen analyseras som sprickpropageringsproblem, dvs behandlas med brottmekaniska analysmetoder. Samtidigt kvarstår det faktum att den traditionella analysen ju ger en draghållfasthet som hyfsat överensstämmer med den enaxliga draghållfastheten, vilket tyder på att sprickinitieringsfasen är av sekundär betydelse. Sammanfattningsvis förefaller det finna förvånansvärt mycket arbete kvar att göra innan full förståelse av gamla och etablerade indirekta draghållfasthetsbestämningsmetoder erhålls.

REFERENSER

1. Timoschenko, S P & Goodier, J N Theory of Elasticity, Mc Graw-Hill (1970).
2. Weibull, W A Statistical Theory of the Strength of Materials, Proc R Swedish Acad Eng Sci 151 (1939)
3. Vutukuri V S, Lama R D & Saluja S S Mechanical Properties of Rocks, Trans Techn Publications (1974)
4. Lundborg, N The Strength - Size Relation of Granite, Int J Rock Mech Min Sci 4, 269 - 272 (1967)
5. Wijk, G Some New Theoretical Aspects of Indirect Measurements of the Tensile Strength of Rock (to be published in Int J Rock Mech Min Sci & Geomech Abstr).
6. Hiramatsu, Y & Oka, Y Determination of the Tensile Strength of Rock by a Compression Test of an Irregular Test Piece Int J Rock Mech Min Sci 3, 89 - 99 (1966)
7. Jaeger, J C & Cook, N G W Fundamentals of Rock Mechanics Methuen (1968)
8. Wijk, G Tensile Stress Concentration in the Brazilian Test (Intern Atlas Copco rapport ZF 77.46)

Summary.

The uniaxial tensile strength σ_T for Bohus granite has been determined for rock cores the diameter of which varied from 8 to 62 mm and the lengths of which were 1, 2 or 4 times the diameter. The result $\sigma_T \approx 8$ MPa was found to be independant of the sample dimensions. This is quite contrary to the results of the so-called indirect tests for the tensile strength (the Brazilian Test and the Point Load Test) where the strength index decreases with increasing sample dimensions.

The experiments were undertaken when it was discovered that the theoretical background to the indirect strength tests was incomplete in a way that made it necessary to question the use of Weibull's theory of material strength to explain the strength-size-relation obtained from these tests.

SUPERPOSITIONING OF STATIC AND DYNAMIC LOADS IN ROCK FRAGMENTATION

Ph Dr Graham Swan, Avd för bergmekanik, Högskolan i Luleå

Introduction

In a recent paper concerned with the design of crushing plants it was stated that "in common jaw or conetype crushers stone either breaks by impact or fails as a result of sufficient compressive or shear forces" [1]. This as a statement, though perfectly true, says nothing towards an appreciation of the failure mechanisms involved. Furthermore, if one considers the energy requirements for coarse crushing using an existing hypothesis after Rittinger [2] for example, and compares the result with actual energy absorbtion, the difference is typically several orders of magnitude. This can be seen from Fig 1 where, in order to fit line I, the Rittinger Law of

$$E_v = \gamma_e (A - A_0)$$

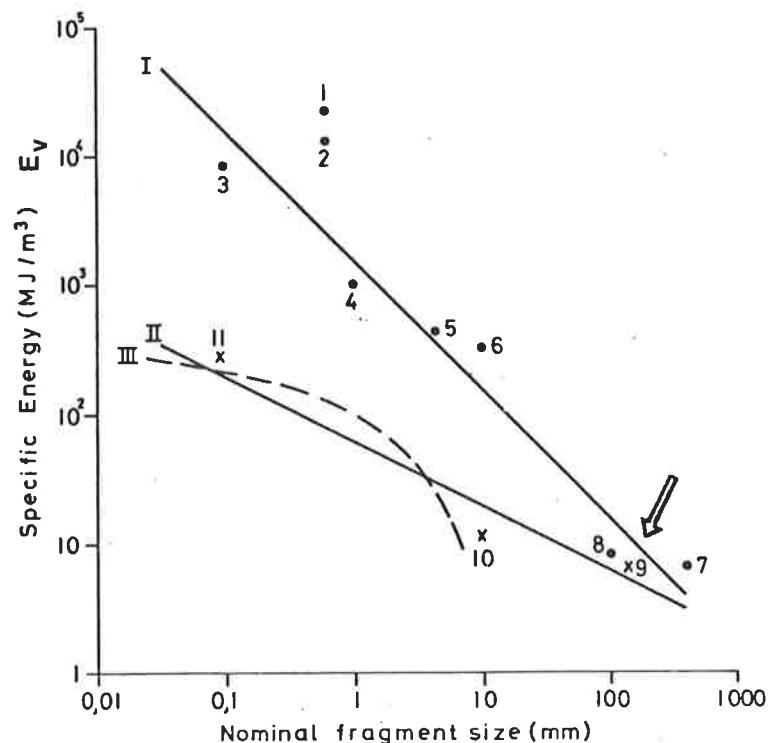


Fig 1

Specific energies as a function of nominal particle size for different methods of breaking hard rock with a uniaxial compressive strength of about 200 MPa (after Cook and Joughin, 1970). (1) Flame jet piercing; (2) Water erosion jet; (3) Diamond cutting or drilling; (4) Percussive drilling; (5) Drag bit cutting; (6) Roller bit boring; (7) Impact-driven wedge; (8) Explosive blasting; (9) Jaw-crusher; (10) Gyratory crusher; (11) Milling. Line I, for methods of excavation, corresponds to Rittinger's hypothesis using an effective surface energy of 0.27 MJ/m²; line II for methods of comminution corresponds to Bond's relationship using a work index of 200 MJ/m³ or about 25 kWh/ton, and line III to Kick's hypothesis using a strength of 100 MJ/m³ or 100 MPa.

to the data point (9), the rock is required to have an effective surface energy γ_e of 0.27 MJ/m^2 . In reality γ measured indirectly from fracture toughness tests has been found to have a value of the order $40\text{--}60 \text{ J/m}^2$ [3] ie a difference of about 5000. Such large discrepancies indicate still further the general lack of understanding there is in fragmenting rock by mechanical crushing.

On theoretical grounds the efficiency of a rock breakage process ought to be defined as the ratio of work done by forces extending crack tips to the work done by the external load(s). This is where the difficulty begins, since with this definition of efficiency it is only possible at the present time to derive theoretical expressions for the most trivial cases, one of which is the anti-plane analogue of the flaking process, Fig 2. In this case the efficiency may be shown to be given by

$$\eta = 2\gamma/b E_v$$

irrespective of whether the flake is loaded dynamically or statically [4]. In this expression b is the

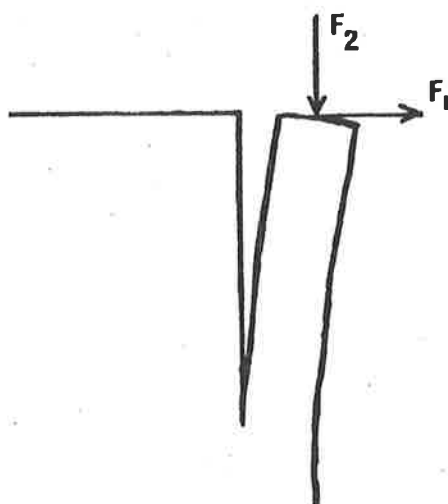


Fig 2 Plane strain flaking process.

width of the fragment broken off, and E_v is the specific energy as in Fig 1. Fitting this flaking process to the line I in Fig 1 so that b corresponds to a nominal fragment size of about 180 mm, an efficiency of about 38 % emerges. This is a figure which could never be expected in actual fragmenting processes because of friction and heat losses but more especially because of the stabilising effect which occurs when cracks extend in these processes. This effect is illustrated in Fig 3 where, at some location within the loaded fragment, a crack extension occurs only to stop after a short distance of propagation. This is in direct contrast to the flaking process. In addition

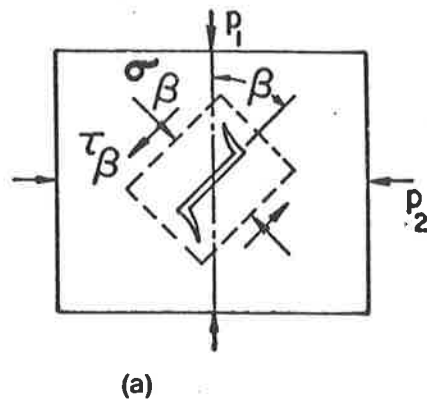


Fig 3 Geometry of crack loaded compressively

for the crack loaded as in Fig 3, friction between the crack faces must be overcome before extension can even begin, which is also in contrast to the flaking process situation. As shown below, observations of this type go some way towards justifying on intuitive grounds the supplementing of static crushing loads with dynamic stresses even though in the flaking process there appears no apparent advantage for doing so.

As now is clear, given a static stress field of compressive sign, crack initiation may occur but a stabilising influence is present. This means that cracks are forced to align themselves to the major compressive principle stress trajectory, so preventing further extension without increased load. If however as the crack(s) initiate, a disturbing stress wave perturbs the static stress field close to the moving tip(s), it may be possible to defer the stabilising influence, so allowing extension to proceed further than would otherwise be possible. Such a situation is depicted in Fig 4(c) as compared to the unperturbed case in (a). Unfortunately, except where control is possible, this type of disturbing effect can equally act negatively as in (b) of Fig 4, where the local stress field is aligned with the crack plane, thereby stopping extension prematurely. This may not be such a hard price to pay however when it is remembered that the longer crack of (c) can further propagate more easily than either the foreshortened crack of (b) or the unperturbed crack of (a). Thus on repeated static loading, as occurs in jaw-crushing, the longer cracks will dominate so that fragmentation can occur at relatively lower loads. This has been observed in a slightly different context by Field and Ladegaard-Pedersen [5].

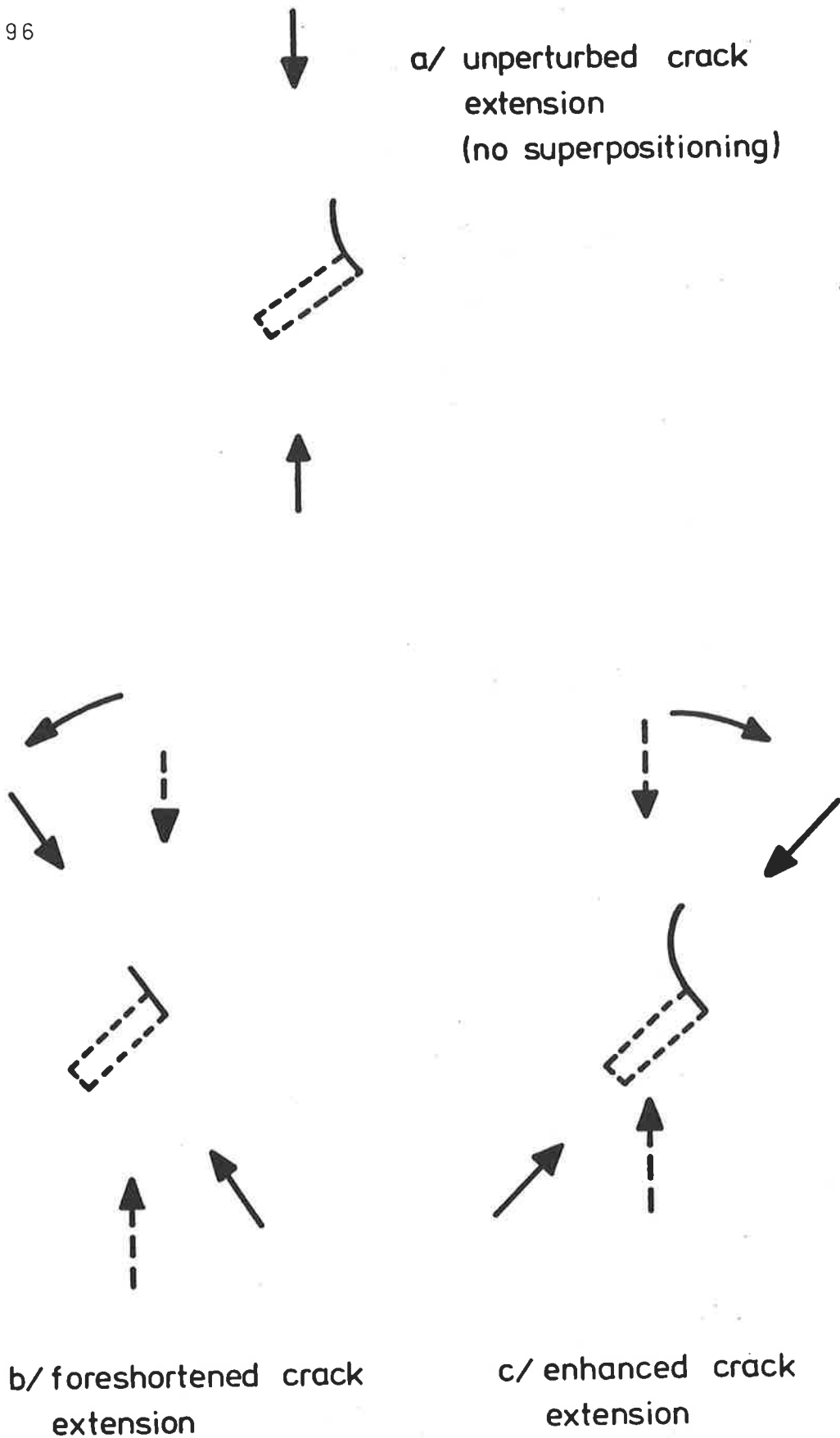


Fig 4 The effect of momentarily disturbing the alignment of a static stress field on extended crack lengths

Experimental work with Bohus granite

The experimental method described below has as its objective to investigate the effects of applying superimposed static and dynamic loads to a rock disc. In particular to provide evidence adequate to suggest whether the addition of dynamic loads to say a jaw crusher, will be beneficial to its purely rock breaking efficiency. The methodology falls conveniently into the four steps of Fig 5, viz

- (i) preparation of rock discs
- (ii) treatment of discs by static load, with and without dynamic load
- (iii) residual strength test in biaxial tension apparatus
- (iv) analyse broken discs

(i) Preparation of discs

It was necessary in the preparation of each disc specimen to ensure good control over the geometry, particularly of those surfaces where loads were to be applied. For this reason, after obtaining 52 mm cores of Bohus granite, a lathe together with supporting grinding head were used to turn each core to a perfect cylinder 51 mm diameter. Discs with a nominal thickness of 6 mm were then cut, again in a lathe, from these machined cylinders. Preparation was completed by oven-drying each disc specimen for several days at 80° C.

(ii) Loading Treatment of discs

In order to approach the necessary conditions that initiating cracks be stabilised, the static loading arrangement was chosen after the 3-point case of Fig 6, with $\phi = 60^\circ$. It can be seen in Fig 6 that both principal stresses are compressive in the region $0 < r < 0.4 R$ for all values of σ . Clearly if cracks initiate in this region their propagation will be strongly influenced by the stabilising effect. The actual loading press used in the experiments is shown in Plate 1, the load being applied hydraulically by means of the handpump shown in Plate 2. When the disc specimens are to be loaded statically only, the simple procedure of mounting in the press and cycling the load once to a predetermined fraction (nominally 80 %) of the failure loads is followed.

With regard to the dynamic load, two conditions must be satisfied in its design, viz, (i) short wavelength pulse generation ($< 10 \mu s$) with the possibility of repeated firing, and (ii) applicability to be used integral with existing jawcrushing machinery. A method which potentially meets these requirements is that

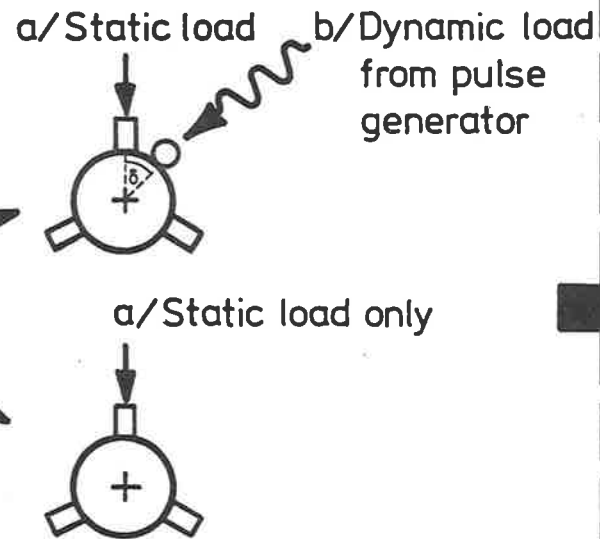
I Preparation of Discs



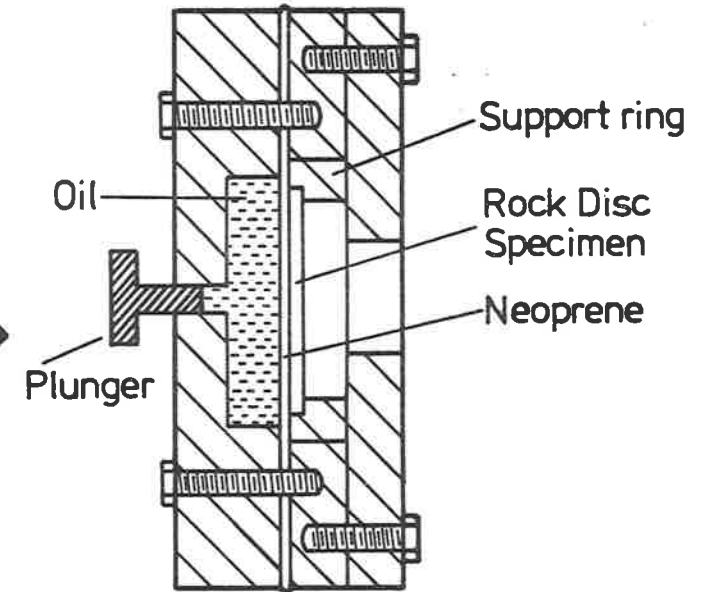
cut out discs

machine core to
perfect cylinder

II 3-Point loading with and without dynamic load



III Residual Strength Test in Biaxial Tension Apparatus



IV Analyse Broken Disc

Fig 5

Proposed steps in test program

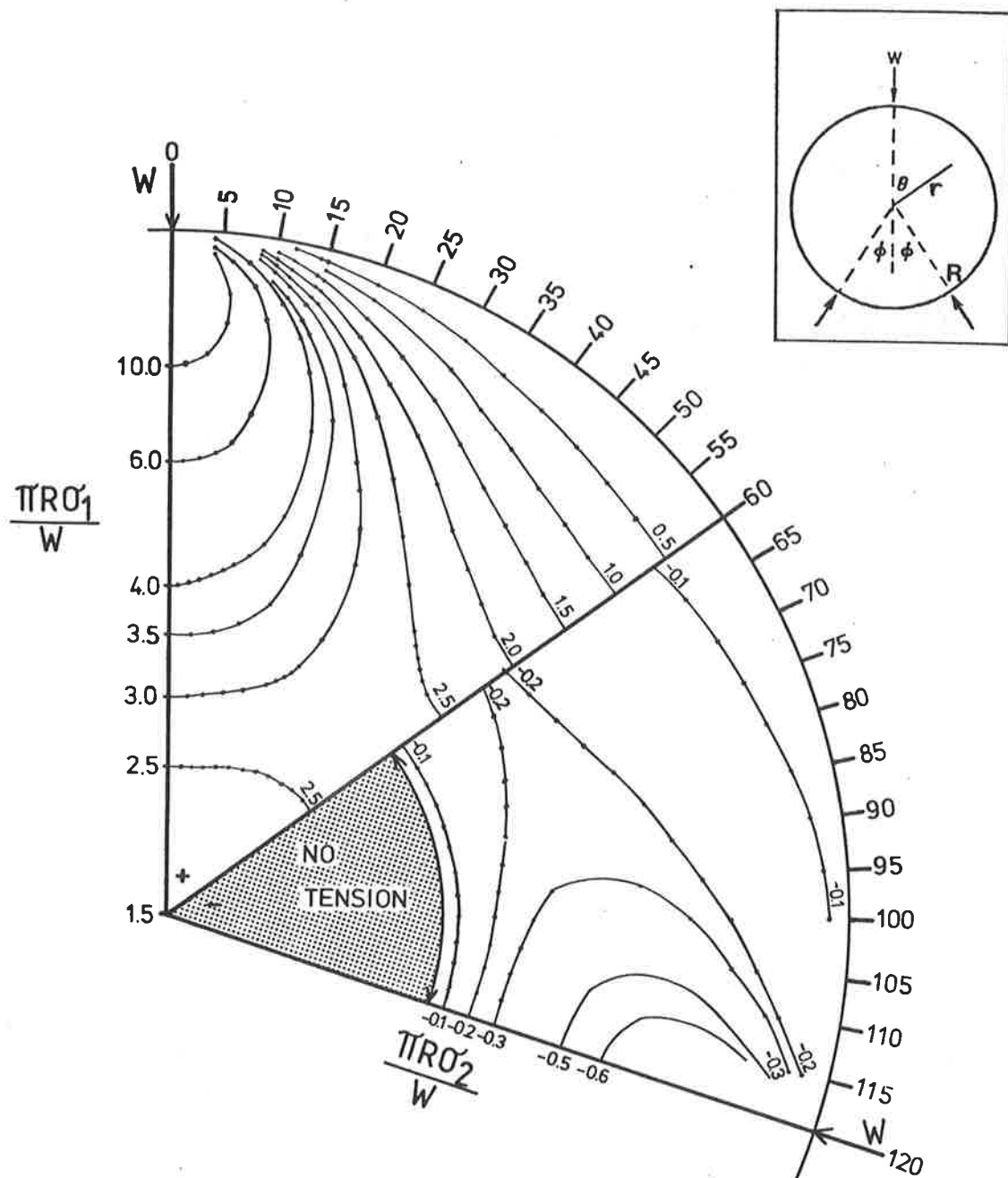


Fig 6 Isobars in disc assuming pure point-loading and elastic behaviour

of exploding wire stress wave generation. Omitting the details (which are available in [6]) stress wave generation occurs by discharging a condenser through a fuse wire, the shock wave so formed being restrained by an encapsulating fuse body, see Plate 1, B. From this fuse body emerges, when suitably designed, a wave train with peak amplitude ≈ 200 MPa and wavelengths the order of $10 \mu\text{s}$. Thus, when the disc specimens are to be treated with superimposed loads, the procedure is to apply the static load cycle, as before, and then explode the fuse wire manually (through a trigger circuit) as peak load is reached.

