

BeFo

Bergmekanikdag 1976

Föredrag och diskussioner

Stiftelsen Bergteknisk Forskning - BeFo

Nr 23

**Föredrag och diskussioner vid
BERGMEKANISKT DISKUSSIONSMÖTE
I STOCKHOLM 10 FEBRUARI 1976**

**Papers presented at
Rock Mechanics meeting
in Stockholm 10 feb. 1976**

Stiftelsen Bergteknisk Forskning - BeFo

Swedish Rock Mechanics research foundation

STOCKHOLM 1976

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

=====

Sidan

INLEDNINGSANFÖRANDE

Professor Ingvar Janelid, KTH, Stockholm 1

BERGMEKANISKA KONSTRUKTIONSMETODER SAMMANFATTNING AV BERGMEKANIKSYMPOSIET I MINNEAPOLIS 1975

Tekn lic Tommy Groth, KTH/Bergteknik, Stockholm 6

ROCKSTORE 77

BERGLAGRINGSYMPOSIUM I STOCKHOLM 1977

Direktör Carl-Olof Morfeldt, Hagconsult AB, Stockholm 26

BERGMASSORS KLASSIFICERING

GEO-KARTERING AV BERGRUM OCH TUNNLAR - ETT KRAV

Direktör Carl-Olof Morfeldt, Hagconsult AB, Sthlm 30

ISRM:s KLASSIFICERINGSKOMMISSIONS FÖRSLAG TILL "BASIC GEOTECHNICAL CLASSIFICATION OF ROCK MASSES"

Civilingenjör Magnus Bergman, Hagconsult AB, Sthlm 53

UNSUPPORTED UNDERGROUND OPENINGS

Dr Nick Barton, Norges Geotekniske Institutt, Oslo 61

ZON (-RQD) SOM UNDERLAG FÖR BERGKLASSIFICERING

Professor Hans Helfrich, Stiftelsen Bergteknisk
Forskning - BeFo, Stockholm 95

REFRAKTIONSSEISMIK I SAMBAND MED FÖRUNDESRÖKNING AV BOLMEN-TUNNELN. RESULTAT AV JÄMFÖRANDE MÄTNINGAR

Fil dr Roy Stanfors, Geologiska Inst, Lunds Univer-
sitet, Lund
Ingenjör Mats Alestam, AB Sydvatten, Malmö 104

DISKUSSION 110

STORA BERGRUM

KRAV PÅ BERGRUM VID FÖRLÄGGNING AV KÄRNKRAFT UNDER JORD

Civilingenjör Tord Lindbo, Statens Vattenfallsverk,
Stockholm 117

BEDÖMNING AV STORA BERGRUMS STABILITET MED FINITA ELEMENTMETODEN

Tekn lic Tommy Groth, KTH/ Bergteknik, Stockholm 126

STORA GRUVVRUM - RESULTAT AV INVENTERING Tekn lic Sten Bjurström, Stiftelsen Bergteknisk Forskning - BeFo, Stockholm	142
BERGSPÄNNINGSMÄTNING SOM UNDERLAG VID PROJEKTE- RING AV STORA BERGRUM Docent R Hiltcher och avd ing L Strindell, Statens Vattenfallsverk, Stockholm	151
BERGMEKANISK FORSKNINGSPOLICY - NU OCH FRAMDELES Direktör Jan Boman, Svenska Gruvföreningen, Sthlm	159
<u>BERGFÖRSTÄRKNING OCH TÄTNING</u>	
TÄTNING AV BERGTUNNLAR PROJEKTERINGSMETODIK, INJEKTERING OCH FÖRSTÄRKNING Överingenjör Lars Lysén, Göteborgs va-verk, Gtbg Fil lic Kai Palmqvist, Bergab, Göteborg	166
SPRICKVATTENTRYCKSMÄTNINGAR - ERFARENHETER AV FÄLTMÄTNINGAR I TRE STOCKHOLMSTUNNLAR Fil lic Göran Bergman, BERGKONSULT Sven Tyrén AB, Stockholm	189
BERGBULTSYSTEMS FUNKTIONSSÄTT BeFo-projekt nr 5 Tekn lic Agne Rustan, Avd f Bergteknik, Högskolan i Luleå	197
FÖRSTÄRKNING AV BERGSKÄRNING I GLIDBENÄGET BERG NÄRA BYGGNADER Ingenjör Lennart Karlsson, Bergsäker Konsult AB, Göteborg	202
PASSAGE AV 12 M SVÄLLBERGSZON MED 100 M ² TUNNEL Tekn dr Sten G A Bergman, Stocksund Överingenjör Sten Brännfors, AB Skånska Cement- gjuteriet, Stockholm Civilingenjör Olle Dahlin, AB Vattenbyggnadsby- rån, VBB, Stockholm	209
UNDERSØKELSE AV RASSONE I RØRVIKSKARET VEGTUNNEL Geolog Arne Grønhaug, Vegdirektoratet, Veglabo- ratoriet, Oslo	227
TÄTNINGS- OCH FÖRSTÄRKNINGSARBETEN VID STN KUNGSTRÄDGÅRDEN Civilingenjör Erik Malm, Stockholms Gatukontor, Stockholm	238

Sidan

ALLMÄN DISKUSSION

244

AVSLUTNING

Professor Ingvar Janelid, KTH, Stockholm

249

Direktör Jan Boman, Svenska Gruvföreningen,
Stockholm

249

INLEDNINGSANFÖRANDE

Professor Ingvar Janelid, K T H, Stockholm

Årets Bergmekanikdag, som arrangeras i BeFos regi, är den 10:e i ordningen sedan de årligen återkommande diskussionsmötena började i IVA:s regi. Följdriktigt har vi även i år fått jubileumsanslutning med 380 deltagare. Som ansvarig för det programråd, som sätter samman innehållet i denna informations- och diskussionsdag, hälsar jag alla varmt välkomna.