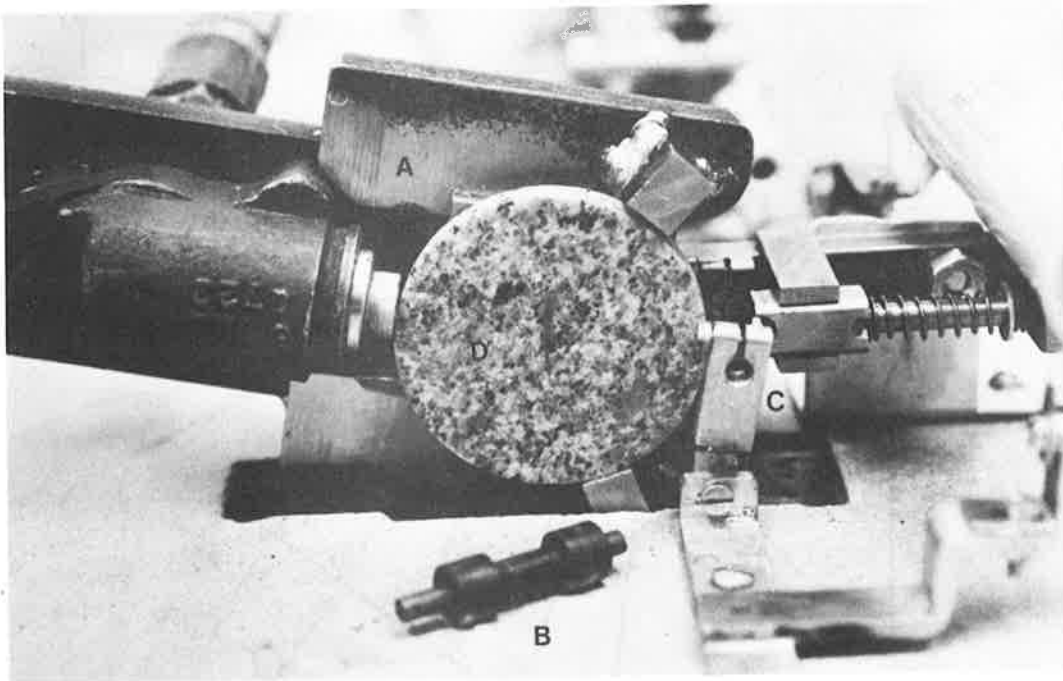


Plate 1 Detailed view of loading arrangement
A. Three-point loading press
B. Fuse body
C. Fuse holder & terminal
D. Disc specimen

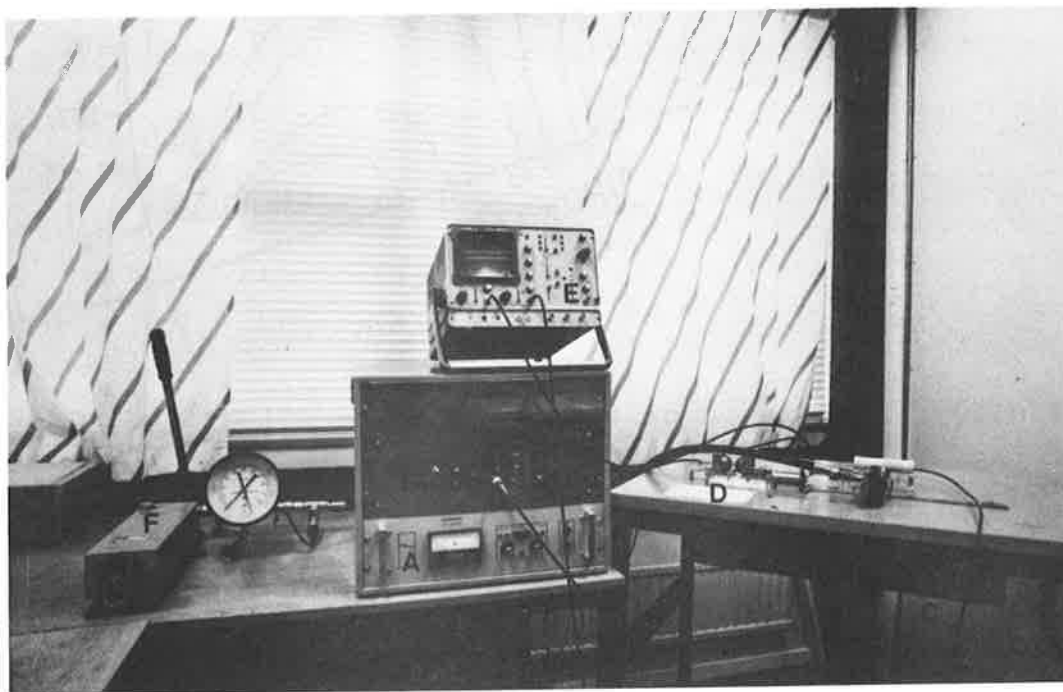


Plate 2 Complete view of instrumentation
A. High voltage power supply
B. Trigger source to LOVOTRON
C. Rapid discharge 0.5 μF , 30 kV condenser
D. 3 electrode LOVOTRON spark-gap
E. 2 Channel digital storage oscilloscope
F. Hand pump

(iii) Residual Strength tests

The method of testing the residual strength of the discs as treated above follows that given recently by Gorham and Rickerby [7]. A schematic diagram of the apparatus is shown in Fig 5. This method, as was noted in [7], has several advantages over other methods, principally in that high stress concentrations from mechanical loads may be avoided and in its ability to sample the strength within the centre section of a disc. The reason for desiring a strength sampling bias within the disc's centre section relates to the discussion on stable fracture in a 3-point loaded disc given earlier. Thus, should strength reductions be observed as a result of adding dynamic loads to otherwise statically loaded discs, it may be inferred, among other things, that the dynamic loads are acting to modify the strongly stable character of crack propagation within the region $0 < r < 0.4 R$.

(iv) Analyse broken discs

In this section the method of analysing the failed discs, comprising part IV of Fig 5, is considered. The method being a statistical approach, is something of a compromise. Ideally a method of non-destructive testing to indentify changes in the size and nature of strength impairing flaws in the discs would be preferred.

Since the failure load data recorded in the residual strength test for both load treatments contains a certain scatter, it seems reasonable to plot failure probability $F(P)$ as a function of P , the pressure loading the disc at failure. The observed values of P are arranged in increasing order of magnitude, suggested by Gumbel [8]. The ordinate of an observed value is then assigned the value $j/(n+j)$ where n is the total number of observations, and j is the rank from 1 to n of the observed value.

In addition to analysing the statistics of the failure pressure, it is also possible, at least in certain materials, (see [9] for example) to analyse the statistics of the location of fracture initiation. Unfortunately the accurate determination of the fracture initiation point(s) for rock materials is not a straight-forward matter. It appears that in the experimental work of [9] the location was decided by either the overall crack pattern (see even [7]), or more accurately by looking for crack surface details such as parabolic marks which "pointed" towards the initiation point. However for Bohus granite neither method is able to give satisfactory results owing to the nonradial crack pattern, Plate 3, and the coarseness of grain size. Even so an attempt was made at plotting the frequency of initiation points at a given radial distance for discs treated with and without the dynamic load.

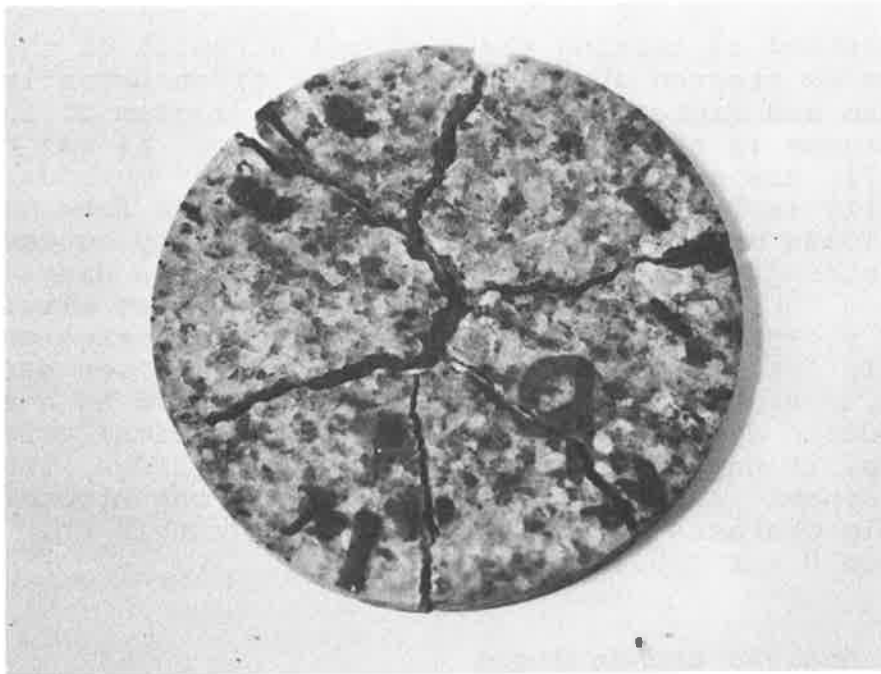


Plate 3 Fracture disc from residual strength test,
set I

Results

In Table I are given the experimental data and results associated with those discs treated with superimposed static and dynamic loads, afterwards tested to failure in the biaxial tension apparatus. It was originally hoped to test about 40 specimens in order to obtain good statistics, but problems with both specimen preparation and exploding wire pulse generation prevented this being done in the time available. All experiments comprising the set of Table I were performed keeping the characteristics of the pulse generation as constant as possible and only changing slightly the angle of incidence δ , Fig 5. The applied peak static loads of the data set range between 45 and 80 % of the observed failure load for Bohus granite when tested in the 3-point loading press.

The results from a set of 12 experiments where discs were treated with a static load only are given in Table II. The peak loads range as for the set 1 with load superpositioning except where indicated.

Following the methods of analysis given earlier the distribution of residual strength for both data sets are plotted in Fig 7. Included in this figure is a solid line curve which is the predicted distribution for a rock whose Weibull constants are $m = 12$ and $\sigma_0 = 8.07$ MPa.

The results from the analysis of fracture initiation points in each disc are, as earlier suspected, of

Table I Comprehensive data, set 1. Pulse generation
used 8.5 mm x 0.5 ϕ copper wire, $V_c = 9.8$ kV

Specimen number	Disc t (mm) ϕ (mm)	Static Peak Load (kN)	Angle δ°	Current Peak (kA)	Pulse Peak (V)	Comments	Residual Strength (MPa)
BG 1	6.0 50.9	35	43	7.54	2.0	-	1.264
BG 2	6.15 51.0	37	43	7.80	3.8	-	1.337
BG 3	6.15 51.0	37	59	6.76	3.2	-	3.269
BG 4	6.15 51.0	40	43	6.24	1.9	fuse body cracked	1.432
BG 5	6.10 50.9	42	40	7.28	3.0	-	1.385
BG 6	6.15 51.0	42	58	7.80	3.0	-	1.385
BG 7	6.15 50.9	42	42	-	-	signals lost	1.432
BG 8	6.00 50.9	43	42	6.24	2.2	-	1.241
BG 9	6.05 51.0	44	58	6.24	3.4	-	1.407
BG 10	6.20 51.0	44	58	4.16	4.1	fuse body cracked	1.311
BG 13	6.30 50.7	25	50	7.02	2.8	-	1.719

limited significantants. It was finally decided to take that intersection of three or more cracks nearest to the centre of each disc as being the initiation point. Using this criterion the frequency plot of Fig 8 is given for both sets of data.

Table II Comprehensive data, set 2

Specimen number	Disc t (mm) φ (mm)	Static Peak Load (kN)	Residual Strength (MPa)
BG 12	6.05 51.0	20	1.289
BG 14	5.73 51.1	35	1.981
BG 15	5.75 50.8	37	1.671
BG 16	6.17 50.8	37	2.291
BG 18	6.03 50.8	42	1.289
BG 19	5.85 50.8	42	1.265
BG 20	5.90 50.8	42	1.599
BG 21	5.90 50.8	43	1.909
BG 22	5.85 50.8	44	1.671
BG 23	5.80 50.8	44	1.551
BG 25	5.95 50.8	20	1.360
BG 26	5.90 50.7	25	1.026

Discussion

Referring to the two experimentally derived residual strength distributions of Fig 7, two features warrant attention. In the first place the computed means of set 1 and set 2 differ by 12 %, set 1 being 1.39 ± 0.13 MPa and set 2 being 1.58 ± 0.34 MPa. This result of itself suggests that those discs treated with superimposed loads were, on the average, modified to a greater extent in terms of their distribution of most dangerous flaws, compared with those discs only treated with a static load. Presumably the dynamic load extended a certain fraction of cracks within the disc volume beyond their "stable" limit, the latter being

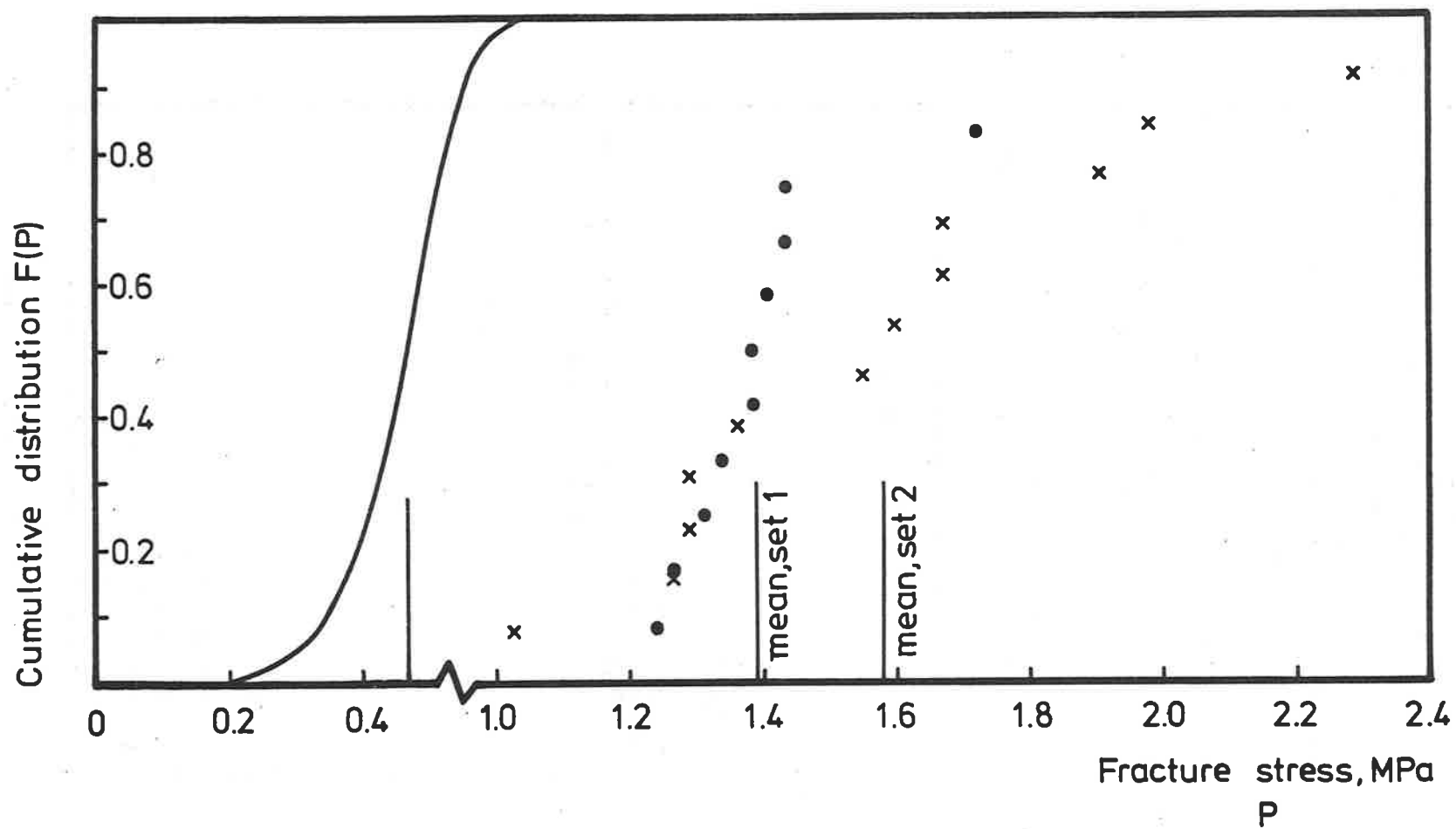


Fig 7 Distributions of fracture stress: Disc bending test

● ~set 1

x ~set 2

defined as the extended length of a crack when stabilised by a compressive acting stationary principal stress.

A second feature of Fig 7 and one which may also appear evident from the standard deviations stated above, is that data set 1 is more closely clustered about its mean than the data set 2. This effect presumably follows from the elevated order of significance that the most dangerous crack has in determining the strength of those discs comprising data set 1. It may from this be speculated that the scatter present in rock strength test data is a measure, at least in part, of the degree of crack coalescence which has to occur before the observed failure stress may be recorded. The greater the need for cracks to coalesce, the greater the uncertainty is in the failure stress recorded. The need for cracks to coalesce prior to specimen failure obviously has to do with the relative lengths of those cracks considered dangerous.

Turning now to consider briefly the fracture initiation point frequencies of the two data sets Fig 8, interesting-

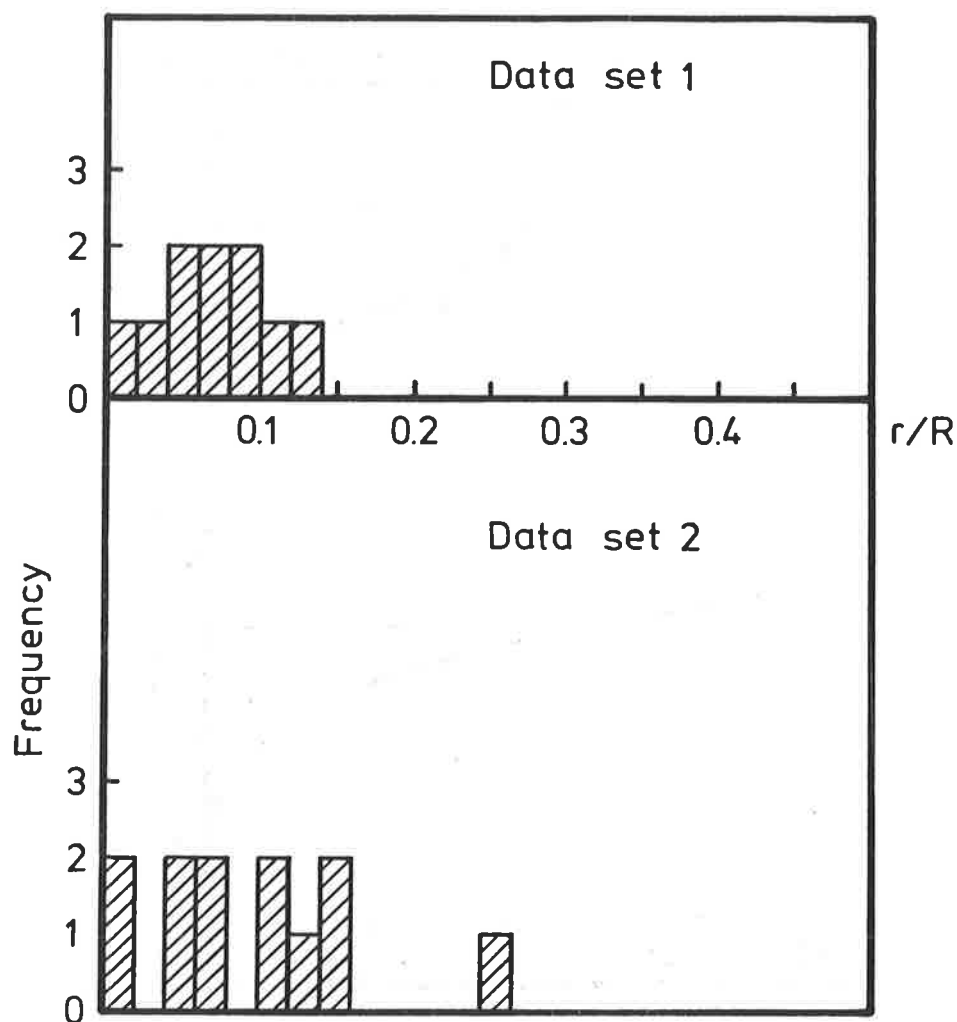


Fig 8 Plotted fracture initiation point frequencies:
Disc bending test

ly enough the same trend in data scatter as for residual strength is observed. This too presumably has to be explained on the basis of the relative degree of coalescence which occurs before the emergence of a clear-cut initiation "point". The greater the degree of coalescence demanded, the more ill-defined is the initiation point position on the average. Taking both sets of data as a whole, a Weibull type stressed-area effect is evident to the extent that the fracture initiation is found to occur away from the centre of the discs for the greater part [9].

Conclusions

The basic philosophy and reasoning for attempting to superimpose static and dynamic loads in the fragmentation process of rock crushing has been presented. Experiments suggest in a tentative manner potential benefits to fragmentation efficiency. The matter of applying the technique commercially remains uncertain, depending as it does upon the development of a stress wave generator sympathetic to the working environment.

Summary

By way of introduction the reasoning and purpose of superimposing static and dynamic loads when breaking rock at, for example, the primary crushing stage, is outlined. It is shown that the stabilising nature of the stress field effecting crack extension is a controlling factor in the breakage efficiency of such a fragmentation process. An experimental procedure is next described whose purpose is to discern the potential benefit to efficiency of disturbing the stabilising stress field with a stress wave. Results from initial experiments show that the benefits of incorporating such stress wave treatment in conventional crushing actions should be appreciable.

References

- [1] FLAVEL, M.D., 1977
Scientific methods to design crushing and screening plants
Soc Mining Engrs, July, pp 65-77
- [2] JAEGER, J.C. and COOK, N.G.W., 1976
Fundamentals of Rock Mechs (2nd Ed)
p 517
- [3] COOPER, G.A., 1977
Optimization of the three point bend test for fracture energy measurement
Jnl Mats Sc, 12, pp 277-289
- [4] SWAN, G., 1975
The mechanics and dynamics of certain rock fracture modes,
PhD Thesis, London University

- [5] FIELD, J.E. and LADEGAARD-PEDERSEN, A., 1971
The importance of the reflected stress-wave
in rock blasting,
Int Jnl Rock Mech Min Sc, 8, pp 213-226

- [6] SWAN, G., 1977
Some Observations concerning the superpositio-
ning of Static and Dynamic loads in Rock
Crushers
TULEA 1977:13, Research Report, LuH

- [7] GORHAM, D.A. and RICKERBY, D.G., 1975
A hydraulic strength test for brittle samples
Jnl Physics E, 8, pp 794-796

- [8] GUMBEL, E.J., 1954
U.S. Bureau of Commerce, Nat Bur Standards
Applied Maths, Ser No 33

- [9] COOPER, R.E. and WATERS, M.A., 1977
Statistical effects in fracture initiation
location in a disc under biaxial tension
Int Jnl Fracture, 13, pp 77-83

EROSION AV BERG MED HÖGTRYCKSVATTENSTRÅLE - TEORI OCH EXPERIMENT

Erosion of rock with a high pressure water jet - theory and experiments

Tekn Dr Göran Rehbinder, Atlas
Copco MCT AB, Nacka

1. Inledning.

Inom bergförstöringstekniken har man de sista tio åren intresserat sig en hel del för erosion av berg med högtrycksvattenstråle. Ett omfattande forskningsarbete har utförts i USA, Storbritannien, Japan och Sovjetunionen. Den överväldigande delen av detta arbete har varit experimentellt under det att försök till teoretisk förklaring har varit sparsamma. Värdet av en tillfredsställande teoretisk modell ligger främst däri att det blir möjligt att dels bedöma vilka av vattenstrålens egenskaper som har betydelse dels klassificera bergarter sins emellan med avseende på eroderbarhet.

Avsikten är att denna uppsats skall beskriva en teoretisk modell för skärning av spår i berg med högtrycksvattenstråle samt vilka konsekvenser denna modell leder till. Vidare är avsikten att presentera ett antal experimentella resultat.

2. Teoretisk modell samt jämförelse med experiment.

I motsats till tidigare uppfattning synes erosionsmekanismen inte vara "mekanisk" dvs orsakad av spänningar i berget alstrade av vattenstrålen utan i stället orsakad av att vattnet förmår tränga in i berget mellan kornen samt att "lyfta" ut dessa individuellt. Teoretiska såväl som experimentella undersökningar vilka styrker detta betraktelsesätt finns redovisade i referenserna [1] - [4].

Det ovan nämnda betraktelsesättet ger en möjlighet att formulera en mycket enkel teoretisk modell för skärning av spår i berg när en vattenstråle sprutas vinkelrätt mot berget samt flyttas utmed bergytan med konstant hastighet. Den teoretiska modellens första grundidé är den att när vattnet passerat översta lagrets korn och dessa avlägsnats startar proceduren ånyo med andra lagret osv. Frågan är nu med vilken hastighet vattnet tränger fram. Denna gives ur modellens andra grundidé som säger att strömningshastigheten är given ur Darcy's lag. Härav följer att

$$\frac{dh}{dt} = \frac{\kappa_P P}{\mu l} \quad (1)$$

är differentialekvationen som bestämmer spårdjupet. Här betyder κ_p och ℓ bergets modifierade permeabilitet samt medelkornstorlek respektive, p och μ vattenstrålens stagnationstryck vid berget samt dynamiska viskositet respektive, h spårdjupet och t tiden. Utöver denna ekvation tillkommer tre villkor. För det första är trycket p i ekvation (1) inte konstant; när spårdjupet ökar går alltmer av strålens tryck förlorat genom friktion mot spårets väggar. Detta tryckfall kan representeras genom uttrycket

$$p/p_0 = e^{-\beta h/D} \quad (2)$$

där p_0 betyder den ostörda strålens stagnationstryck samt D spårets bredd. β slutligen är en empirisk konstant vars värde är ≈ 0.025 . För det andra existerar ett tröskeltryck p_{th} vilket innebär att om strålens tryck är mindre än detta dvs $p < p_{th}$ lossnar inga korn. För det tredje sker inströmmingen enligt ekvation (1) under en tidrymd den s k exponeringstiden T

$$T = d/v \quad (3)$$

där v är strålens traverseringshastighet. Lösningen till ekvationerna (1) - (3) lyder

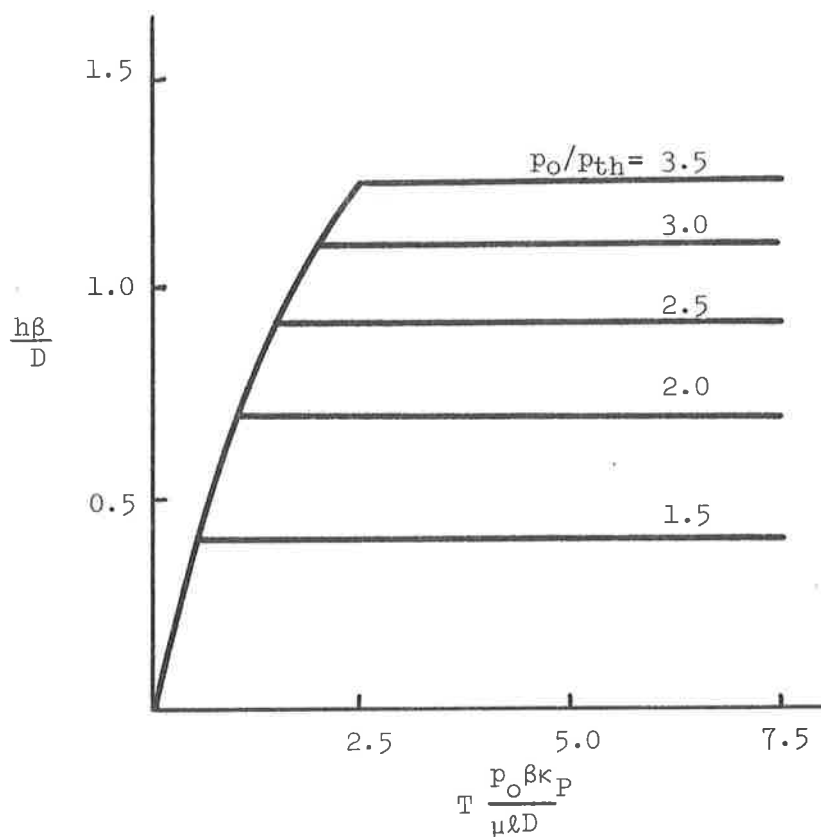
$$h/d = \begin{cases} \frac{D}{\beta d} \ln(1 + \frac{\beta \kappa_p p_0}{\mu \ell D} T) & T < \frac{\mu \ell D}{\beta \kappa_p p_0} (\frac{p_0}{p_{th}} - 1) \\ \frac{D}{\beta d} \ln \frac{p_0}{p_{th}} & T > \frac{\mu \ell D}{\beta \kappa_p p_0} (\frac{p_0}{p_{th}} - 1) \end{cases} \quad (4)$$

Den teoretiska modellen i ekvation (4) förutsätter att berget inte är för grovkornigt dvs det förutsätts att

$$d/\ell \gg 1 \quad (5)$$

Om villkoret (5) inte är uppfyllt ger teorin en överskattning av spårdjupet.

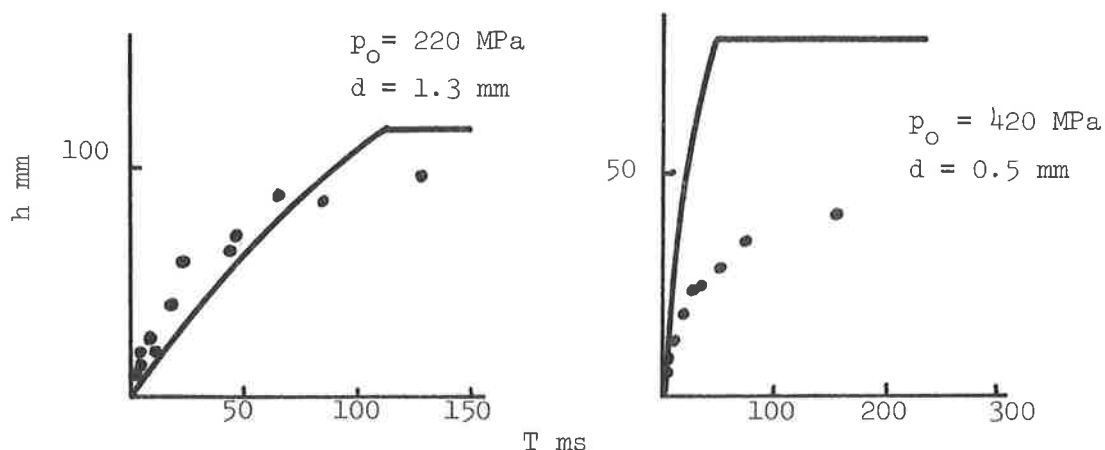
Spårdjupet h som funktion av exponeringstiden T visas i figur 1



Figur 1. Dimensionslöst spår djup som funktion av dimensionslös exponerings-tid. Dimensionslöst stråltryck som parameter.

Dimensionless slot depth as a function of dimensionless time of exposure. Dimensionless jet pressure as a parameter.

Det är naturligtvis av största intresse att undersöka hur väl teorin representerad av ekvation (4) stämmer överens med experiment. För Bohusgranit kan en jämförelse göras både när villkoret (5) är uppfyllt och när det inte är det. Se figur 2.



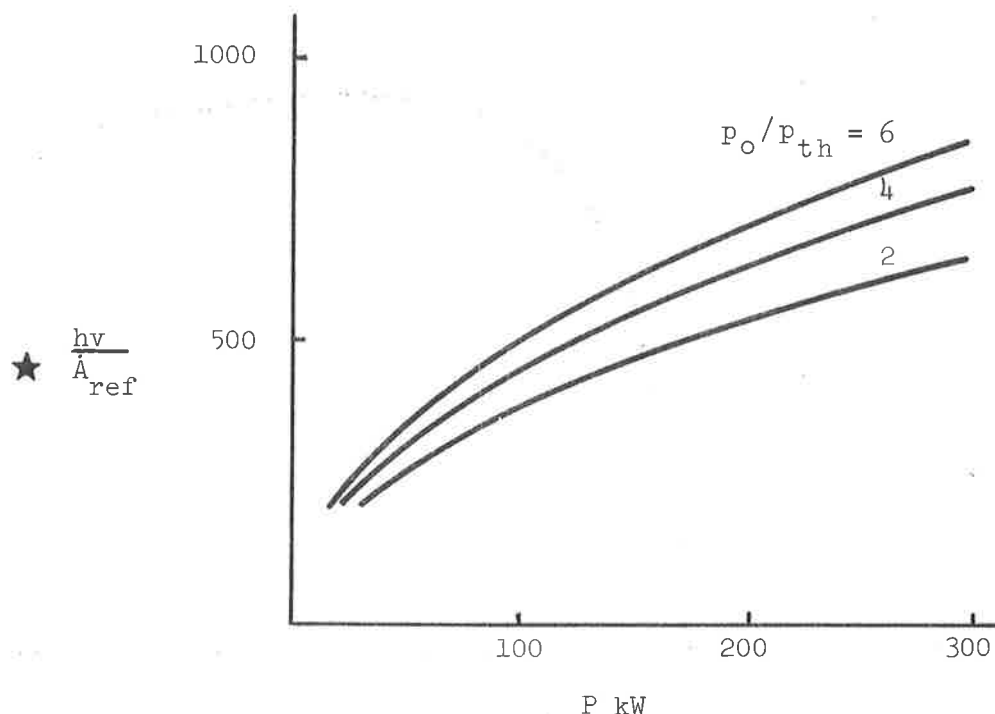
Figur 2. Spårdjup som funktion av exponeringstid. Jämförelse mellan teori och experiment för Bohusgranit.

Slot depth as a function of time of exposure. Comparison between theory and experiment.

3. Praktiska konsekvenser.

Den i avsnitt 2 ovan presenterade teorin gör det möjligt att mycket noggrant fastställa de begränsningar och de möjligheter som vidlåder metoden att skära spår i berg med vattenstråle. Ur praktisk synpunkt är det värdefullare att veta spårdjupet som funktion av strålens effekt än som funktion av exponeringstiden. Det visar sig då att strålens tryck har mindre betydelse än man i förstone kan vänta sig. Man får skilja på två fall. För det första relativt sett grunda spår och för det andra relativt djupa spår. Djupa spår innebär att exponeringstiden är så lång att man befinner sig på den horisontella kurvdelen i figur 1.

Om man betraktar det första av fallen nämligen relativt sett grunda spår kan man beräkna den prestandastorhet som är av intresse nämligen antalet kvadratmeter bildad slitsarea per sekund vilken naturligtvis är $h v$ m^2/s . Denna storhet som funktion av stråleffekten visas i figur 3.

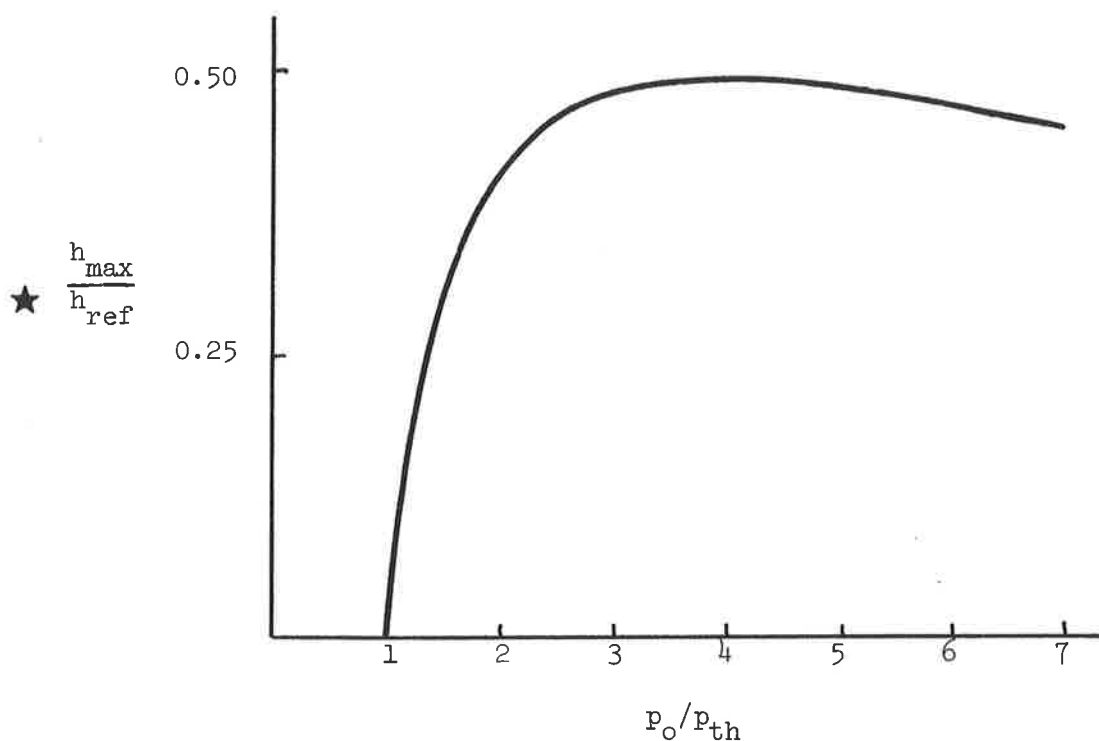


Figur 3. Den dimensionslösa slitsareatillväxten som funktion av stråleffekt med det dimensionslösa stråltrycket som parameter.

The dimensionless slot area rate as a function of the jet pressure with the dimensionless jet pressure as a parameter.

Figuren 3 visar således att om man ökar trycket från 2 till 6 gånger tröskeltrycket får man en obetydlig prestandaökning (samt säkerligen problem med utrustningen). Betraktar man det andra fallet nämligen djupa spår visar det sig att det maximalt möjliga spårdjupet som funktion av stråltrycket vid konstant effekt har ett optimum. Se figur 4. Detta optimum gäller emellertid när exponeringstiden är lång vilket innebär att den specifika energin dvs energi per avverkad bergvolym är orealistiskt hög.

$$\star \quad \dot{A}_{\text{ref}} = \frac{\kappa_P p_{th}^{3/4}}{\mu \ell (\pi/4)^{1/2} (2/\rho)^{1/4}} \quad \text{där } \rho \text{ är vattnets täthet}$$



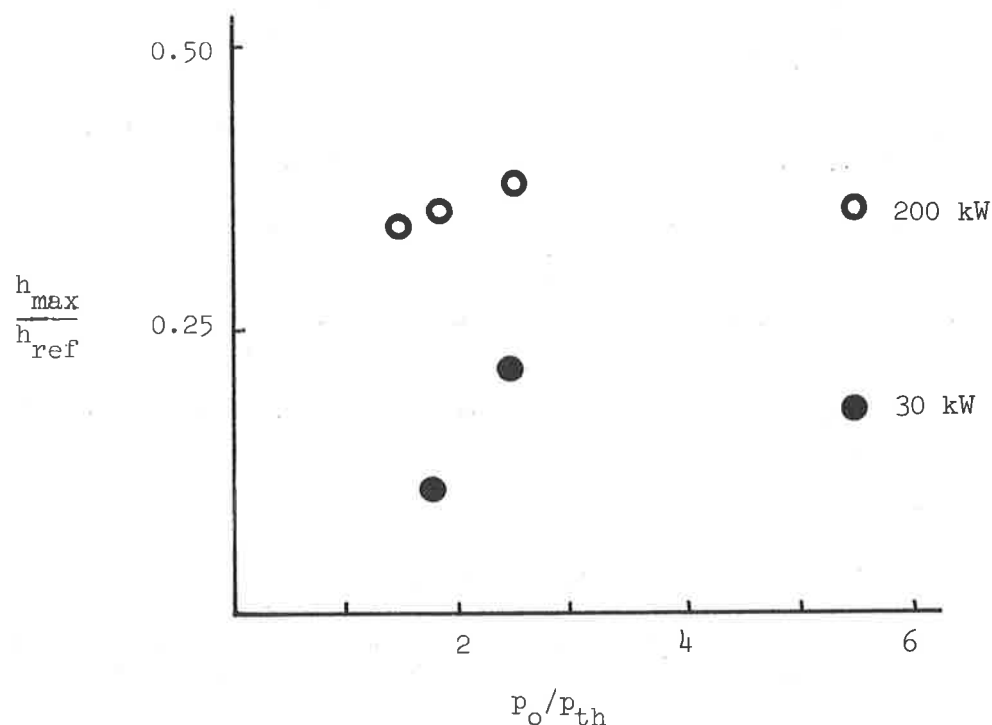
Figur 4. Det dimensionslösa maximala spårdjupet som funktion av det dimensionslösa stråltrycket vid konstant stråleffekt.