Som en kort information om BeFos verksamhet kan nämnas följande. Stiftelsen Bergteknisk Forskning - BeFo har sin verksamhet uppbyggd kring ett flerårigt ramprogram och ett antal sk särprojekt. Det ramprogram för 1975 - 1977, som träffats i ett avtal med STU, har i stort sett följts.

Tabell I ger en uppfattning om programmets omfattning och fördelning på olika problemområden. Den i tabellen angivna penninginsatsen på 1,4 milj kronor för 1975-76, liksom särprojektet, återspeglar inte hela verkligheten. Genom de stora naturinsatser, som industrin gör i dessa projekt och i anslutning till andra pågående projekt, blir totala insatserna avsevärt större än vad tabellen anger. Värdet av sådana insatser, utöver BeFos budgetram, kan uppskattas till mer än 1 milj kronor.

Som exempel på viktiga projekt i ramprogrammet kan nämnas geologiska förundersökningar, FEM-tillämpning, bult- och sprutbetongförstärkning, Anfo-sprängning samt hetvattenlagring. Bland särprojektet och i nära anslutning till övriga BeFo-projekt, bearbetas blockkrasbrytning och igensättningsbrytning med tillämpning av FEM-beräkningar på gravitationsflöden, deformationsparametrar för fyllnadsmaterial vid igensättning m m. Ett ganska stort projekt, som berör såväl gruvor som anläggningsindustri, är under förberedning och benämnes "Näslidenprojektet". Detta är ett samarbetsprojekt mellan Boliden och högskolorna i Stockholm och Luleå.

Genom att en rad av BeFos projekt förlagts till högskolor och institutioner, sker genom samarbete en mycket betydelsefull uppbyggnad av resurser i form av kunskaper, personal och laboratorier, vilka resurser är nödvändiga för en framgångsrik forskning.

För den som är särskilt intresserad av BeFos organisation och arbetsformer, hänvisas till BeFos verksamhetsberättelse.

Beträffande andra organisationer, som är av betydelse för forskning och utveckling inom bergmekanikområdet kan nämnas:

Byggnadsgeologiska sällskapet

Denna organisation samarbetar med International Association of Engineering Geology, IAEG. Ordförande i sällskapet är överingenjör Erik Saare vid Statens Provningsanstalt. Medlemsantalet i sällskapet är ca 400. I sällskapsprogram ingår all sådan geologi, som har betydelse för byggnader i olika former, såsom grunder, bergrum, byggnadssten etc. Förutom föredrag av inhemska specialister, anlitas experter från utlandet. I årets program kommer bl a att behandlas jordbävningars inverkan på byggnader, med deltagande från USA och England.

IVA:s kommitté för underjordsbyggande

IVA:s kommitté för underjordsbyggande verkar som bekant för "sunt" nyttjande av underjorden under ordförandeskap av professor H C Fischer. Organisationen är svenskt nationalorgan för International Tunnelling Association, ITA. Inom denna har kommittén tagit förhållandevis aktiv del i verksamheten bl a är H C Fischer vice ordförande i ITA. ITA höll 1975 årsmöte i München och kommer att i mars 1976 hålla möte i London. Kommittén har även ställt sig bakom utredningsprojektet UNDERMARKSPLANERING, som genomförts av en arbetsgrupp under ledning av kommittéledamoten arkitekten Birger Jansson vid VBB. Denne har även svarat för presentation av utredningen inom ITA, där Sverige ansvarar för arbetsgruppen Underground planning. Utöver denna har ITA arbetsgrupper för

- 1) Contractual Sharing of Risks
- 2) Standardization - Classification Systems
- 3) Research in progress - Research Needs

Kommittén har även ålagts att svara för bilateralt samarbete med USA i bergtekniska frågor. Inom detta har studiegrupper utvärderat möjligheterna till forskningsutbyte och f n planeras en rad aktiviteter med anledning härav. Betr detaljer hänvisas till utgivna rapporter från studiebesöken.

Utöver detta deltar kommittén i bl a följande aktiviteter:

- Exportrådets mission "Underground Construction Mission" till USA 1976
- Rock Store -77
- Statistik betr underjordbyggnad
- utgiver informationsblad
- internationellt samarbete

Stiftelsen Svensk Detonikforskning

Stiftelsens verksamhet har t o m 1975 erhållit stöd av Nitro Nobel, Atlas Copco och STU. För närvarande pågår

en omorganisation till en ny industristiftelse, där även LKAB/Kimit AB och BeFos huvudmän kommer att deltaga som nya intressenter. Förhandlingar pågår för närvarande mellan denna stiftelse och STU om statligt bidrag.