The dimensionless maximum slot depth as a function of the dimensionless jet pressure at constant jet power.

Analysen redovisad i figur 4 visar således att det till och med är möjligt att försämra prestanda om trycket ökas. Detta bekräftas även av experiment. Se figur 5.

★

$$h_{\text{ref}} = \frac{D}{\beta d (\pi/4 P)^{1/2} (2/\rho)^{1/4} P_{th}^{3/4}}$$



Figur 5. Det dimensionslösa maxdjupet som funktion av det dimensionslösa stråltrycket vid konstant stråleffekt. Experiment med Bohusgranit.

The dimensionless maximum slot depth as a function of the dimensionless jet pressure at constant jet power. Comparison between theory and experiment.

Diagrammet i figur 5 visar att punkterna som svarar mot 30 kW ligger under dem som svarar mot 200 kW; rätteligen borde de ligga på samma nivå eftersom ordinatan är dimensionslös. Förklaringen är att vid 30 kW stråleffekt är villkoret (5) inte uppfyllt.

Slutsatser.

Teorin och de genomförda experimenten visar att vid spårskärning är spårdjupet beroende på egenskaperna både hos berget och strålen så att

berget karaktäriseras av sin permeabilitet, sin kornstorlek och sitt tröskeltryck,

spårdjupet är begränsat av stråleffekten.

Referenser.

- |1| Reh binder, G: Some aspects on the mechanism of erosion of rock with a high speed water jet. Paper E1 of the third Int Symp on Jet Cutting Techn. 1976 in Chicago.
- |2| Reh binder, G: Slot cutting in Rock with a high speed water jet. Int J Rock Mech Min Sci Vol 14 pp 229-234 1977.
- |3| Reh binder, G: The drag force on the grains in a permeable medium subjected to a water jet. ZAMP Vol 28 pp 1005 - 1016 1977.
- |4| Reh binder, G: Erosion resistance of rock. Paper of the fourth Int Symp on Jet Cutting Techn. 1978 in Canterbury.
- |5| Reh binder, G: Skärning av berg med vattenstråle. Byggnadsindustrin nr 39 1977 p 15.

Summary.

The parameters controlling the erodability of rock are not the same as those controlling the resistance to ordinary mechanical destruction. Theory and experiment have shown that from the erosion point of view a rock is characterized by its permeability, average grain size and threshold pressure. A rock is easy to erode if the permeability is high, the grain size small and the threshold pressure low irrespective of the compressive strength.

A theory, confirmed by experiment, has shown that for an important application, namely slot cutting, the performance i e slot depth and slot area rate is limited by the jet power.

SEISMIK FÖR YTUPPSPRUCKET BERG

A Seismic study of shallow jointed rocks

O Stephansson, Avd för bergmekanik, Högskolan i Luleå
 G Lande och A Bodare, Bjerking's ingenjörbyrå, Uppsala

Inom bergtekniken finns idag ett uttalat behov av mätmetoder för bestämning av kvalité och djupet hos ytuppsprucket berg i orter, tunnlar och bergrum. Det ytuppspruckna berget är normalt orsakat av sprängningen eller höga belastningar i det sekundära spänningsfält som omger en öppning i berg. Graden av ytuppsprickning är också till stor del bestämd av de geologiska strukturerna i berggrunden. En metod för bestämning av kvalité och djupet hos ytuppsprucket berg kommer till användning vid bestämning av

- sprängskador i kvarstående berg
- förstärkningsinsatser
- totalstabilitet

En sammanställning av olika metoder att utvärdera sprängskador i berg lämnas i [1]. Till de viktigaste metoderna räknas borrhålskikning, avtrycksmätning i borrhål samt borrhärnsundersökning. Dessa ger alla en punktvis information om djupet på det ytuppspruckna berget. I de flesta fall önskar man bestämma ytuppsprickningen för en större bergyta eller för en längre ort- eller tunnelsträcka. Här ligger fördelarna med de seismiska metoderna, som ger en integrerad bild av ytuppsprickningen för ett större område. I princip kan vi betrakta ett ytuppsprucket berg som ett tvåskikt-material där ytberget har den lägre vågutbredningshastigheten. Om spricktätheten är stor hos det ytuppspruckna berget kan djupet bestämmas genom refraktionsseismiska undersökningar. I detta projekt har utvecklats en ny metod att undersöka ytuppsprickningen. Forskningsarbetet har skett i följande etapper

- utveckling av teori för vågfortplantning i ytuppsprucket berg
- modellförsök av vågfortplantning i betongblock med konstgjorda sprickor
- fältmätning i orter
- skiss till instrument för registrering av ytuppsprucket berg

Projektet startade 1976 med medel från Styrelsen för teknisk utveckling. I laboratorieförsöken och fältmätningarna har deltagit personal från avdelningen för bergmekanik, Höghskolan i Luleå och Bjerkingens ingenjörsbyrå. Testplats har välvilligt ställts till förfogande vid Statens Vattenfallsverk, Forsmark och LKAB, Malmberget. En utförlig rapportering av forskningsprojektet lämnas i [2].

Vågfortplantning i ytuppsprucket berg

När man studerar resultatet av seismiska registreringar i form av gångtidsdiagram (se Fig 1) märker man ofta att den kurva (vanligen en rät linje) som representerar den rena P-vågen eller den rena S-vågen ej passerar origo i diagrammet. Detta antas bero på inhom-

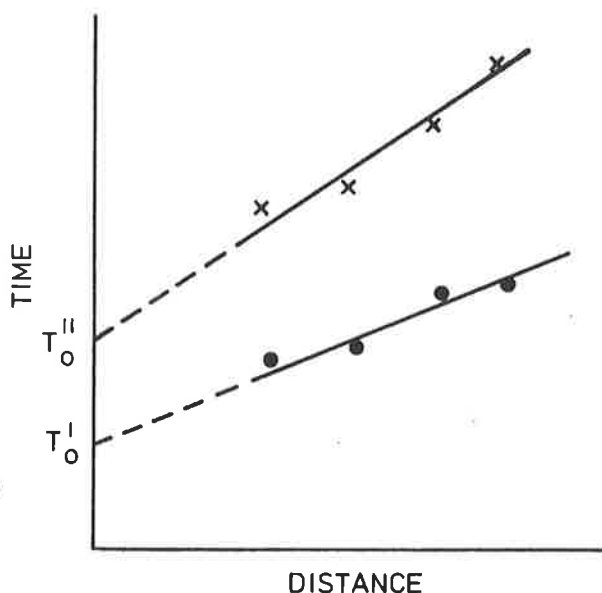


Fig 1 Gångtidsdiagram vid refraktionsseismik
Travel-time diagram for seismic refraction

geniteter, såsom sprickor vid ytan [3]. Vi skall här presentera en teori som bl a belyser denna nollpunktsförskjutning. Teorin grundar sig på att sprickorna är så beskaffade att vågor ej kan fortplanta sig genom sprickorna. Fysikaliskt tänker vi oss att vi har parallella sprickor i berget enligt Fig 2. Vågorna måste passera runt sprickspetsen för att nå upp till ytan. Vi skall också beskriva hur teorin förhåller sig till den konventionella refraktionsseismiken.

Vi utgår från en modell enligt Fig 2. Vinkelrätt mot den fria ytan finns parallella sprickor med konstant avstånd, a . Längden på sprickorna antas variera linjärt med avståndet, x . Materialet mellan sprickorna antas vara linjärt elastiskt men skilt från det linjärt

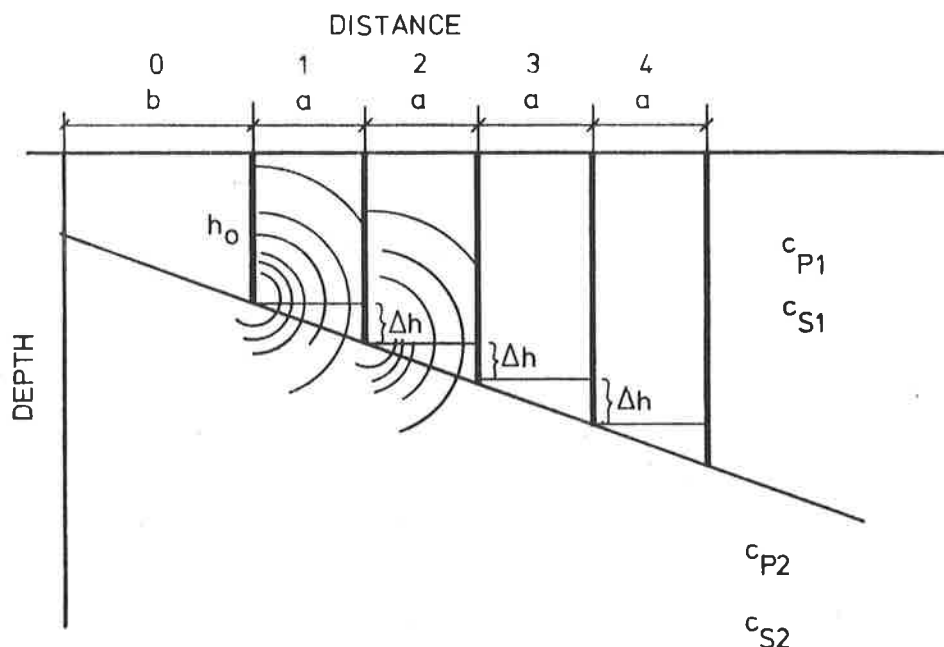


Fig 2 Modell av ytuppsprucket berg med täta sprickor
A model of a jointed rock mass

elastiska berget under sprickorna. De enda materialkonstanter vi behöver för modellen är vågutbredningshastigheten c_{P1} , c_{S1} , c_{P2} och c_{S2} . Den närmaste sprickan har längden h_0 och sedan ökar sprickdjupet med Δh för varje spricka. Källan antages belägen i origo. Följande framställning gäller både P- och S-vågor.

Från källan fortplantar sig den elastiska vågen in i materialet. Vid sprickspetsarna kommer vågorna att brytas. (Sprickspetsarna blir själva källor enligt Huygens princip). Ankomsttiden för det n :te området i Fig 2 blir då

$$T(h) = \frac{\sqrt{b^2 + h_0^2}}{c_1} + (n+1) \frac{\sqrt{a^2 + \Delta h^2}}{c_2} + \frac{\sqrt{[h_0 + (n+1)\Delta h]^2 + x^2}}{c_1} \quad (1)$$

$$0 < x < a$$

Gångtidsdiagrammet kommer att få det utseende som visas i Fig 3. I område 0 får vi en rät linje med lutningen $1/c_1$. I de övriga områdena får vi delar av hyperbelbågar enligt ekvation (1). Mittpunkterna på varje hyperbelbåge ligger på en rät linje, se Fig 3. Dess lutning kan uppfattas som en effektiv utbredningshastighet, c_{eff} . Följande samband erhålls:

$$\frac{a}{c_{eff}} = \frac{\sqrt{a^2 + \Delta h^2}}{c_2} + \frac{\Delta h}{c_1} \quad (2)$$

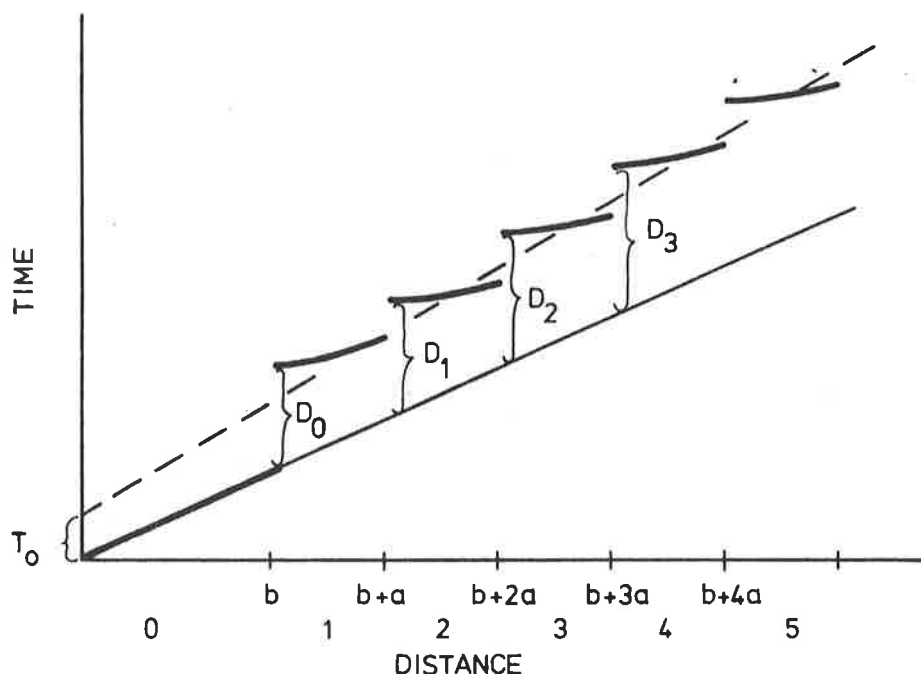


Fig 3 Gångtidsdiagrammet för modell med täta sprickor
Travel-time diagram for a jointed rock mass

Mittpunktslinjen får intercepttiden

$$T_0 = \frac{\sqrt{b^2 + h_0^2} + h_0}{c_1} - \frac{b + \frac{1}{2}a}{a} \left[\frac{\sqrt{a^2 + \Delta h^2}}{c_2} + \frac{\Delta h}{c_1} \right] \quad (3)$$

Det n:te språnget i gångtidsdiagrammet, Fig 3 blir då

$$D_n = \frac{\sqrt{b^2 + h_0^2}}{c_1} + n \frac{\sqrt{a^2 + \Delta h^2}}{c_2} + \frac{h_0 + n \Delta h}{c_1} - \frac{na + b}{c_1} \quad (4)$$

För det fall sprickorna har samma djup fås specialfall-
let $\Delta h = 0$. Ekvationerna (2)-(4) får då formen

$$c_{\text{eff}} = c_2 \quad (5)$$

$$T_0 = \frac{\sqrt{b^2 + h_0^2} + h_0}{c_1} - \frac{b + \frac{1}{2}a}{c_2} \quad (6)$$

$$D_n = \frac{\sqrt{b^2 + h_0^2}}{c_1} + n \frac{a}{c_2} + \frac{h_0}{c_1} - \frac{na + b}{c_2} \quad (7)$$

Observera att av $T_0 = 0$ inte följer $h_0 = 0$.

Vi kan nu jämföra teorin för ytuppsprucket berg med motsvarande för konventionell refraktionsseismik. Vi antar enligt teorin för refraktionsseismik att vi har ett skikt med vågutbredningshastigheten c_1 som ligger ovanpå en elastisk halvrymd med vågutbredningshastigheten c_2 . Skiktets tjocklek är H . Enligt teorin för ytuppsprucket berg antar vi ett material med sprickdjupet H och sprickavståndet a och som har samma vågutbredningshastighet c_2 mellan och under sprickorna.

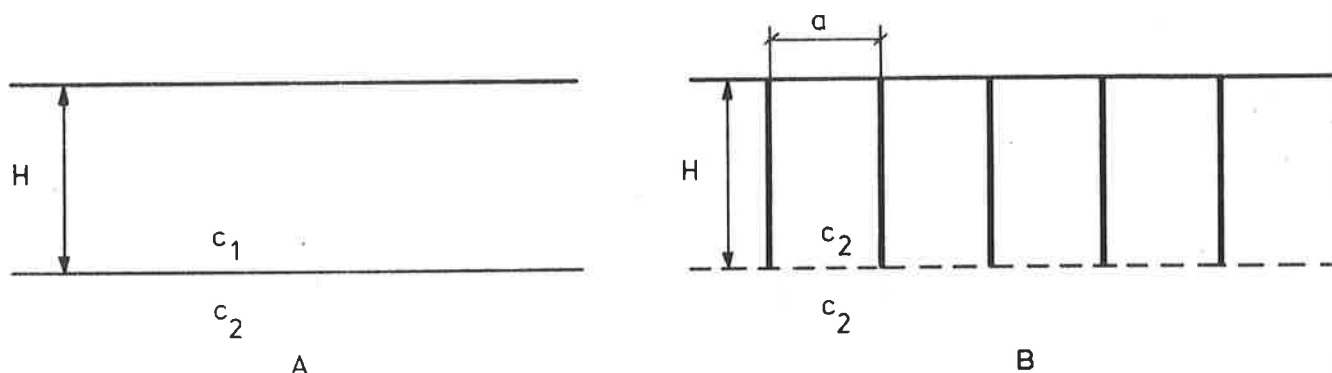


Fig 4 Jämförelse mellan teorin för, A, refraktionsseismik och B, ytuppsprucket berg

A comparison between the theory of A, seismic refraction and B, shallow jointed rock

Intercepttiden, T_r i fallet refraktionsseismik blir

$$T_r = 2H \frac{\sqrt{c_2^2 - c_1^2}}{c_2 c_1} \quad (8)$$

I fallet med det ytuppspruckna berget får vi enligt ekvation (6) och antagandet att $b = a$

$$T_y = \frac{\sqrt{a^2 + H^2} + H}{c_2} - \frac{3}{2} \frac{a}{c_2} \quad (9)$$

Förhållandet mellan intercepttiderna får då formen

$$\frac{T_y}{T_r} = \frac{\sqrt{\left(\frac{a}{H}\right)^2 + 1} + 1 - \frac{3}{2} \frac{a}{H}}{2 \sqrt{(c_2/c_1)^2 - 1}} \quad (10)$$

I Fig 5 visas förhållandet mellan intercepttiderna T_y/T_r som funktion av a/H för olika värden på c_2/c_1 . För att få situationen att $T_y/T_r = 1$ krävs att

$1 \leq c_2/c_1 \leq 1.4$. Då gäller också att skillnaden mellan de två teorierna tilltar med ökande sprickavstånd.

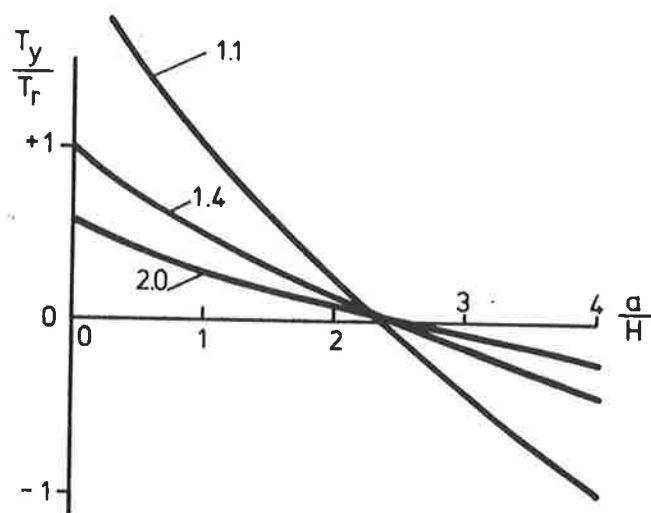


Fig 5 Förhållandet mellan intercepttiderna som funktion av sprickgeometrin

The ratio between intercept times as function of geometry of the joints

Vågutbredning i betongblock med konstgjorda sprickor

För att studera vågfortplantning i ytuppsprucket berg tillverkades betongblock med konstgjorda sprickor.