Från förvaltningsberättelsen från 1975 kan nämnas att inom detonikområdet har forskningsverksamheten koncentrerats till utveckling av metodik för mätning och beräkning av sprängämnens verkan. Inom bergmekanikområdet har påbörjats grundläggande arbeten beträffande brottmekanik och berghållfasthet, nämligen "dynamisk sprickutbredning" och "experimentell bestämning av brottseghet hos bergmaterial".

Inom miljöteknikområdet har arbete pågått beträffande två projekt, nämligen "Metoder att förbättra arbetsmiljön vid Anfo-sprängning" samt "Stenkast vid sprängning".

För den fortsatta verksamheten inom detonikforskningen har ett mycket ambitiöst program upplagts, till en totalkostnad av storleksordningen 2-3 milj kronor/år för de närmaste tre åren. Ca 1/4 av detta berör bergmekanik med hållfasthet, sönderbrytningsprocesser m m.

Internationell verksamhet i övrigt

Den 14 november 1975 avhölls "Bergmekanikkdagen" i Oslo och motsvarande är planerat även för innevarande år.

Beträffande ISRM (International Society of Rock Mechanics) har den svenska verksamheten övertagits av BeFo, medan den internationella kontakten fortfarande går via IVA. Vid ett symposium i september 1975 i Minneapolis, USA, deltog bl a herrarna Janelid och T Groth.

Vid ISRM Council Meeting i Minneapolis diskuterades internationella frågor och samarbete, lämnades rapporter från olika kommissioner och kommittéer, diskuterades kommande symposier och konferenser samt ISRM:s ekonomi nu och i framtiden.

Genom kommissionernas verksamhet har följande böcker utkommit:

Wörterbuch der Felsmechanik und Ingenieurgeologie

utgiven av Deutscher Gesellschaft für Erde und Grundbau, Essen.

Terminology, på engelska, franska och tyska, utgiven av ISRM, juli 1975.

Recommendations on In-Situ Investigation Technique, utgiven av ISRM juli 1975.

Suggested Methods for the Description of Rock Masses, Joints and Discontinuities, andra utkastet, utgivet av ISRM augusti 1975.

Av ISRM godkända internationella meetings och symposier är följande:

1. "Investigation of Stress in Rock - Advances in Stress Measurement" som hålles i Sidney, Australien, augusti 9-13 1976
2. International Symposium on "Geotechnics of Structurally Complex Formations" hålles i Sorrento, Italien september 1977
3. "4th International Congress of the ISRM", hålles i Montreux, Schweiz, september 2-9 1979
4. "Rock Store '77", 5-8 september 1977 i Stockholm

"World Mining Congress" kommer att avhållas sista veckan i maj 1976 i Düsseldorf.

International Bureau of Rock Mechanics är efterföljare till IBG i Leipzig och symposier anordnas numera i Polen. Till det symposium, som anordnades i Ostrava i slutet av januari 1976, hade ingen svensk representant anmält sig. Något definierat program för kongressen fanns tyvärr inte uppgjort.

Tabell I BeFos ramprogram 1975 - 1977

Område	Antal		Kostnadsförd. i %	
	Påg.	Slutf.	74/75	75/76
Förundersökningar och uppföljning	2	1	25	25
Bergteknisk projektering	2	1	15	10
Bergets sönderbrytning	2	-	10	10
Bergförstärkning och tätning	2	1	20	15
Säkerhet och miljöskydd i bergarbeten	2	-	5	15
Gruvbrytningsmetoder	-	2	-	-
Berganl. för spec. ändamål	1	-	10	10
Pilotstudier inom olika områden m m	4	4	15	15
			100	100
Direkta forskningskostnader			1,1 mkr	1,4 mkr

Särprojekt 1971 - 1976

Område	Antal och kostnader			
	Påg.	Kostn. tkr	Slutf.	Kostn. tkr
Förundersökningar och uppföljning	-	-	1	120
Bergtekniska projekter. metoder	1	400	1	90
Bergets sönderbrytning	-		-	
Bergförstärkn. o tätning			1	300
Säkerhet och miljöskydd	3	300	-	
Gruvbrytningsmetoder	(2)	690	2	260

BERGMEKANISKA KONSTRUKTIONSMETODER

SAMMANFATTNING AV BERGMEKANIKSYMPOSIET

I MINNEAPOLIS 1975

Tekn.lic. Tommy Groth, KTH/Bergteknik

Ett symposium i bergmekanik avhölls i Minneapolis i september 1975. Symposiet ägnades åt "Design Methods in Rock Mechanics" och var utformat och finansierat av ISRM, U.S. National Committee for Rock Mechanics och American Society of Civil Engineers.

Under två och en halv dag kommenterades och diskuterades bidrag som var utsända i förhand som en förtrycksutgåva (preprints).

Symposiet hade samlat drygt 150 registrerade deltagare, varav 4 kom ifrån Sverige. Ett svenskt bidrag bestods av Roger Holmberg från Detonikforskningen.

Symposiet var indelat i följande 4 ämnesområden:

- | | | |
|----|--|----------|
| 1. | Slänter och fundament
Ordf. Londe o. Einstein
Komm. John o. Hoek | 9 bidrag |
| 2. | Underjordsöppningar - Tunnlar
Grob
Pacher | 6 bidrag |
| 3. | Underjordsöppningar - Gruvor
Janelid
Kvapil | 6 bidrag |
| 4. | Bergsprängning
Bieniawski
Shaw | 5 bidrag |
| 5. | Sammanfattning och avslutning
Fairhurst
Deere | |

Allmänna intryck

Första dagen ägnades till större delen åt diskussioner av släntstabilitetsproblem. Ett bidrag som ägnades stor uppmärksamhet kom ifrån P. Cundall och behandlade användning av "interactive graphics technique", som kan komma att bli en ersättning till finita elementmetoden. Se även fig. 1. Don Deere som stod för den avslutande sammanfattningen saknade under ämnesområde 1 diskussioner om de sättningsproblemen som kan uppstå vid tunga och känsliga konstruktioner såsom kärnkraftverk och gravitationsdammar av betong.

Under ämnesområde 2 diskuterades bl a NGI:s (Bartons) förslag om hur bedömning av erforderlig förstärkning kan göras med utgångspunkt ifrån Q-tal klassificering. Intressanta synpunkter på hur man skall utvärdera insatsen av förundersökningar lämnades även.

Vid underjordsbyggande har det varit mycket svårt att få igång användning av moderna bergförstärkningsmetoder i USA. Den sk österrikiska metoden för tunnelbygge har börjat användas. Användning av tunnelborrningsmaskiner som kan minska förstärkningsarbetet avsevärt berördes ej.

Användningen av finita elementmetoden har ökat mycket. Man saknar dock den utveckling som borde ha skett inom fältmätningssområdet för att bestämma ingångsvärden till de olika analysmetoder som finns idag. Det är speciellt störande att det saknas bra och enkla metoder för att bestämma egenskaperna hos diskontinuiteterna i berget.

Under det 4:e ämnesområdet bergsprängning diskuterades bl a Detonikforskningens datorprogram för hålsättning. Försöksresultat med en kontinuerlig sprängningsmaskin presenterades som verkar mycket intressanta.

Lane, USA, avslutade med att förmedla många lovord om svensk bergsprängningsteknik. Han betonade speciellt hur slätsprängning kan reducera insatsen av efterföljande förstärkningsarbeten.