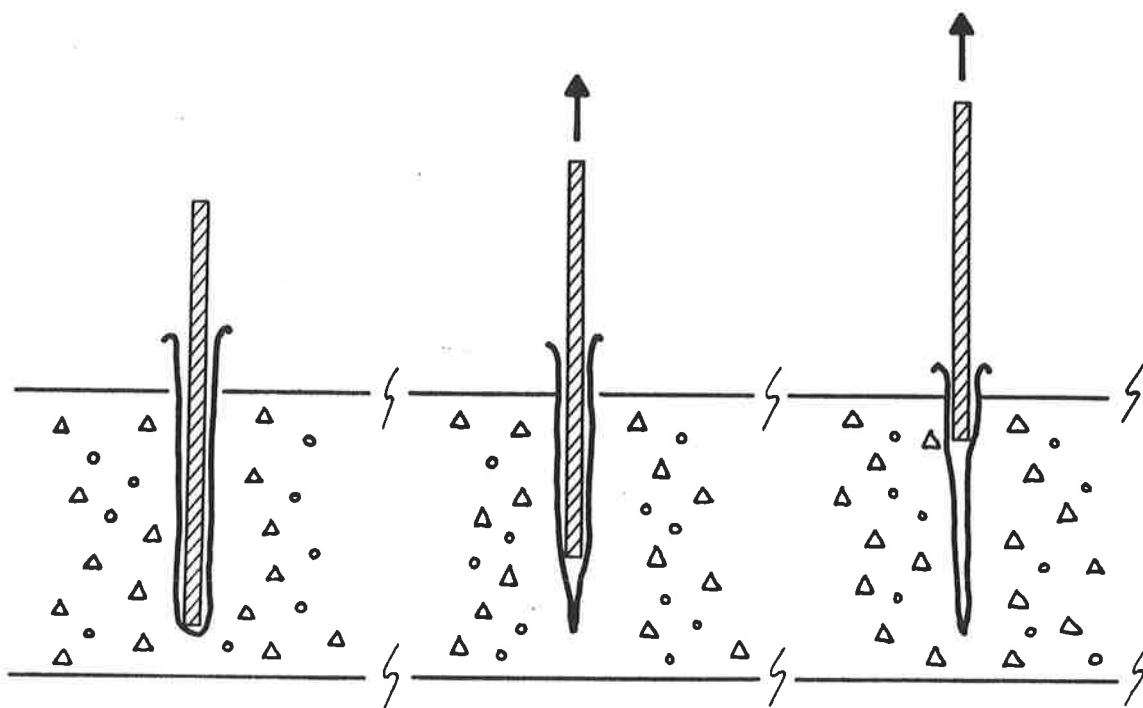


Fig 6 Tillverkning av sprickor i betongblocken
Manufacturing of joints in concrete blocks

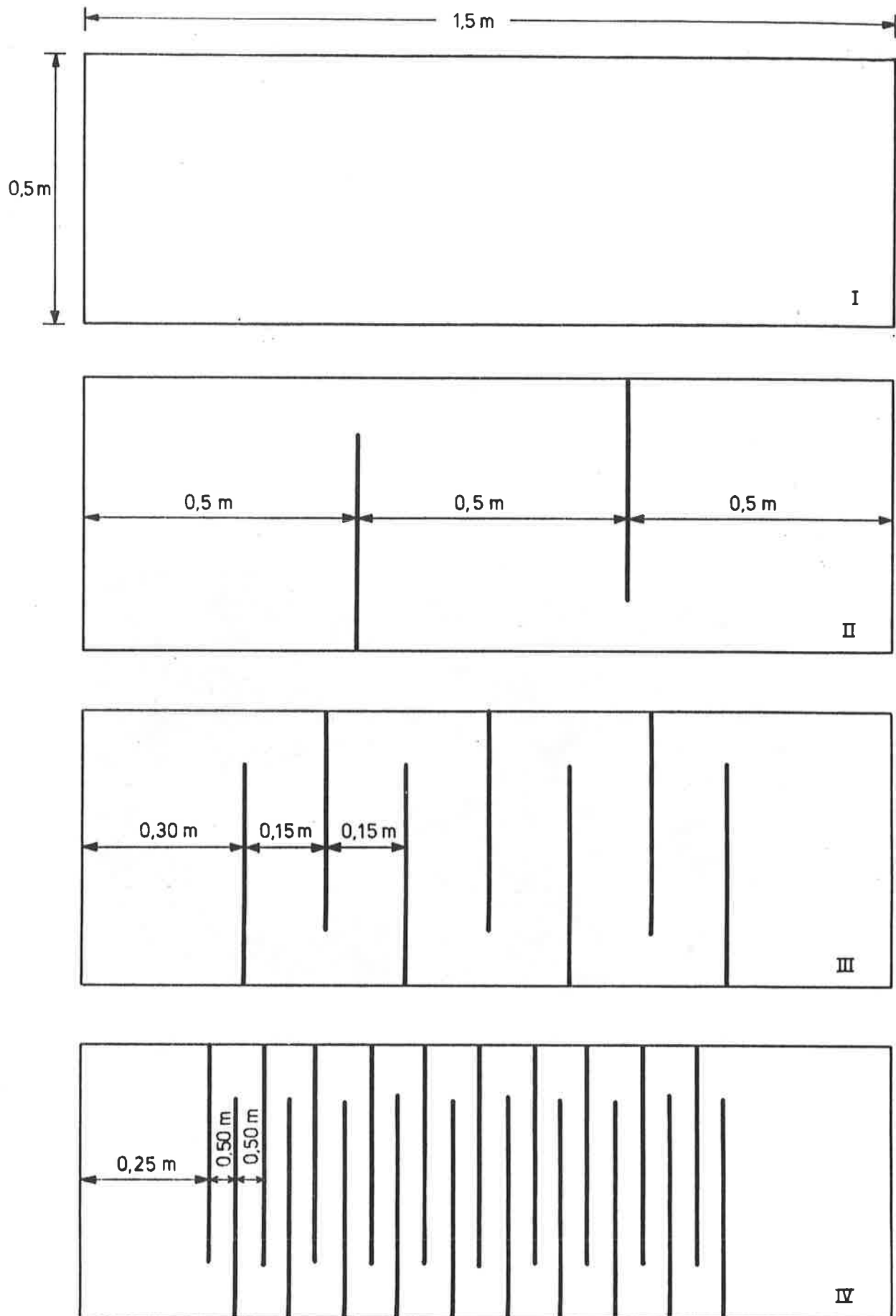


Fig 7 Betongblock med konstgjorda sprickor
Concrete blocks with artificial joints

Blocken gjöts i formar av stål med dimensionen 150 x 50 x 50 cm. Sprickorna tillverkades genom att sänka ner en metallskiva omsluten med plastfolie. När betongen vibrerades höjdes metallskivan och plastfilmen stannade kvar och bildade sprickan, Fig 6. Blocken tillverkades med 0, 2, 7 och 20 vertikala sprickor orienterade vinkelrätt mot blockets längdaxel, Fig 7. Sprickorna har ett djup på 40 cm. Efter att betongen härdat i 2 månader placerades blocken på träpallar och mätningen av vågfortplantningen började.

För att alstra pulsen konstruerades en våggenerator som i princip består av en rörlig hammare på stativ. Hammaren är höj- och sänkbar och rörlig kring sin egen axel samt försedd med låsanordningar som styr anslagsriktningen. Mätningarna utfördes med en accelerometer (Brüel & Kjaer 4333), laddningsförstärkare (Brüel & Kjaer, preamplifier 2625) och en transientfångare (Datalab DL 905). Försöksuppställningen visas i Fig 8. Accelerometrarna fästes med gips på betongblockens yta. Mätpunkterna valdes omedelbart framför respektive bortom sprickorna och accelerometrarnas orientering

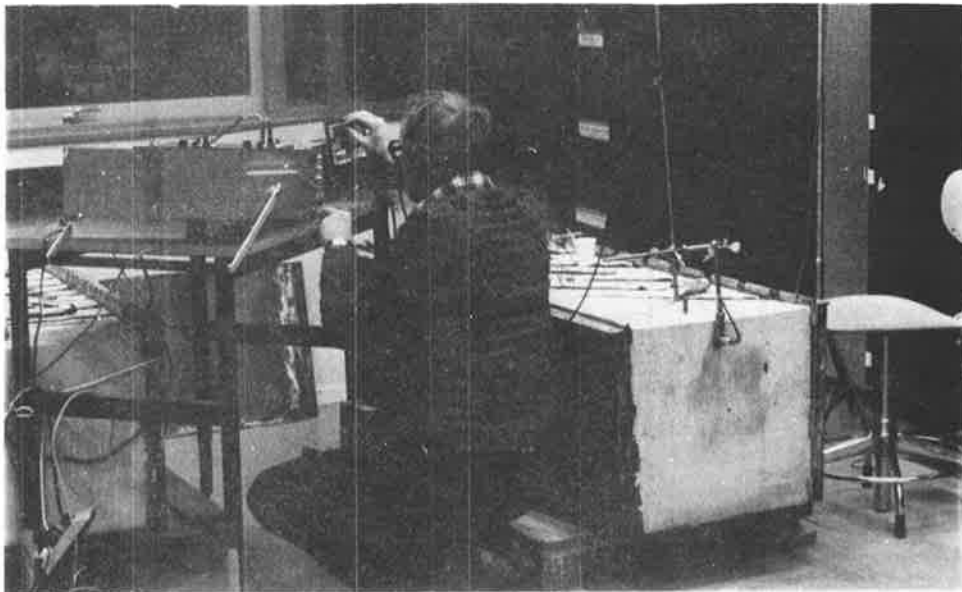


Fig 8 Försöksuppställning vid registrering av vågutbredning i betongblock med konstgjorda sprickor

Registration units for recording wave transmission in concrete blocks with artificial joints

anpassades till mätning av både P- och S-vågor. För att alstra S-vågen exciterades blocket från två diametralt motsatta riktningar i betongblockens ändytor enligt principen för fasvändningsteknik vid S-vågs-mätning.

Mer än 500 registreringar har gjorts på betongblocken. I Fig 9 visas ett exempel på P-vågsregistrering från den längst bort belägna sprickan, räknat från excitationpunkten, i block II. Av registreringen framgår tydligt tidsförskjutningen för första insatsen före, A, respektive efter, B, passagen av sprickan. Motsvarande har också registrerats för S-vågen.

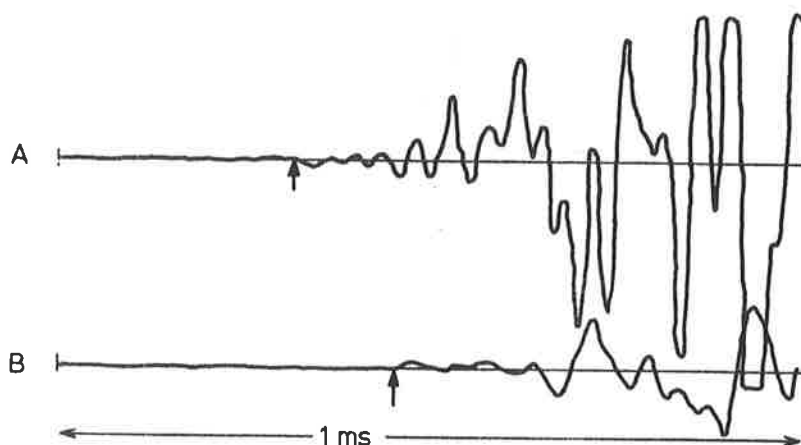


Fig 9 P-vågsregistrering från en av sprickorna i block II. A, omedelbart före sprickan räknat från exciteringspunkten, B, omedelbart efter sprickan

Registration of P-wave from a joint in block II. A, immediate ahead of the joint counted from the excitation point, B, immediate after the joint

Från registreringarna togs ankomsttiderna för den första insatsen från respektive försök och avsattes i ett gångtidsdiagram. För betongblock I utan sprickor erhöll vi som väntat en rät linje genom origo. Gångtidsdiagrammen för block II med två sprickor visas i Fig 10. Här framträder tydligt tidsförskjutningen vid passagen av sprickorna för såväl S- som P-vågen, liksom den icke linjära gångtiden för materialet mellan sprickorna. I Fig 11 återges gångtidsdiagrammen för P- och S-vågsregistreringarna i block IV med tjugo sprickor.

Ur varje gångtidsdiagram har vi tagit den skenbara vågutbredningshastigheten c och intercepttiden T_0 . Vi har sedan tillämpat teorin för vågutbredning i ytuppsprucket berg för det fall att sprickdjupet är konstant, dvs $\Delta h = 0$. För betongblocken gäller vidare $c_1 = c_2$ varför den skenbara vågutbredningshastigheten $c' = c_1$ för den betraktade vågen. Det teoretiska sprickdjupet har bestämts från P-vågsmätningarna och gett de resultat som visas i Tabell 1.

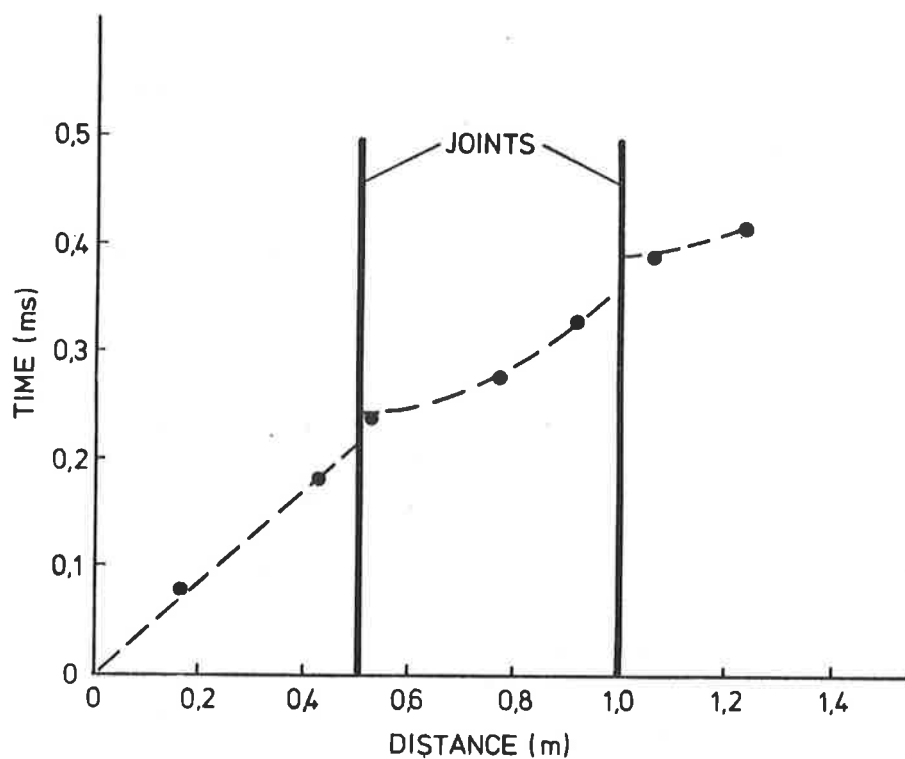
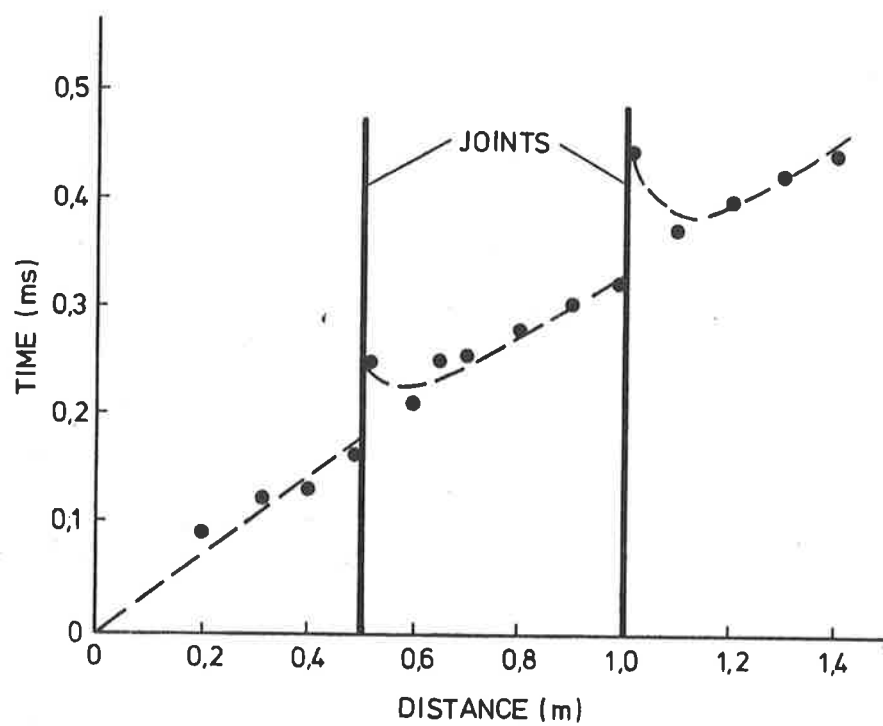


Fig 10 Gångtidsdiagram för block II med två sprickor
A, P-vågsmätning, B, S-vågsmätning

Travel time diagrams for wave transmission in
concrete block II with two joints A, P-wave,
B, S-wave

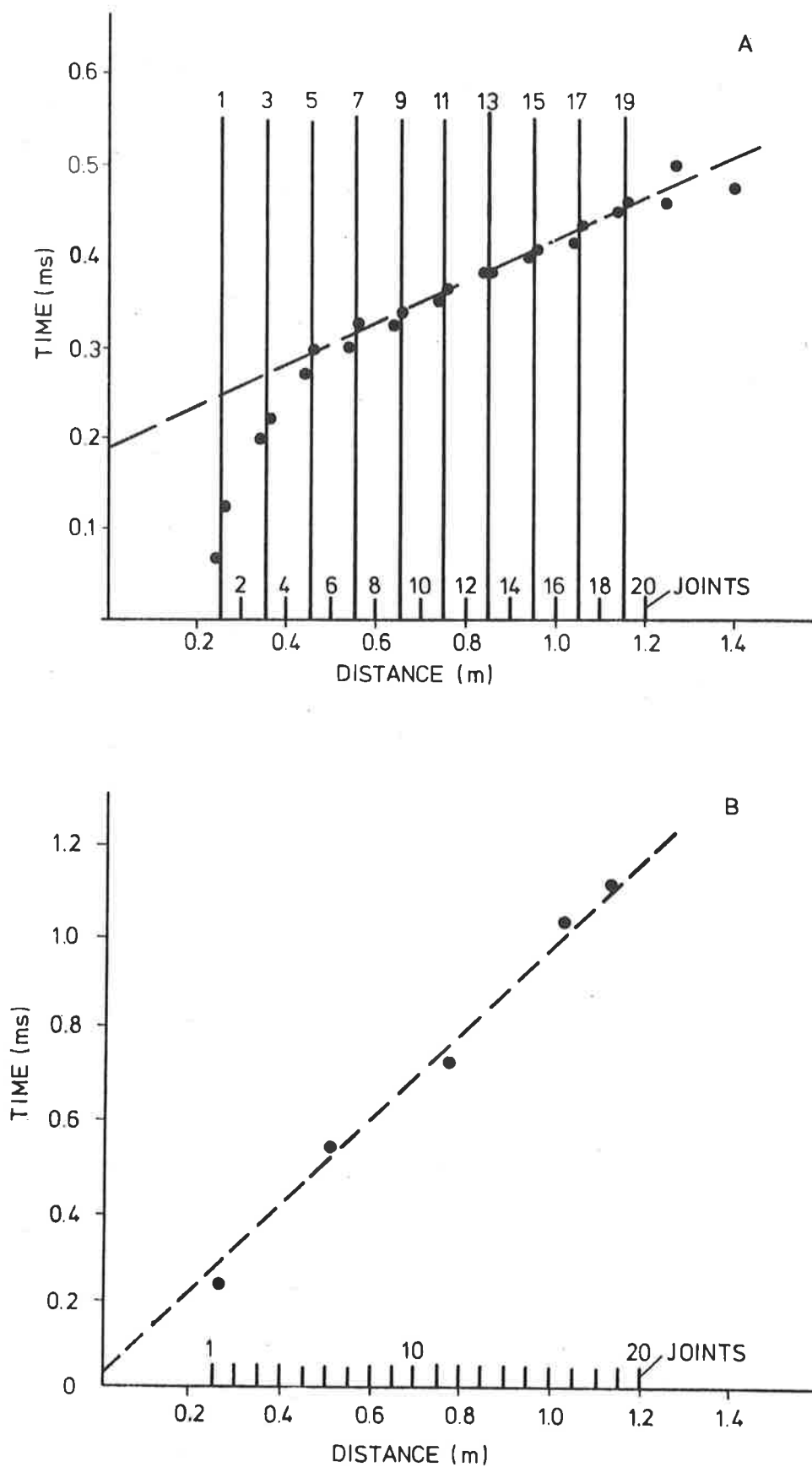


Fig 11 Gångtidsdiagram för block IV med 20 sprickor.
 A, P-vågsmätning, B, S-vågsmätning
 Travel time diagrams for wave transmission in
 concrete block IV with twenty joints. A, P-
 wave, B, S-wave

Tabell 1 Teoretisk bestämning av sprickdjup i betong-block med konstgjorda sprickor

Block	Antal sprickor st	c_p m/s	T_0 ms	Sprickdjup enligt teorin m	Sprickdjup enligt modellen m
I	0	4 000	0	0	0
II	2	3 700	0.05	0.3	0.4
III	7	3 500	0.18	0.4	0.4
IV	20	4 400	0.18	0.4	0.4

Av Tabell 1 framgår att de beräknade sprickdjupen enligt teorin för ytuppsprucket berg visar en god överensstämmelse med de verkliga sprickdjupen i betongblocken.