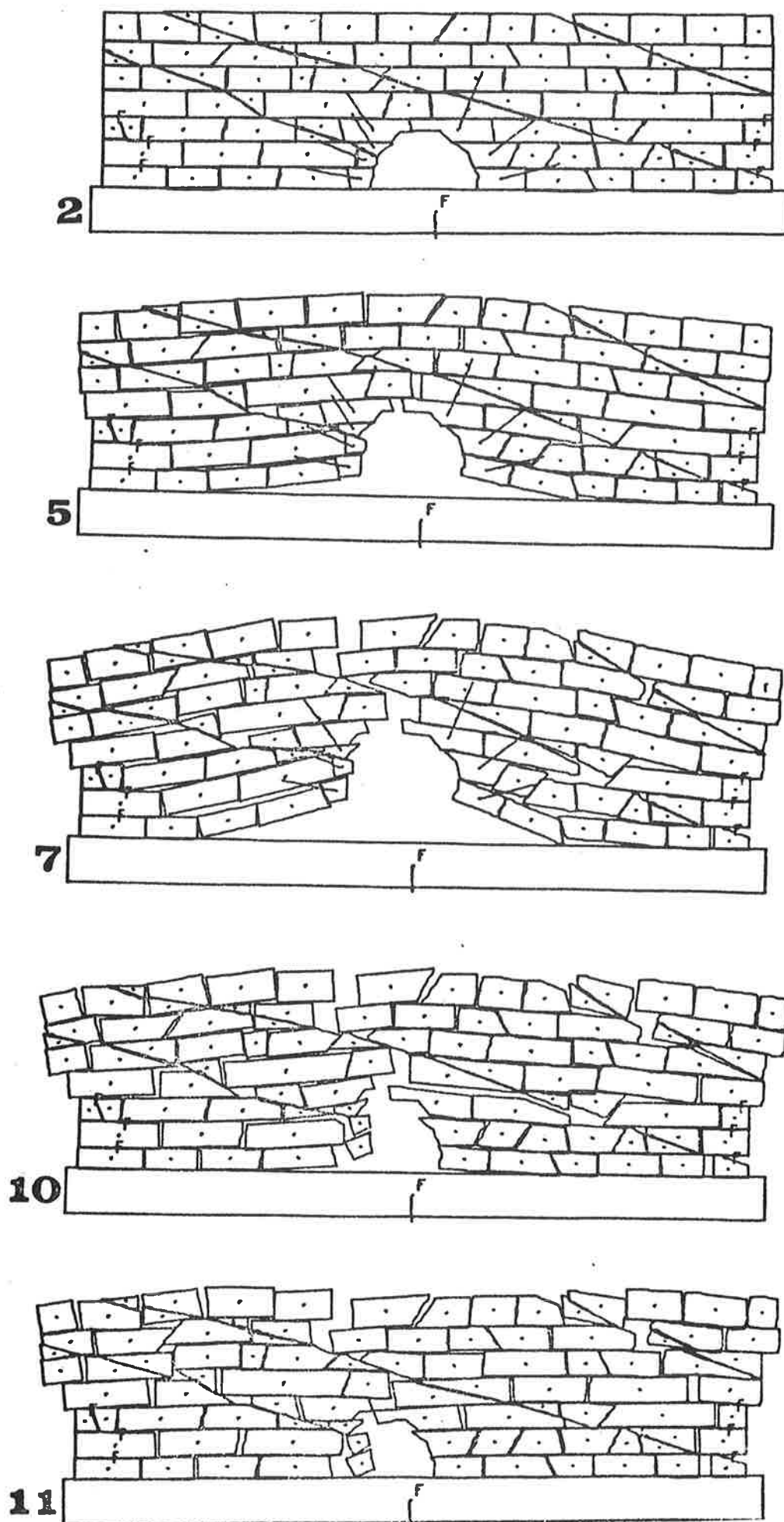


Fig 1 Exempel på beräkning med Cundalls program.

SAMMANFATTNING AV DE ENSKILDA BIDRAGEN

SLÄNTER OCH FUNDAMENT

P. Cundall, Dames & Moore
 M. Voegele, University of Minnesota
 C. Fairhurst, -"-

Computerized Design of Rock Slopes Using
 Interactive Graphics for the Input and Output
 of Geometrical Data

SAMMANFATTNING

Den stela blockmetoden har programmerats för dator. Programmet har i sin senaste utvecklingsfas nått en mycket hög grad av generalitet. Programmet tillåter att rörelsen hos en uppsprucken bergmassa kan följas och visuellt beskrivas som en funktion av tiden på en dataskärm. Det finns inga restriktioner beträffande blockens form eller storleken av förskjutningar och rotationer. Metoden har dock ännu ej utvecklats för tredimensionella problem.

Blockgeometrin ritas upp på en dataskärm. Beroende på styvhets- och hållfasthetsegenskaperna längs blockens ytor kommer gravitationen och andra specificerade krafter att orsaka rörelse hos blockmassan.

Blockrörelsen "spelas" upp på dataskärmen för varje tidssteg Δt . Uppstår jämvikt avstannar rörelsen. All rörelse hos blockmassan sker utmed blockytorna. Själva blocken är helt stela, Jmf FEM, där själva blocken deformeras elastiskt eller plastiskt förutom rörelse i sprickor. Denna rörelse måste dock vara relativt liten för att konventionella FEM-program skall ge riktigt resultat. Häri ligger alltså en stor skillnad.

På stela blockrörelser, lämpar sig metoden för endast för fasta, hårda och ytligt belägna bergmassor. Metoden klarar allt som limit equilibrium-metoden klarar.

Utveckling av metoden har skett vid University of Minnesota och det är endast på en minidator av typ Data General Nova 1220 som programmet fungerar. Arbete pågår hos Waterways Experiment Station och Livermore Laboratories att omforma datakoden till Fortran. För närvarande kan endast ca 250 block simuleras på minidatorn.

sionen för brottplanet ges explicit i formeln medan de geometriska parametrarna, friktionsvinkeln och säkerhetsfaktorn inkluderas i två faktorer k_1 och k_2 . Upptäckten av en formell likhet mellan plant brott (blockproblem) och kilformat brott utmed två ytor som skär varandra gör det möjligt att använda samma grundläggande formel också för lösning av komplicerade tredimensionella problem.

Formeln kan användas för att göra detaljerade parameterstudier för att undersöka hur känslig en slänt är för variation av olika parametrar. Beräkning av bultbehov kan också ske.

Ett program har skrivits för användning på räknedosan HP 65. Flera tillämpningsexempel ges.

G. Manfredini Italian State Electricity Board,
Rome

S. Martinetti -"-

R. Ribacchi University of Rome

Inadequacy of Limiting Equilibrium Methods for Rock Slopes Design

SAMMANFATTNING

Mycket ofta bestäms en bergslänts styrka av egenskaperna i uppträdande sprickor, dessas orientering, utsträckning etc.

Tillgängliga experimentella data visar på att sprickorna i allmänhet uppvisar ett sprött beteende som karakteriseras av en topphållfasthet och en residualhållfasthet.

I dylika situationer blir det nödvändigt att ta hänsyn till att brottet uppträder progressivt. Den i allmänhet använda limit equilibrium-tekniken (LEM) ger härvid mindre riktiga resultat. Med LEM är det inte möjligt att bestämma den verkliga mobiliserade styrkan, som inte enbart beror av normalspänningen, utan också beror av tangentialförskjutningen utmed sprickorna.

En sådan utvärdering kan dock göras med FEM. Författarna framhåller vilka stora fel som kan begås med LEM vid säkerhetsfaktorutvärderingen.

Några kommentarer ges också om korrekt utvärdering av hållfasthetsparametrar i bergmassor och sprickor med hjälp av tillbakaanalys av släntbrott.

D.H. Trollope James Cook University, Australien

An Approximate Design Method for Slopes in Strain Softening Materials

SAMMANFATTNING

Inledningsvis behandlas bl a skillnaden mellan "strain hardening" och "strain softening" och vissa brottmekanismer. Härefter anges en enkel dimensioneringsmetod för slänter innehållande töjningsmjuknande material. Metoden nödvändiggör att man använder en enkel klastisk modell för att uttrycka spänningstillstånden som är ansvariga för initieringen av brott utmed en horisontell eller sluttande yta. Efter brottinitieringen antages det vidare att ytterligare kollaps sker utmed tre lineära sammanlöpande ytor "third order mechanism". Fyra praktikfall har undersökts:

- 1) Ett försöksupplag med kol i Australien
- 2) En dumpning av kol och siltig lera
- 3) Kollapsen hos avfallsupplaget i Aberfan
- 4) Kollapsen i Vaiont

I vart och ett av dessa fall förutsäger metoden brott, medan säkerhetsfaktorn, om den beräknas med konventionella metoder (cirkulär eller icke-cirkulär glidyta), får värden mellan 1,3-2.

M. Bukovansky Dames & Moore

N.H. Piercy Atlantic Richfield Company

High Road Cuts in a Rock Mass with Horizontal Bedding

SAMMANFATTNING

En väg har konstruerats i berg med vertikala och subvertikala sidor. 100 m höga skärningar har utförts i berg med tre distinkta separationsplan.

FEM-analyser har utförts på modeller både med och utan sprickelement för att definiera dragspänningszoner, dels före och dels efter skärningarnas utförande.

I modellerna med sprickelement erhålles större drag-spänningszoner.

FEM-beräkningarna, uppges det, bekräftade att det planerade utförandet också var det bästa.

G.S. Littlejohn University of Aberdeen

D.A. Bruce

-"-

Rock Anchors - Design and Quality Control

SAMMANFATTNING

Författarna återger regler och tabeller som bör beaktas vid bergförstärkning med bergbultar liksom kontrollåtgärder för förspända cementingjutna bergbultar. Dimensionering speciellt med tanke på val av säkerhetsfaktor berörs beträffande "uplift capacity", vidhäftning dels mellan berg/betong, dels mellan betong/bult samt själva bulten.

Resultat ges också av undersökningar som tenderar att motsäga de antaganden om likformig spänningsfördelning mellan berg och bult som ofta görs.

Författarna rekommenderar starkt att kontrollmätningar görs.

P. Londe

Coyne & Bellier, Paris

B. Tardieu

-"-

Practical Rock Foundation Design for Dams

SAMMANFATTNING

Rapporten beskriver användningen av limit-equilibrium-metoden (LEM) och en tredimensionell FEM-metod (3DFEM) som praktiska metoder för dammkonstruktioner på berg. LEM används i ett första steg i analysen och resultaten från denna utnyttjas i viss mån för den följande mer sofistikerade FEM-analysen. Anvisningar om randvillkor kan t ex erhållas från LEM. Man är positiv till 3DFEM trots svårigheterna att modellera verkligheten. Tvådimensionella analyser är otillräckliga för dylika problem. Man diskuterar också sättet att arbeta med konventionella säkerhetsfaktorer och kritiserar

detta. Enär olika egenskaper i berget betyder olika mycket för stabiliteten och egenskaperna varierar m m, bör man använda bedömningsmetoder som bygger på sannolikhetstänkande.

KOMMENTARER

Vid diskussionen undrade man dock om vi ännu har tillräckligt med erfarenhet för att rätt använda och tolka sannolikhetsanalyser vid praktiskt konstruktionsarbete.

J.L. von Thun Bureau of Reclamation, Denver

The Practical and Realistic Solution of Rock Slope Stability Problem

SAMMANFATTNING

Erforderliga förbättringar av de välkända lösningsmetoderna för släntstabilitetsproblem, utformade av John, Londe m fl diskuteras. Den vidareutveckling som utförts gör, enligt författaren, att man erhåller en god uppskattning i stället för en grov approximation av släntstabiliteten. Rapporten kan indelas i följande punkter:

1. Användning av totala skjuvmotståndet i stället för kohesions- och friktionsvinkelbegreppet.
2. Inverkan av rörelser i slänten.
3. Användning av förhållandet mellan normal- och skjuvstyvheter i sprick- och skjuvplan.
4. Jämförelser mellan olika jämviktsmetoder och tredimensionell FEM med sprickelement.
5. Användning av relativ rörelseanalys för fundament under en valvdamm.
6. Användning av olika säkerhetsfaktorbegrepp.

Författaren anser att tredimensionell FEM erbjuder avsevärda fördelar framför andra metoder.

Säkerhetsfaktorbegreppet diskuteras tämligen ingående. Något sannolikhetstänkande berörs dock ej såsom hos Londe.

UNDERJORDSÖPPNINGAR - TUNNLAR

N. Barton	NGI
R. Lien	"
J. Lunde	"

Estimation of Support Requirements for Underground ExcavationsSAMMANFATTNING

Författarna har studerat ca 200 bergrum (många av dessa från Sverige) och upprättat ett diagram som anger ett samband mellan permanent förstärkning för att uppnå stabilitet och bergmassans kvalitet Q.