Fältmätningar i bergschakt och orter

Fältmätningar har genomförts på bergväggarna i de stora bergschakten för reaktor 3 vid kärnkraftverket i Forsmark samt i gruvorter vid LKAB, Malmberget. Vid fältmätningarna användes en konventionell registre-

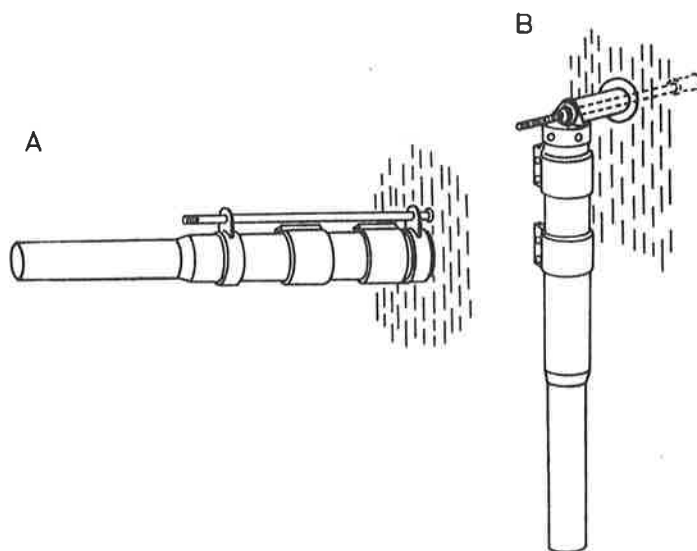


Fig 12 Stötgivaren för alstring av seismiska vågor. Givaren laddas med krut eller sprängämne och har vatten som förladdning. A, generering av P-våg; B, generering av SH-våg

Pulse generator for seismic waves. The generator is loaded with explosives and water. A, generation of P-wave; B, generation of SH-wave

ringsutrustning med trekomponentseismometrar (SM 1) och registreringsenhet (Moderniserad Trio Seismic System med högfrekvensgalvanometrar). Som stötgivare användes en generator av typ Jerk 4, Fig 12. Botten av stötgivaren anbringas mot bergväggen och röret laddas med krut eller sprängämne och vatten som förladdning. Stötgivaren kan anbringas i olika riktningar och alstra SH-vågor och/eller P-vågor.

Vid fältmätningarna i Forsmark skedde registreringar längs två horisontella mätprofiler och en vertikal. Berggrunden i området består av gnejsgraniter med brant stupande förskiffring och stänglighet. Uthålliga horisontella sprickor, delvis lerfyllda, kännetecknar området [4]. Strukturbilden med avlånga block och en vertikalt orienterad sprickgrupp påminner till stora delar om betongblocken som studerats i laboratoriet. Den geologiska situationen för mätplats 2 visas i Fig 13 tillsammans med seismometrarnas och stötgivarens placering. I samma figur visas också gångtidskurvorna för P- och SH-vågorna. Från interceptet på tidsaxeln och P-vågens hastighet har beräknats det teoretiska sprickdjupet enligt teorin för ytuppsprucket berg. Det beräknade sprickdjupet har jämförts med det okulärt uppmätta på pallkanten. Resultaten tillsammans med de dynamiska, elastiska parametrarna redovisas i Tabell 2 för tre olika mätplatser. Vid mätplats 1 skedde även en registrering av vågfortplantningshastigheten efter jordavrymningen men före utsprängningen av bergschakten. Vi kan notera att de teoretiskt beräknade sprickdjupen är mindre än de okulärt registrerade.

Fältmätningar utfördes också i två gruvorter vid LKAB, Malmberget. En av orterna korsar malmen i Tingvallskulle, 452 m avvägning. Magnetiten är förskiffrad med en strykning mot förskiffringsplanen vinkelrätt mot ortens längdaxel, Fig 14. Längs ortväggen placerades 12 geofoner. Från registreringarna konstruerades gångtidsdiagrammen för P- och SH-vågorna. Ett exempel på gångtidsdiagram för SH-vågen visas i Fig 15. Den till synes stora differensen i effektiv vågutbredningshastighet vid skjutning från profilens bägge ändar kan förklaras med ett varierande sprickdjup längs profilen. Av ekvation (2) framgår att en måttlig lutning på sprickdjupet längs bergytan ger en stor ändring i effektiv vågutbredningshastighet. Enligt teorin skall en hög effektiv vågutbredningshastighet åtföljas av en stor intercepttid. Detta har icke registrerats vid mätningarna i Malmberget. Idag finns ingen förklaring till detta fenomen.

Från gångtidsdiagrammens intercept, T_0 samt vågutbredningshastigheterna c' och c'' har det teoretiska sprickdjupet bestämts till i genomsnitt 0.5 m. Detta är i god överensstämmelse med den okulärt registrerade uppsprickningen från borrhålskikningen, 0.3-0.8 m, jmf Fig 14.

Tabell 2 Resultat från fältmätningar i bergschakt, Forsmark
Results from field test in open pit, Forsmark

Mätplats	Densitet ρ t/m ³	Vågfortplant- ningshastig- het		Dynamisk elas- ticitetsmodul E_{dyn} GPa	Dynamisk skjuvmodul G_{dyn} GPa	Poisson's tal ν	Sprick- frekvens $1/a$ antal/m	Uppmätt sprick- djup m	Intercept- tid T_0 ms	Teoretiskt sprickdjup h_0 m
		P-våg m/s	SH-våg m/s							
1 före sprängning på bergytan	2.63	5540	3200	67.1	26.9	0.25	< 0.25	0	0	0.1
1 efter sprängning på bergvägg horisontell profil	2.63	3300	1810	22.1	8.6	0.28	1	0	0	0.4
2 efter sprängning på bergvägg horisontell profil	2.63	2857	1142	9.6	3.4	0.41	2-3	3-4.5	1	1.2
3 efter sprängning på bergvägg vertikal profil	2.64	1510	839	4.6	1.8	0.28	5-10	4-5	1.5	0.8

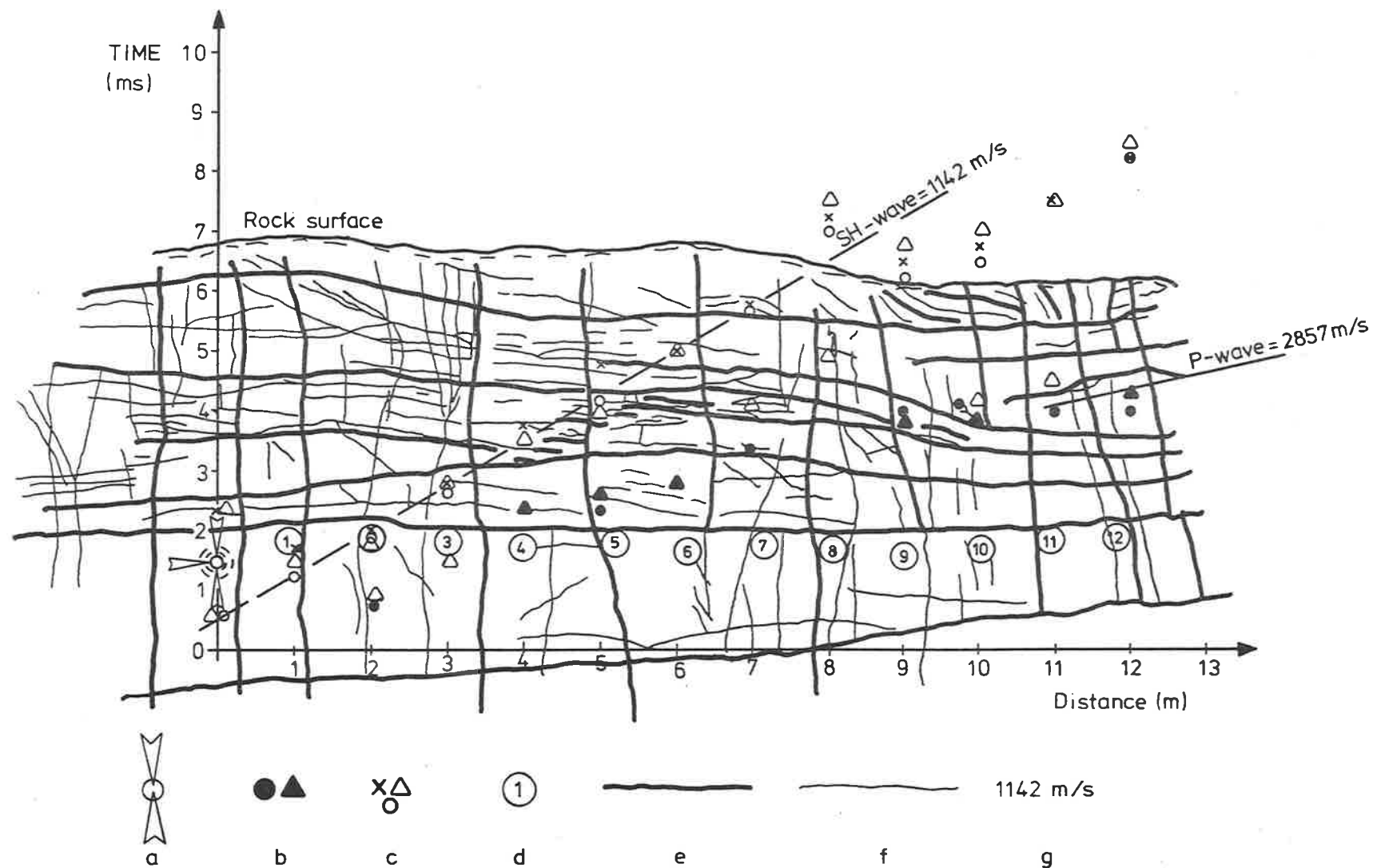


Fig 13 Vagg i bergschakt, mätplats 2, block 3, Forsmark. a) stötpunkt, b) P-våg, c) SH-våg, d) mätpunkt, e) 1:a ordningens spricka, f) 2:a ordningens spricka g) våghastighet

Wall in open pit, test site 2, block 3, Forsmark. a) excitation point, b) P-wave, c) SH-wave, d) registration point, e) joint of first order, f) joint of second order, g) velocity

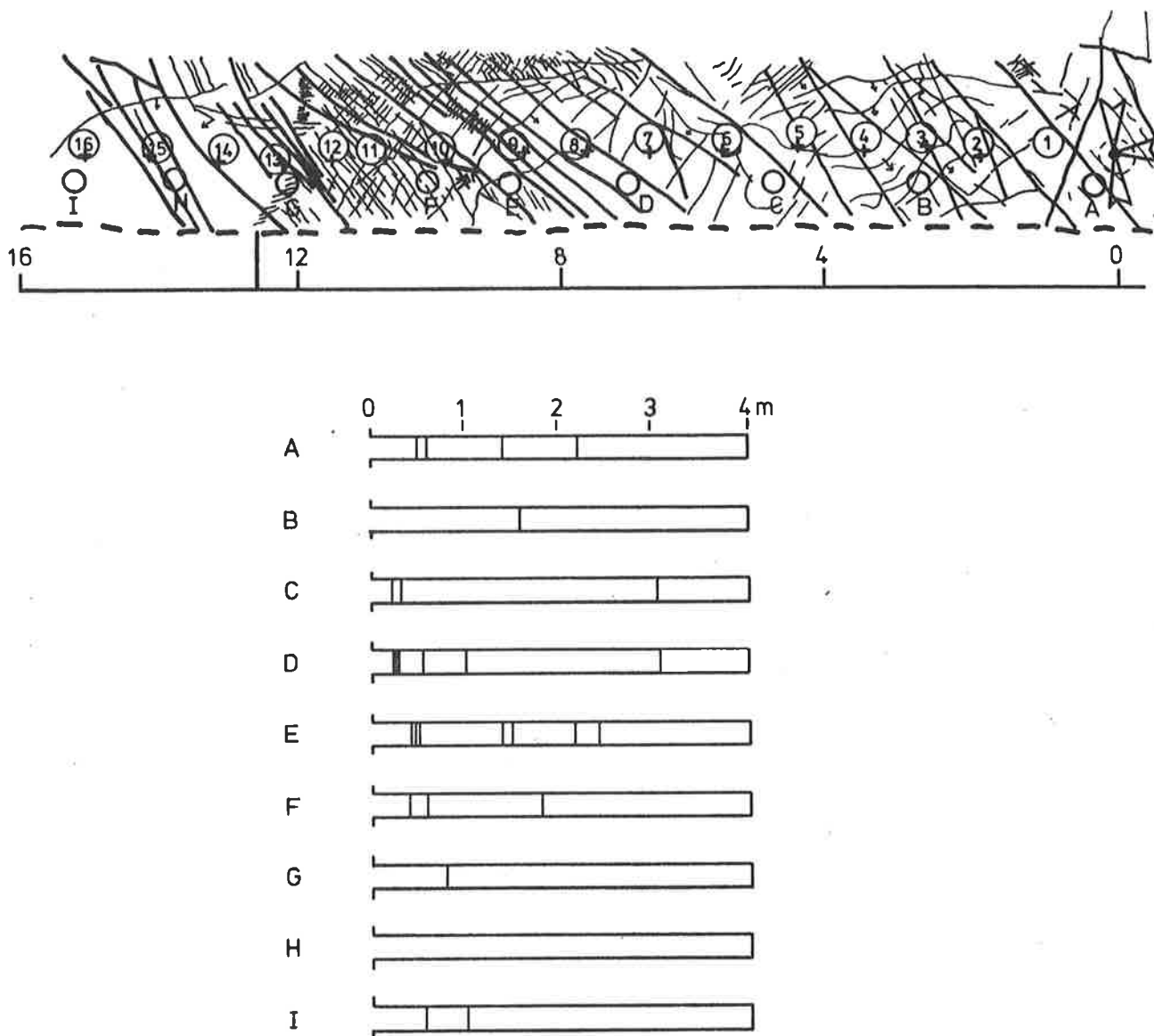


Fig 14 Seismisk undersökning i malmort 452 m avvägning, Tingvallskulle, LKAB, Malmberget.

- a) sprickartering av ortvägg samt placering av seismometrar och hål för borrhålskikare
- b) resultat av borrhålskartering där varje streck anger öppen spricka

Seismic study in underground mine, 452 m level, Tingvallskulle, LKAB, Malmberget

- a) map of joints in the wall and position of seismometers and sites for joint mapping in bore holes,
- b) mapping of joints in bore holes A-I

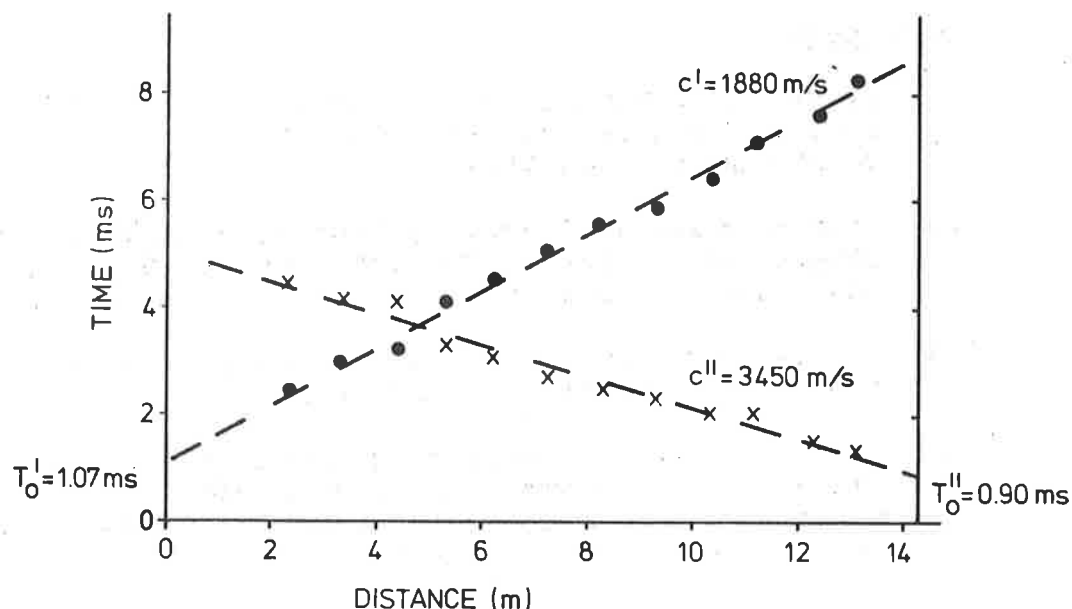


Fig 15 Gångtidsdiagram från seismisk undersökning i malmort, 452 m avvägning. Tingvallskulle, LKAB, MalMBERGET. Kraften från pulsgivaren riktar vertikalt nedåt

Travel-time diagram from seismic study in underground mine, 452 m level, Tingvallskulle LKAB, MalMBERGET. The force from the pulse generator was directed down vertical

Summary

There is a strong need for an instrument to record shallow jointed rocks in mining and underground construction. A theory of wave propagation in shallow jointed rocks is presented where elastic waves are propagating around the tip of an open joint, cf Fig 2. From known intercept times, wave velocities and joint spacing the depth of a shallow joint is determined. A comparison between the new theory and the theory of seismic refraction is presented.

The theory has been verified by model experiments of artificial joints in concrete blocks. Results from experiments on blocks with two and twenty open joints are discussed.

Field tests have been made in an open pit and an underground mine. A new pulse esciter for generation of P- and S-waves is described, cf Fig 12. The depth of jointing is determined by means of field observations on the ground or in bore holes and the results confirm the theory.

Referenser

- [1] Finkel, M : Metoder att utvärdera sprängskador i berg. Teknisk rapport 1977:72T
Högskolan i Luleå 1977
- [2] Stephansson, O, Lande, G, Bodare, A: Seismik för ytuppsprucket berg. Teknisk rapport 1978:17T
Högskolan i Luleå 1978
- [3] Dobrin, M B: Introduction to Geophysical Prospecting, McGraw-Hill 1976, 3:e uppl
- [4] Stephansson, O, Eriksson, B: PreHolocene joint fillings at Forsmark, Uppland, Sweden.
Geologiska Föreningens i Stockholm förhandlingar, Vol 97, pp 91-95, Stockholm

MÄTNING OCH BEGRÄNSNING AV SPRÄNGSKADOR I KVARSTÄENDE BERG

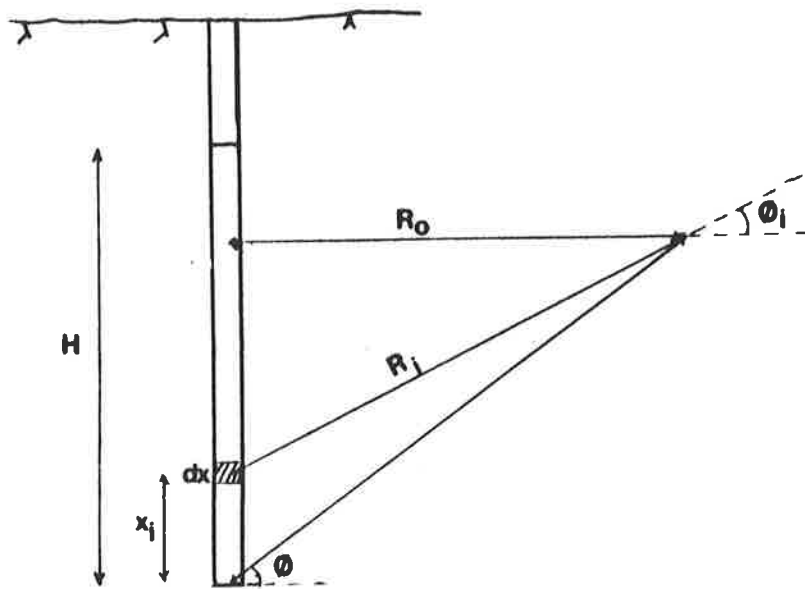
Measurement and reduction of the damage zone
in rock caused by blasting

Fil. kand. Roger Holmberg, Stiftelsen Svensk
Detonikforskning, Stockholm

Känner vi till i vilken utsträckning som en bestämd sprängämnesladdning påverkar berget vid en sprängning kan vi eliminera eller åtminstone i stor utsträckning minska framtida problem genom en vettig planering av sprängningsförfarandet. Det kan gälla tunnlar och berg-
rum där stenedfall kan få ödesdigra och kostsamma konsekvenser vid drivningen eller under den kommande driftsperioden för anläggningen i fråga. Det kan gälla underjordsbrytning där hållfastheten i kvarstående pelare äventyras och det kan gälla slänter i vägskärningar och dagbrott där en dåligt planerad sprängning medför att en brant slänt ej kan bibehållas, med dålig totalekonomi som följd.

Vid sprängningen uppkommer genom den plötsliga expansionen en kraftig vibration vilken utbreder sig i den omgivande bergvolymen och ger upphov till en deformation vars storlek avtar med avståndet. Den genererade spänningen är för ett elastiskt material direkt proportionell mot densitet, svängningshastighet och vågrörelsens utbredningshastighet. I närområdet kommer töjningen att bli så stor att materialet brister och permanenta skador uppstår. Om de permanenta skadorna kommer att ha betydelse för den utsprängda bergkonturens bestånd eller ej beror på skadornas karaktär, tidsexponering, påverkan av grundvatten och inte minst de skadade planens orientering i förhållande till konturen och dess statiska belastning.

Vid SveDeFo har vi med hjälp av svängningshastigheten, vilken är ett mått på töjningen, försökt finna ett samband mellan sprängskador och laddningsgeometri. Den omgivande bergmassan kan naturligtvis innehålla ett flertal potentiella svaghetsplan som tål en mindre svängningshastighetsnivå än bergmaterialet i sig självt. Men när jag i fortsättningen talar om skadezon menar jag det område där uppsprickning i bergmaterialet förekommer.



Figur 1. Genom integrering över laddningslängden kan partikelhastigheten vid en godtycklig punkt beräknas.

By integrating over the charge length the particle velocity at an arbitrary observation-point can be calculated.