Bergmassans kvalitet Q är en funktion av sex parametrar. Dessa åsätts värden som t ex kan uppskattas från kärnbörningar. Värdena uppvärderas lämpligen under arbetets gång. De sex parametrarna är följande:

- | | |
|---|-----|
| 1. RQD index | RQD |
| 2. Antalet spricksystem | Jn |
| 3. Ytråhetsgraden hos svagaste sprickan | Jr |
| 4. Mått på vittring eller fyllnad i svagaste sprickan | Ja |
| 5. Faktor som beskriver hur svaghetszoner kan ge spänningsomlagringar | SRF |
| 6. Faktor som tar hänsyn till porvattentrycket | Jw |

I kombination representerar dessa parametrar

$$Q = \frac{RQD}{Jn} * \frac{Jr}{Ja} * \frac{Jw}{SRF}$$

$\frac{RQD}{Jn}$ motsvarar blockstorleken

$\frac{Jr}{Ja}$ " friktionskoefficienten
($\approx \tan \varphi$)

$\frac{Jw}{SRF}$ " "aktiva spänningarna"

bergblockens storlek, skjuvhållfastheten mellan blocken och den aktiva belastningen.

Analyser av bergmassans kvalitet och motsvarande förstärkningspraxis har visat att lämplig permanent förstärkning kan uppskattas för hela spektrat av bergkvaliteter. Förstärkningsåtgärder inbegriper olika kombinationer av sprutbetong, bultning och gjutna betongbågar. Förstärkningen är en funktion av Q , spännvidden och betydelsefaktorn ESR.

Inledningsvis antyds att det är tveksamt om FEM kan användas för att analysera behov av förstärkningar. Däremot kan form och lay-out bestämmas med FEM.

Författarna vill att andra skall försöka använda de konstruerade diagrammen så att ett större erfarenhetsunderlag skapas, vilket kan leda till korrelation och förfinade kurvor.

Följande steg utföres när metoden testas:

1. Klassificera den aktuella bergmassans kvalitet. Med uppställda tabeller kan man införa en numerisk gradering av de sex parametrarna.
2. Välj optimala dimensioner på berganläggningen. Önskad säkerhet med tanke på användningsområde måste preciseras.
3. Uppskatta ändamålsenlig förstärkning med hjälp av bifogade tabeller.

Metoden är väsentligen en viktningsprocess. Säkerhetsfaktorbegreppet diskuteras. Man tror ej att konventionella säkerhetsfaktorer kan specificeras för geologiska konstruktioner. Statistiska analyser måste tillgripas. Det teoretiskt optimala utförandet kan bestämmas vid basering på sannolikheter för brott vid olika tillstånd och kostnaderna dels för konstruktionen och dels för en kollaps.

Emellertid innan denna sannolikhetsanalys är mer utvecklad bör man basera förstärkningsinsatserna på erfarenheterna från tidigare anläggningar. En bra klassificeringsmetod kan härvid hjälpa oss att extrapolera till andra bergegenskaper och andra storlekar och typer av anläggningar.

Artikeln innehåller även en beskrivning av en empirisk metod för att uppskatta erforderligt tryck från förstärkningarna mot berget.

J.A. Bischoff Leeds, Hilland Jewett, Inc.

J.D. Smart

-"-

A Method of Computing a Rock Reinforcement System
which is Structurally Equivalent to an Internal
Support System

SAMMANFATTNING

En metod presenteras för beräkning av bergförstärkning med bergbultar som skall ge samma förstärkningseffekt som stålågar, etc. Metoden är främst avsedd för ekonomiska jämförelser av de två systemen.

Man antager att förstärkningar i form av inbyggnader verkar genom det tryck som uppstår mellan inbyggnad och berg. Den bergbultade bergmassan måste alltså få en inre hållfasthetsökning som kan bära ett motsvarande tryck. Detta kan åstadkommas när friktionsegenskaperna är kända med ett lämpligt val av bulttätthet, bultlängder, förspänningar, etc.

KOMMENTARER

Artikeln riktar sig förmodligen till de amerikanska förhållandena. Enligt D. Deere är det svårt att övertyga de amerikanska tunnelbyggarna att bergbultning och sprutbetong är överlägsna metoder i förhållande till stålågar o dyl.

H.H. Einstein MIT

N. Bischoff Baster & Hofmann, Zürich

Design of Tunnels in Swelling Rock

SAMMANFATTNING

Problemen med svällande berg vid tunnelbyggande beskrivs med en överblick av olika svällningsfenomen och svällningsmekanismer i allmänhet och svällning i anhydrit och mörgel i synnerhet. Man anger sedan hur svällningskaraktistika kan mätas och vilka faktorer som påverkar svällning. Detta utgör basen för testning-analys-planering-utförandeprocéduren, som beskrivs i detalj. Flera åtgärder anges som reduce-

rar svällningen i tunneln. Praktikexempel anges från schweiziska tunnlar i Bözberg, Ricken, Grenchenberg och Belchen.

B.C. Haimson University of Wisconsin

Design of Underground Powerhouses and the
Importance of Preexcavation Stress Measurements

SAMMANFATTNING

Författaren anser att det är nödvändigt att bestämma in situ spänningarna i förväg vid bergrumsanläggningar för pumpkraftverk. Förr var man hänvisad till dyra undersökningsorter, där bergspänningar mättes och i regel också vid ett alldeles för sent stadium. Emellertid med den nya tekniken med hydrofracturing kan man utföra spänningsbestämningar i djupa borrhål.

Spänningsvärdena används sedan i FEM-analyser för att bestämma spänningar och deformationer kring det föreslagna bergrummet.

Två praktikfall beskrivs, där hydrofracturing används, nämligen Helms Pumped Storage Project och Bad Creek Pumped Storage Project. Horisontalspänningarna befanns för båda dessa berganläggningar vara större än den vertikala.

E. Lindner MIT

H.H. Einstein MIT

E.H. Vanmarcke MIT

Exploration: Its Evaluation in Hard Rock Tunneling

SAMMANFATTNING

Att det är mycket viktigt att känna till geologin vid tunnelbyggande är ett accepterat faktum. Emellertid är det svårt att motivera ytterligare geologiska undersökningar på förplaneringsstadiet av ett tunnelprojekt, eftersom konsekvenserna av kostnader här för ej kan utvärderas. I artikeln beskrives och föreslås en lösning på detta problem. Denna baserar sig på

The Tunnel Cost Model (TCM), en datorsimuleringsmodell för uppskattning av kostnad och tid för att färdigställa ett tunnelprojekt utvecklad vid MIT. Lösningen grundar sig på enkel beslutsteori, subjektiva ingångsvärden och sannolikhetsstänkande. Analysen ger ett förväntat penningvärde för varje speciell undersökningsplan. Detta "dollarvärde" kan sedan jämföras med undersökningskostnaden för beslut om undersökning skall ske eller inte. Ett praktiskt fall ges för att illustrera den föreslagna analysen.

L.A. Panek Denver, USBM

J.D. Dixon -"-

M.A. Mahtab -"-

A Method for Computing Stabilizing Pressures for
Excavations in Incompetent Rock

SAMMANFATTNING

En metod (byggande på FEM-analys) presenteras för beräkning av de stabiliserande tryck, som måste appliceras mot den exponerade ytan i bergrum som utförs i inkompetent berg för att förhindra skjuvbrott både i fast berg och längs existerande sprickor. Många exempel har beräknats och det visar sig att storleken och fördelningen av de stabiliserande åtgärder som måste sättas in är starkt beroende av sprickorientering och sprickornas hållfasthet samt öppningens geometri och initialspänningstillståndet.

Elementprogrammet som användes i denna analys är NONSAP. En senare rapport kommer att beskriva detta program och hur det skall användas.

Författarna menar med utgångspunkt från sina resultat att det kan vara en viss fara med att använda ekvationer som bygger på alltför grova approximationer, som t ex den ofta använda Fenner-Talobre-Kastners-ekvationen.

UNDERJORDSÖPPNINGAR - GRUVOR

M.P. Board

Hecla Mining Company

S.L. Crouch

University of Minnesota

Mine Planning to Control Rockburst in Cut and Fill
Excavations

SAMMANFATTNING

Denna rapport behandlar smältbergsfenomen i igensättningsbrytning av en tunn, vertikal malmåder på stort djup. Brytningslayouten som föreslås för dylika malmförekomster baseras på att minimera den maximala frigöringen av energi som hänger ihop med brytningen. Denna procedur används rutinmässigt i Sydafrika vid planering av brytning på stort djup. Den är speciellt enkel att tillämpa med hjälp av en analogi-maskin bestående av nät av elektriska motstånd. Som output från denna maskin erhålles spänningar, förskjutningar och energiförändringar beroende av brytningen. Resultaten kan vid viss simultan bearbetning i minidator elegant åskådliggöras i olika former på en färgbildskärm.

Energifrigöringsmetoden beskrivs och en applikation ges av metoden på uppläggningsbrytningsföljden i Star Mine i Coeur d'Alene. Det visas att den maximala energifrigöringshastigheten är känslig för brytningsföljden och att en enkel modifikation av nuvarande brytning kan hjälpa till att kontrollera förekomsten av smällberg.

M.P. Hardy

Golder Associates

J.F.T. Agapito

-"-

Pillar Design in Underground Oil Shale Mines

SAMMANFATTNING

Försöksgruvan i Colony har gett många värdefulla data om pelarhållfasthet som bör bilda basen för följande brytningsplanering. Eftersom ingen oljeskiffergruva ännu har brytits, kan varken en mångsidig empirisk formel för pelarhållfasthet ställas upp eller någon föreslagen formel testas. Denna rapport sammanfattar insamlade data och föreslår en hållfasthetsformel liknande den som används allmänt i kolbrytning men med värden på konstanterna bestämda från försöksgruvan.

Tilltro vid användning av denna formel begränsas till geologiska situationer som liknar dem vid försöksgruvan. Tillämpning på andra områden kräver en omfattande insamling av nya bergmekaniska data, så att en giltig jämförelse kan göras och justeringar införs. Rapporten påpekar den möjligen konservativa naturen hos hållfasthetsformeln för barriärpelardimensionering, där förhållandet mellan pelarbredd och pelarhöjd är stort.

Slutligen uppmanas till ytterligare spänningsmätningar i försöksgruvan och tillbakaanalyser för att bestämma samverkan mellan pelare och omgivande gruva och jämföra med förutsägelser stödda på FEM-beräkningar.

F.E. Heuze

University of Colorado

Design Optimization for Multiple Rock