Genom att använda oss av ett empiriskt samband mellan laddningsvikt, svängningshastighet och avstånd som grundats på mätningar från relativt stora avstånd från sprängningar, kunde vi genom integration över en godtycklig laddningslängd beskriva svängningshastigheten som

$$v = k L^{\alpha} \left[\int_0^H \frac{dx}{[R_0^2 + (R_0 \tan \theta - x)^2]^{\beta/2\alpha}} \right]^{\alpha}$$

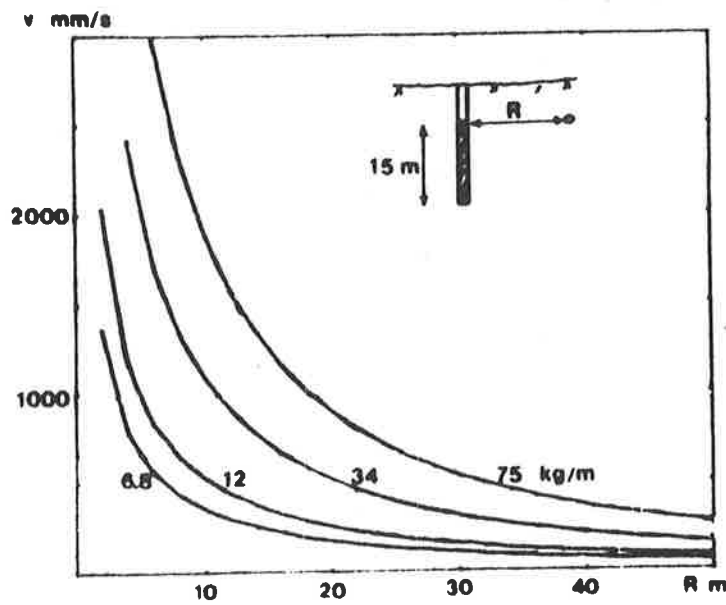
där

- v = svängningshastigheten i mm/s
- L = laddningskoncentration relativt ett referenssprängämne (kg/m)
- H = laddningshöjd (m)
- θ = vinkel till observationspunkt
- R_0 = avstånd till observationspunkt (m)
- $\alpha = 0.7$
- $\beta = 1.5$
- $k = 700$

Ovanstående formel ger den fördelen att svängningshastigheter som genereras i närheten av en utsträckt

laddning kan beräknas. De tidigare använda empiriska formlerna gäller i första hand för stora avstånd där laddningarna uppfattas som koncentrerade.

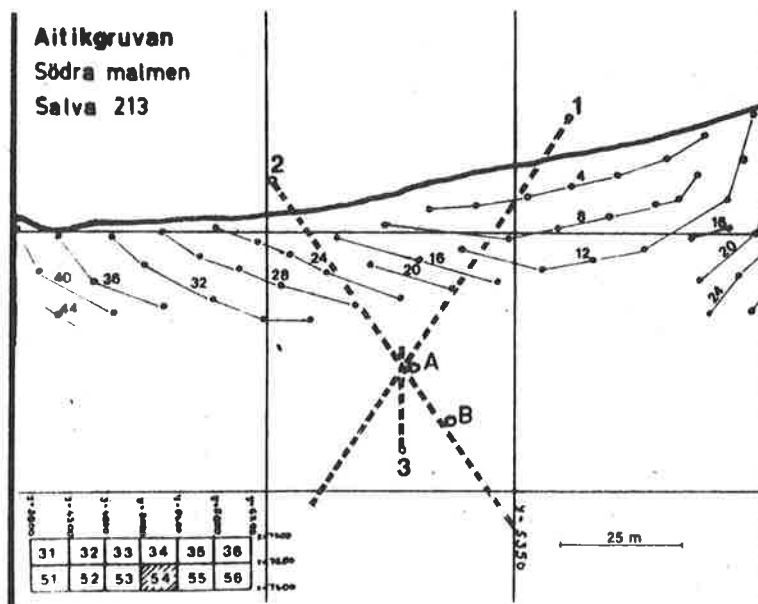
Figur 2 visar några beräkningar där ovanstående formel: använts.



Figur 2. Bilden visar en beräkning av svängningshastigheten för en 15 m lång laddning med varierande laddningskoncentrationer.

The curves represents the particle velocity as a function at the distance from a 15 m high explosive column with different charge concentrations per bore hole meter.

Inom projektet "Skonsam sprängning av slänter i dagbrott" som drevs tillsammans med bl.a. Aitik-gruvan och Boliden AB fick vi tillfälle att mäta svängningshastigheter och skadezoner vid sprängning av en produktionssalva i Aitik där 250 mm håldiameter användes.



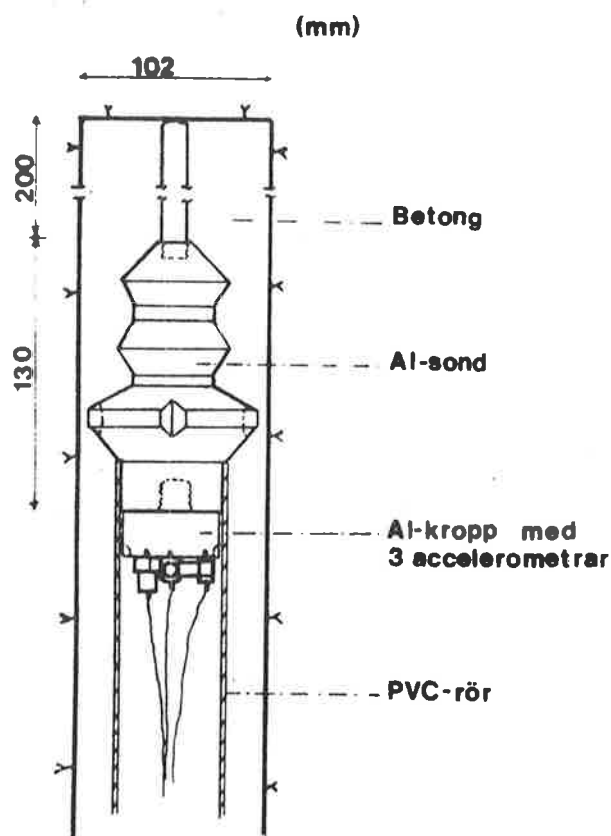
Figur 3. Diamantbörning utfördes före och efter en produktionssprängning för att fastställa skadezonen.

Diamond drilling was used in a production round before and after blasting to evaluate the damage zone.

Före sprängning diamantbörades 3 hål genom salvan och in i orört berg. Toron diamantbörningsutrustning användes och kärndiametern var 32 mm. Hålen krökningsmättes kontinuerligt för att följa upp hålavvikelsen. Hål nr 1 i figur 3 drevs 105 m och hål nr 2 90 m. De börades horisontellt så att de skulle korsa de befintliga sprickstrykningarna vinkelrätt. Hål nr 3 börades med 50° stupning så att foliationsriktningen skulle tväras vinkelrätt. Efter sprängning urbörades kärnor parallellt med de tidigare hålen och en sprickfrekvensjämförelse gjordes. Bergarterna utgjordes huvudsakligen av gnejs och pegmatit med en draghållfasthet mellan 5-15 MPa.

Ökningen i antal sprickor var i närområdet, möjligen med undantag av de första två metrarna, en tvåfaktor större efter sprängning. Sprickfrekvensjämförelsen mellan kärnorna visade att vid 23 m är sannolikheten 50% för att vi har skador orsakade av sprängningen och vi har 5% sannolikhet att skadorna sträcker sig längre bak än 32 m.

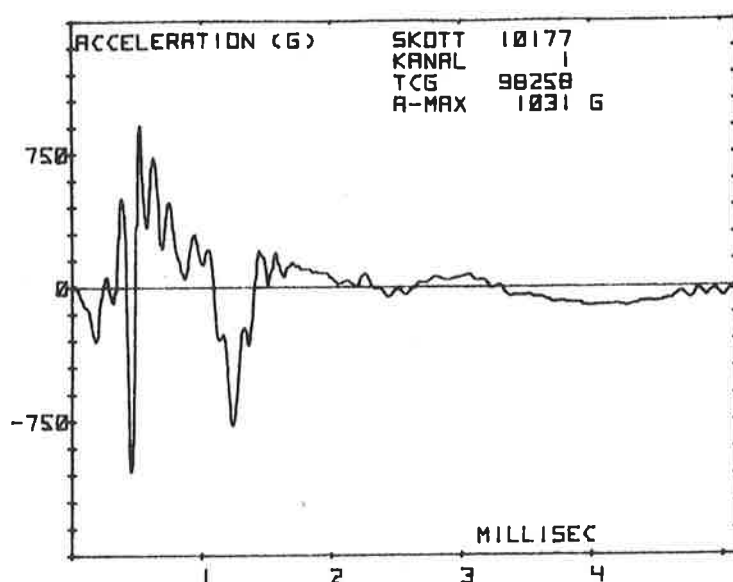
I samma salva utfördes mätning av de genererade accelerationerna. En aluminiumcylinder i vilken tre accelerometrar var monterade kunde med ett speciellt instrument nedföras i och fastskruvas i en tidigare fastgjuten aluminiumkropp.



Figur 4. Skiss av mätsond som används för accelerationsmätningar.

Sketch of probe used for the measurements of the acceleration.

Sonden i figur 4 användes för fastgjutning i ett uppåtriktat hål men tänker vi oss bilden upp-och-nervänd användes samma princip i Aitik. På aluminiumkroppen som gjuts fast sitter ett PVC-rör kring vilket betong även fylls. PVC-röret skyddar mot fukt och smuts. Genom röret kan sedan accelerometrarna införas och skruvas fast. Aluminium har genomgående använts i sonden eftersom metallen har ungefär samma akustiska impedans som berget.



Figur 5. Exempel på registrering av accelerationen.

Example of acceleration registration close to a detonating charge.

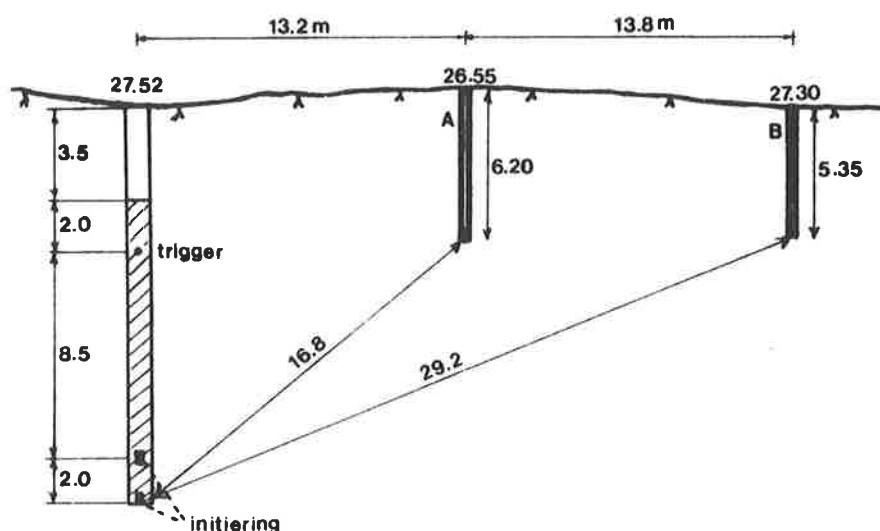
Via koaxialkabel och laddningsförstärkare bandades signalerna på en 14-kanalig FM-bandspelare av typ Sangamo Sabre III. Efter skott digitaliserades signalerna i en transient recorder och kunde numeriskt integreras för erhållande av svängningshastighet.

Accelerometrarna som användes är av fabrikat Brüel & Kjaer typ 4332, 4334 och 4368. Laddningsförstärkarna är av fabrikat Brüel & Kjaer typ 2626. Förbindelsen mellan laddningsförstärkare och accelerometer utgjordes av en "low noise" PVC-överdragen microdotkabel med kapacitansen 90 pF/m. Mellan laddningsförstärkare och bandspelare användes en koaxialkabel av typ RG59B/U med karaktäristisk impedans 75 ohm och kapacitansen 67 pF/m.

Tekniska data för FM-bandspelaren Sangamo Sabre III är:

Bandhastighet	1 7/8-120 inch per sec.
Frekvensområde	upp till 80 kHz beroende på bandhastighet.
Hastighetsavvikelse	± 0,1 o/oo.
Svaj	0,22% vid 120 ips, topp-topp.
Signalbrusförhållande	50 DB vid 120 ips.
Inimpedans	20 kΩ.
Utimpedans	< 10 Ω.
Stigtid	$6 \cdot 10^{-6}$ sek.
Overshoot	2%.
Utnivån	Normalt 1 V rms för 40% swing linear phase filter.

Två kanaler användes per givare för att erhålla två mätområden. Utvärderingen av resultaten har gjorts via en transientrecorder Nicolet 1090A Explorer och en bordsdator HP 9830.



Figur 6. Försöksgeometri vid mätning i närheten av produktionssalvan i Aitik. Laddningen utgjordes av 800 kg TNT-slurry.

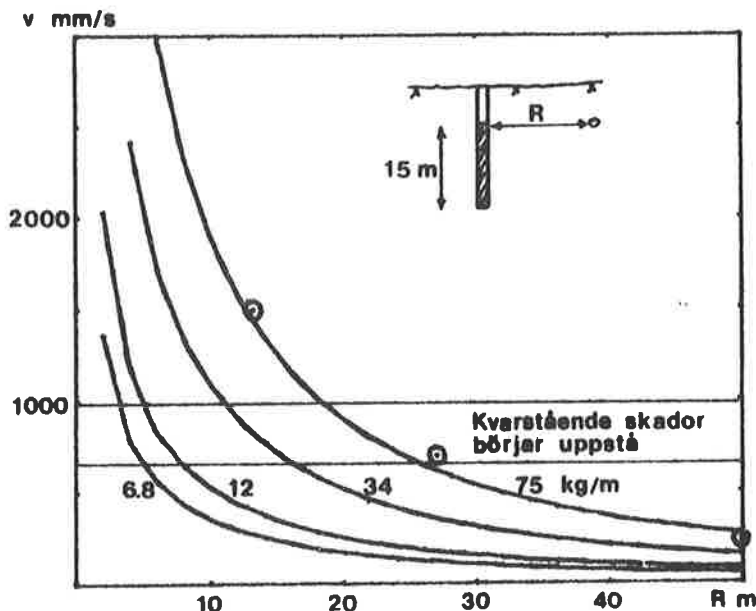
Experimental arrangement for acceleration measurements close to a hole loaded with 800 kg of TNT-slurry.

Eftersom flera intervall användes och enär ett flertal hål sprängdes i samma intervall nedsänktes en jonisationskontakt som skulle fungera som trigger (se figur 6). När detonationsvågen passerade triggern urladdades en kondensator och gav upphov till en puls vilken bandades på en av FM-bandspelarens kanaler. Med hjälp av denna indikation kunde vi vid resultatsutvärderingen enkelt tidsbestämma när det närmsta hålets slurrypelare initierats och när integreringen av den registrerade accelerationen skulle påbörjas.

De experimentellt bestämda svängningshastigheterna stämde förvånansvärt bra med de teoretiskt beräknade värdena. I figur 7 representerar de små cirklarna de experimentella värdena. De teoretiska värdena utgörs av laddningskoncentrationskurvan betecknad med 75 kg/m.

De horisontella linjerna vid 700 respektive 1000 mm/s i figur 7 täcker in den skadezon på ca 23 m som kunde konstateras via diamantbörningarna.

Enligt figur 7 har man relativt stora skadezoner för den laddningsgeometri som illustrerats. D v s en 15 m lång laddning. Genom att dela upp laddningen och initiera de korta laddningarna var för sig är det naturligtvis möjligt att minska skadezonen med bibehållen laddningsdiameter.

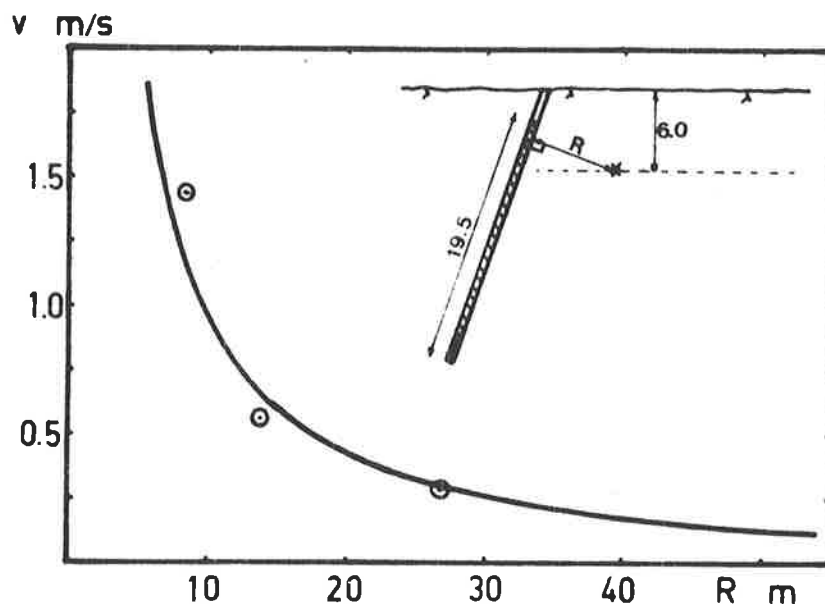


Figur 7. Diamantbörningarna och svängningshastighetsmätningarna indikerade att skador i berget uppstår vid 700-1000 mm/s.

Diamond core drillings and peak particle velocity measurements indicate that damage in the rock is established around 700-1000 mm/s.

I Aitik fick vi även tillfälle att utföra en mätning där laddningskoncentrationen 32 kg/m användes i 171 mm hål. En 19.5 m lång laddning användes och givarna var placerade på avstånden 8.5, 13.9 och 26.9 m.

Överensstämmelsen mellan experimentella och beräknade värden var, som framgår av figur 8, lika god i detta fall. Figur 8 visar att om sprickor uppstår vid 700-1000 mm/s skulle skadegränsen legat omkring 12 m från laddningen.

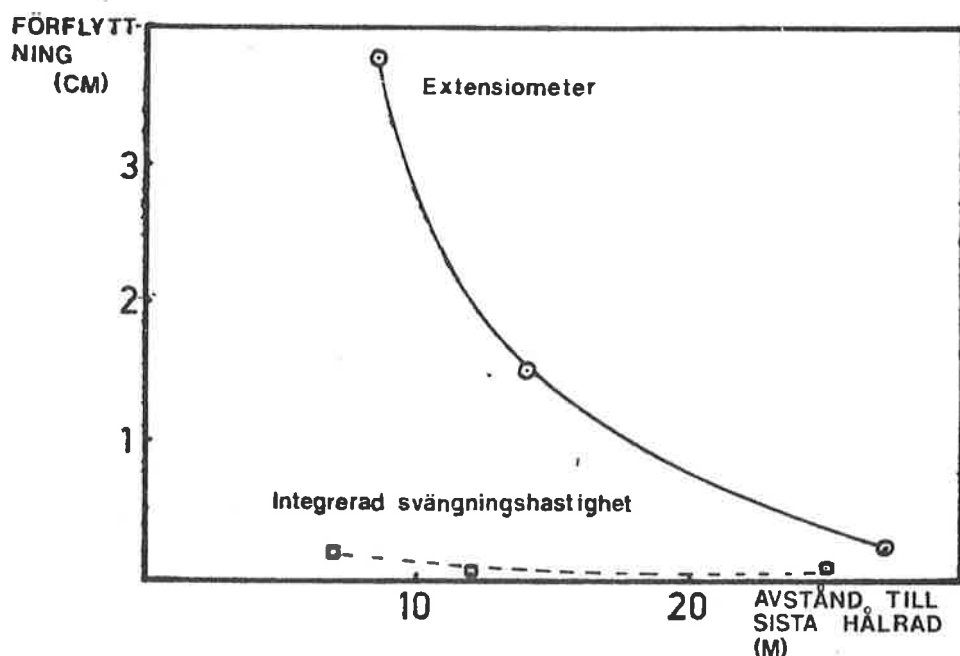


Figur 8. Experimentella och beräknade svängningshastighetsmätningar för en 19.5 m lång laddning med koncentration 32 kg/m.

Experimental and calculated particle velocities for a 19.5 m long charge with the concentration 32 kg/m.

Vid samma försök utförde Boliden en mätning av den kvarstående förskjutningen medelst 3 st 25 meters extensiometrar placerade mellan 8.5 - 27 meter bakom salvan med samma lutning som 171 mm hålen.

Resultatet från denna mätning visade på en kvarstående förskjutning av nästan 4 cm på 8 m avstånd från salvan. På 26 m avstånd var förskjutningen 3 mm.



Figur 9. Kvarstående förskjutning som uppmätts via extensiometer.

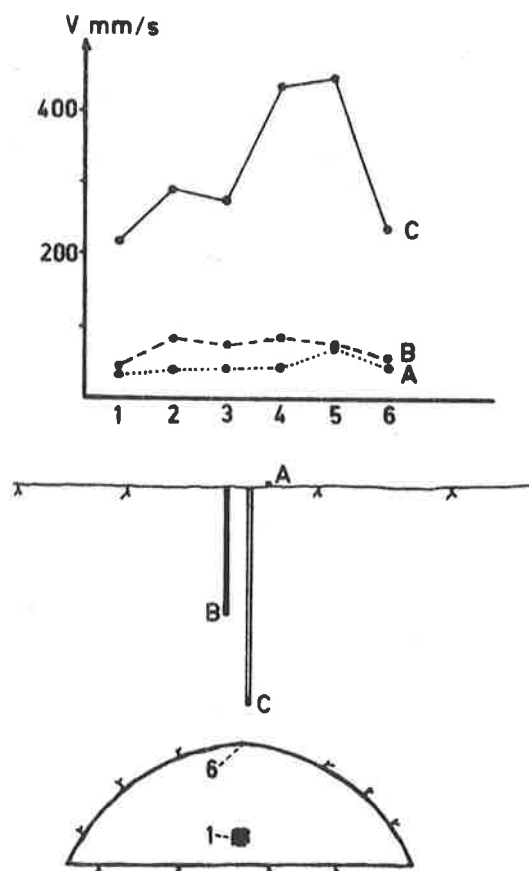
Residual deformations behind the round.
25 m extensimeters have been used for the measurements.

Genom att integrera de vertikala accelerationsmätningarna två gånger erhöles förflyttningar i de punkter 6 m under ytan där accelerometrarna var fastsatta. Dessa värden finns även inprickade i figur 9. Trots att två integreringar troligen ger ett mycket osäkert resultat av förflyttningen kan man konstatera att den fria ytan medfört att största kvarstående deformationer sker i berget närmast ytan.

Accelerationsmätningar har även utförts i närheten av klenare hål. Vid drivning av Västerleden i Göteborg fick vi inom ett projekt som Nitro Consult drev tillfälle att mäta vid tre olika avstånd från en tunnel (se figur 10). Från mätpunkt A till tunneln är avståndet 14 m och från C är det 2 m. Salvorna laddades med varierande sprängämnen i konturen så att olika grad av skadedjup skulle kunna studeras mellan de skilda tunnelsalvorna.

Det är intressant att notera från figur 10 att hålraden närmast periferiraden som laddats med ANFO ger större svängningshastigheter och således större skador än periferiraden vilken laddats med 17 mm Gurit.

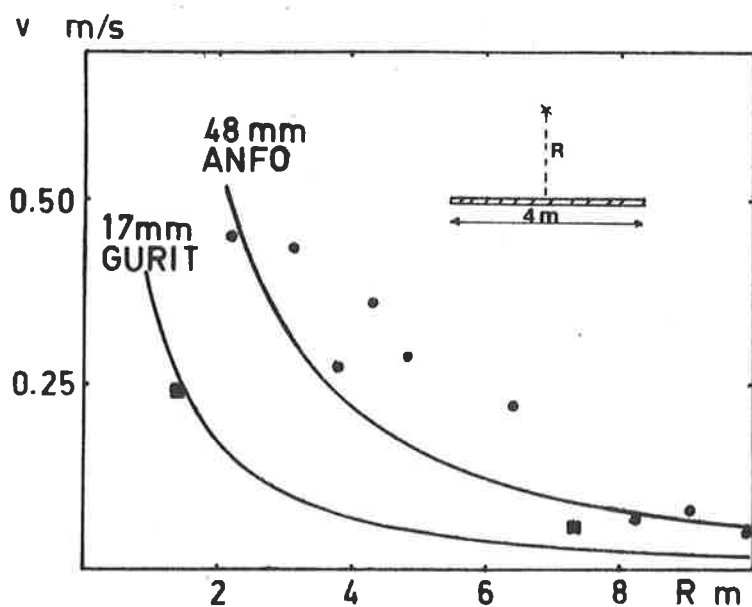
I diagrammet överst i figur 10 betecknar siffrorna 1-6 på x-axeln var hålen är placerade. Siffran 1 betecknar ett hål i kilen, siffran 6 betecknar ett hål i periferiraden och 2-5 står för hål i de mellanliggande raderna.



Figur 10. Svängningshastighetsmätningar i närheten av Västerledstunneln där 48 mm håldiameter användes.

Particle velocity measurements close to a road tunnel in Gothenburg where 48 mm hole diameter were used in the blasting operation.

Resultatet från tunnelmätningarna var tillfredsställande trots att vissa hål hade en betydligt större inspänning än vid pallsprängning.



Figur 11. Experimentella och beräknade svängningshastigheter för tunnelsprängning i Göteborg, Västerleden.

Experimental and calculated particle-velocities from the tunnel-driving in Gothenburg.

För gnejs och graniter med likartade materialegenskaper har vi erhållit mycket god överensstämmelse mellan experimentella och beräknade svängningshastigheter. De skadezoner som inrapporterats från svenska och utländska källor stämmer också väl överens med de skadegränser vi erhåller för likartade laddningar om vi använder oss av skadekriteriet på 700 - 1000 mm/s. Detta gäller i hela registret från laddningskoncentrationer på 75 kg/meter ner till 0.2 kg/meter.

Jag tror att vi med dessa mätningar funnit ett bekvämt redskap för att kunna förutsäga skador i berg.

Det finns dock fortfarande en mängd intressanta saker att undersöka som t.ex. inspänningens och den fria ytans inverkan, om en laddning med luftspalt ger mindre skador, jämförelse mellan svängningshastighet och dynamiska spänningsmätningar samt hur olika prestanda hos sprängämnet inverkar på sprickbildningen.

Summary

This paper describes the acceleration measurements which have taken place close to explosive charges. Charge concentrations from 0.2 - 75.0 kg per bore hole meter have been used in the experiments. The rock materials have been pegmatite, gneiss and granite with tensile strength of 5-15 MPa. A mathematical model describing peak particle velocity as a function of charge concentration, distance and explosive column length agree very well with the experimental velocities evaluated through integration of the acceleration measurements. Rock damage measurements indicate that cracks are induced or enlarged in the region where the peak particle velocity reaches 700-1000 mm/s. The mathematical model can together with the established damage criteria be used for predicting the damage zone of an arbitrary charge.

REFERENSER

1. D'Andrea, D.V.,
Fischer R.L. and
Hendrickson
Crater Scaling in Granite
for Small Charges.-
Bu.Mines Rept. of Inv.
7409, 1970, 28 pp.
2. Olson, J.J.,
Willard, R.J.,
Fogelson, D.E. and
Hjelmstad K.E.
Rock Damage from Small
Charge Blasting in Granite.-
Bu. Mines Rept. of Inv.
7751, 1973.
3. Siskind, D.E.,
Steckley, R.C. and
Olson, J.J.
Fracturing in the Zone
Around a Blasthole, White
Pine, Mich.-
Bu. Mines Rept. of Inv.
7753, 1973, 20 pp.
4. Siskind, D.E. and
Fumanti, R.R.
Blast-produced Fractures
in Lithonia Granite.-
Bu. Mines Rept. of Inv.
7901, 1974, 38 pp.
5. Holmberg, Roger
Studiebesök vid några
nordamerikanska gruvor.-
SveDeFo, DS 1977:15, sid.37.
6. Sjöberg, Conny
Sprängteknisk konferens
Karlskrona, 14 jan. 1972.
7. Holmberg, Roger och
Krauland, Norbert
Undersökning av sprick-
frekvens före och efter
sprängning med 250 mm hål
i Aitik.-
SveDeFo, DS 1977:12
8. Stagg, Zienkiewicz
Rock Mechanics in Engineering
Practice.- John Wiley & Sons,
London (1968).
9. Vorob'ev, I.T., et al
Features of the Development
and Propagation of the
Rayleigh Surface Wave in
the Dzhezkazgan Deposit.-
Soviet Mining Science,
vol. 8, nr. 6, pp. 634-639
(1972).
10. Langefors, U. och
Kihlström, B.
The Modern Technique of
Rock Blasting. - Almquist
& Wiksell, Stockholm (1967).
11. Lundborg, Nils
Markvibrationers beroende av
laddning och avstånd. -
(SveDeFo) Rapport DS 1977:2
(1977)

12. Holmberg, Roger Sammanställning av ett antal markvibrationsmätningar.- (SveDeFo) Rapport DS 1977:9 (1977).

13. Nichols, H.R.,
 Johnson, C.F. and
 Duvall, W.I. Blasting Vibrations and their Effects on Structures.- (Bureau of Mines) Bulletin 656.

14. Starfield, A.M. and
 Pugliese, J.M. Compression waves generated in rock by cylindrical explosive charges. A comparison between a computer model and field measurements. - Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol.5, pp. 65-77, Pergamon Press (1968).

15. Persson, P.A.
 Holmberg, R. och
 Persson, G. Skonsam sprängning av slänter i dagbrott.- BeFo Bergmekanikdag 1977. (SveDeFo) Rapport 1977:4.

16. Holmberg, R. och
 Krauland, N. Undersökning av sprickfrekvens före och efter sprängning med 250 mm hål i Aitik.- (SveDeFo) Rapport DS 1977:12.

17. Byron, F. Murphey Particle Motions near Explosions in Halite. - Journal of Geophysical Research, vol. 66, No.3, March, pp. 947-958 (1961).

18. Pazdanikov, N.V. Calculating the stability of underground workings of the "Magnetite" mine against seismic blast waves. - Fiziko-Tekhnicheskije Problemy Razrabotki Poleznykh Iskopaemykh, No. 6, pp. 29-35, Nov-Dec (1974).

19. Mosinets, V.N., et al Operational Method of Estimating the Seismic Effect of Blasting. - Fiziko-Tekhnicheskije Problemy Razrabotki Poleznykh Iskopaemykh, No. 4, pp. 38-41, July-Aug. (1971).

20. Holmberg, R. Mätning av svängningshastigheten i närområdet till grov- och klenhålskransar vid skivrasbrytning i Malmberget. -(SveDeFo) Rapport DS 1978:3
21. Holmberg R, Nord, G. och Persson, P.A. Bergskador vid kontursprängning. - (SveDeFo) Rapport DS 1978:2
22. Holmberg R., och Persson, P.A. Markvibrationsmätningar vid sprängningars när-område i Boliden AB:s Aitikgruva. - (SveDeFo) Rapport DS 1978:1.
23. Holmberg, R. Persson, P.A. The Swedish Approach to Contour Blasting. - Fourth Conference on Explosives and Blasting Technique. New Orleans, Louisiana, USA. Febr. 1-3, 1978.
24. Svanholm, B.O., Persson, P.A. and Larsson, B. Smooth Blasting for Reliable Underground Openings. - Rockstore 77, Session 1, pp. 37-43. Sweden, September 5-8, 1977.
25. Lundborg, N. Holmberg, R. och Persson, P.A. Markvibrationers avstånds- och laddningsberoende. - BFR-rapport R11:1978, Statens råd för byggnadsforskning, Stockholm (1978).

DISKUSSION

Professor Hans Helfrich, BeFo, Stockholm

Ove Stephanssons föredrag "Seismik för ytuppsprucket berg" leder tankarna till relationen mellan undersökningens dimension och målsättning.

När man betraktar sprickor som sträcker sig 20-60 cm från bergytan in i en bergvägg, som är t ex 30 m hög, tycks dessa sakna bergteknisk betydelse i sammanhanget. I praktiken uppnås nämligen tillräcklig stabilitet efter skrotningen och enkla förstärkningsåtgärder.

Däremot skulle det vara mycket intressant att studera metodens möjligheter till lokalisering av uthålliga bergväggsparallella sprickor. Sådana ej observerade sprickor några meter inne i berget utgör allvarliga riskkällor.

Min fråga är: Förväntas att den presenterade metoden kan utvecklas till att registrera om det finns bergtekniskt betydelsefulla sprickor, dess antal och djupläge?

Provessor Ove Stephansson, Högskolan i Luleå, Luleå

Professor Helfrich ifrågasätter relationen mellan undersökningens dimension och målsättning och menar att sprickor exempelvis från sprängning eller sprickor från överskriden berghållfasthet som sträcker sig 20-60 cm från bergytan in i en bergvägg som är 30 m hög saknar bergteknisk betydelse. Den bedömningen vill jag inte skriva under på.

Den metod vi arbetat med är ingalunda begränsad till bergväggar som är 30 m höga, utan är avsedd att kunna användas allt från stora dagbrottsslänter till bergväggarna i små tunnlar och orter. I det senare fallet kan vi förvänta oss de sprickdjup som Helfrich talar om, men i stora slänter och bergväggar går de med all sannolikhet djupare. Hur djupt in de går kan studeras med den metod vi lanserat. Metoden är bäst ägnad att registrera sprickor som bildar trubbig till rät vinkel med bergytan. Den framtagna teorin kan icke användas för att registrera sprickor som löper parallellt med bergväggarna. Här kan dock konventionell teori för refraktionsseismik tänkas användas. Som svar på Helfrichs avslutande frågor kan vi säga:

- a) metoden kan registrera bergtekniskt betydelsefulla sprickor
- b) metoden är icke ägnad att bestämma deras antal, det låter sig göras om sprickdjupet är känt

- c) metoden är avsedd att bestämma sprickdjupet på sprickor som bildar trubbig till rät vinkel med bergytan.

Ingenjör Menachem Finkel, K T H, Avd f Bergteknik, Sthlm

De artificiella sprickorna i betongblocket var luftfyllda utgår jag ifrån. Sprickorna som ni mätte på i MalMBERGET, var de också luftfyllda? Om vi skall använda metoden i praktiken tror jag att vi måste ta hänsyn till att sprickorna oftast är fyllda antingen med något sekundärmaterial eller med vatten. Dessutom måste man kunna bestämma sprickvidden på något sätt.

Professor Ove Stephansson

Sprickorna i betongblocken är gjutna med hjälp av metallplattor klädda med plastfolie. Efter gjutningen drog vi upp metallplattorna och kvar satt plastfolien. Därefter vibrerades betongblocken och då pressades luften ur de konstgjorda sprickorna. Sedan blocken brunnit gjorde vi försöksserien och provade även med vattenfyllda sprickor, men detta är inte utvärderat ännu. Generellt kan man säga att för P-vågen förväntar man sig en variation i hastigheten men för skjuv-vågen bör det inte bli någon skillnad eftersom en skjuvvåg inte transmitteras genom vatten.

Fil dr Nils Lundborg, Stift Svensk Detonikforskn. Sthlm

Jag har en fråga eller kommentar till Gunnar Wijks föredrag. Han nämnde att hans resultat skiljer sig ifrån mina och det är ju inte så förvånande eftersom vi har använt olika metoder. Jag håller med honom om att hans metod är mycket mer renodlad, men det som förvånar mig lite grand är att hans resultat tycks skilja sig ifrån sig själva. Han kom nämligen fram till att Weibullkonstanten är mycket stor, det måste också medföra att vi inte har någon spridning, men hans figurer visade trots detta en avsevärd spridning i hållfasthet. Tag det enklaste fallet, att vi har samma diameter men olika längd. Om vi nu kapar den längsta biten i många små bitar och om vi då får en spridning i hållfastheten med ett visst medelvärde då skulle vi ju om vi hade mätt på den långa biten rimligtvis fått ett lägre hållfasthetsvärde och således ett volymsberoende. Det vore intressant om Gunnar Wijk har någon förklaring till detta. Weibull har ju visat att om vi har en spridning, har vi också ett volymsberoende.

Civilingenjör Gunnar Wijk, Atlas Copco MCT AB, Sthlm

Först vill jag understryka, att våra resultat inte skiljer sig åt i den bemärkelsen, att både Lundborgs Brasilienprov och mina Point Load-prov ger ett draghållfasthetsindex, som avtager med ökande provstorlek.

Vidare vill jag påpeka att när vi började med enaxliga draghållfasthetsprov förväntade vi oss att också där få en tydligt avtagande draghållfasthet, precis som Lundborgs exempel föreskriver. Vi blev således minst sagt förvånade över det experimentella resultatet, men det torde inte råda något tvivel om, att resultaten är korrekta, särskilt med tanke på att alla prov med diametern $d \leq 42$ mm visade den förväntade slumpvisa fördelningen av brottställens längs provkärnans längd. Det som eventuellt kan vara störande i våra resultat, är det faktum, att spridningen är så relativt sett olika från ett prov till ett annat. Den enda förklaringen här till, som jag har kunnat tänka mig, är att när man tar ut borrhärdarna ur ett bergblock tar man alla med en viss diameter på ett ställe efter varandra och andra med annan diameter på andra ställen. Spridningen skulle således kunna återspegla eventuella inhomogeniteter i stenen, men jag erkänner, att detta är en ganska lös förklaring.

Däremot anser jag inte, att Weibull generellt har visat, att har vi en spridning, har vi ett volymsberoende. Detta gäller visserligen för hans modell, men det finns inget som säger att ett material måste följa hans modell. Till yttermera visso medför Weibulls modell att spridningen skall avtaga med ökande provvolym, närmare bestämt så att kvoten mellan spridning och medelvärde är konstant. Detta faktum förbigås ofta vid jämförelse mellan experiment och Weibulls teori, vilket givetvis är felaktigt att göra. Exempelvis motsvarar Weibullparametern $m = 6$ en spridning svarande mot en relativ standardavvikelse på ungefär 20 %. Den relativa spridningen i figur 2 följer inte alls denna regel och det gör ju inte heller Lundborgs Brasilienprov, där $m = 6$ fås från en analys av medelvärdenas volymsberoende, men den relativa spridningen är av storleksordningen 5 %.

Sammanfattningsvis ifrågasätter jag således att Weibulls modell kan användas för att beskriva draghållfasthetens volymsberoende för Bohusgranit. Huruvida detta också gäller andra bergarter återstår att se. För närvarande förbereder vi prov med Lemunda sandsten och Ekebergsmarmor.

Bergsingenjör Norbert Krauland, Boliden Metall AB,
Boliden

Gunnar Wijk har satt draghållfastheten i relation till volymen och det är ett intressant och viktigt samband. Om man i stället för provkroppens hela volym tar den volym av provkroppen som är utsatt för spänningar som leder till brott kommer man att få ett annat samband än det Wijk beskriver. I direkt dragning är hela provkroppen utsatt för ett praktiskt taget homogent spänningsfält och den volym av berg som är utsatt för brottspänning är praktiskt taget identiskt med provkroppens volym. I det brasilianska provet är det bara en mindre del av provkroppen som är utsatt för spänningar i höjd med bergets brotthållfasthet. Sambandet mellan volymen utsatt för kritiska spänningar och brottspänningens storlek har undersökts ganska detaljerat av Durelli 1). Han har då jämfört en rad olika testmetoder. Han har undersökt böjning, en form av punktlasttestning och även ett homogent spänningsfält. För detta ändamål har han utvecklat en så kallad Theta provkropp. Det är i princip en ring med en tvärbalk. Trycker man på ringen så utsätts tvärbalken för dragspänningar, det är alltså ett direkt dragspänningstest. Han har konstaterat ett klart volymsberoende i samtliga tester, varvid han, förutom att variera testmetod, även varierade provkroppens storlek och material. Resultaten visade ett klart volymsberoende hos draghållfastheten och god överensstämmelse mellan testmetoderna, om man beaktade att endast den kritiskt belastade volymen är relevant för detta samband.

Civilingenjör Gunnar Wijk

Durellis θ -test är mig tyvärr inte bekant, men jag skall snarast skaffa information därom. Det skall bli intressant att bland annat se om den relativa spridningen är oberoende av provvolymen, jämför mitt föregående svar till Nils Lundborg.

Beträffande de indirekta draghållfasthetsproven är det anmärkningsvärt att de lägre, men relativt homogena dragspänningarna i provkroppens centrum vid brott överensstämmer mycket bättre med den enaxliga draghållfastheten än de mycket högre men i mycket begränsade volymer förekommande dragspänningarna nära belastningarna. Det är ju detta faktum, som gör, att man mycket väl kan använda punktlastprov eller Brasilienprov som applikationer på draghållfastheten, när allt kommer omkring.

1) Durelli, A J, Parks, V: Relationship of site and stress gradient to brittle failure stress. Proc. 4th US National Congress of Applied Mech. 1962, ASME, pp 931-938

Professor Ove Stephansson

Runt om i världen har man börjat titta alltmer på residualspänningar i berget. Jag kan inte säga med säkerhet idag att residualspänningarna har en stor betydelse men jag tror det är en faktor som man måste studera i anslutning till den här typen av tester. Det finns indikationer som tyder på det.

Civilingenjör Gunnar Wijk

Ja om det finns residualspänningar i en kropp är det självklart att man måste ta hänsyn till dem. Problemet är att fastlägga om det finns det och i så fall hur man skall ta hänsyn till dem. Det gäller för ö inte bara enaxliga draghållfasthetsprov utan vilka hållfasthetsprov som helst som man gör. Finns det residualspänningar i det ena fallet så finns det i det andra fallet och då lär det rimligtvis också påverka de proven på något okontrollerbart sätt.

AVSLUTNING

Tekn dr Sten G A Bergman

Jag vill från BeFos programstyrelse framföra ett tack till dem som har haft ansvaret för och har anordnat 1978 års Bergmekanikdag. Och som också har fört den "i hamn" på ett i allo lyckat sätt.

Alldeles särskilt tycker jag vi skall tacka Ingvar Janelid, som i många år axlat ansvaret att dels vara ordförande i bergmekanikdagarnas programkommitté, dels fungera som ordförande under diskussionsdagarna. Det har han gjort "med den äran". Eftersom det inte tycks vara alldeles säkert att vi nästa år återfinner honom här ledande förhandlingarna, tycker jag vi skall ge Ingvar en extra varm applåd, när vi idag tackar alla dem, som ordnat med programmet.

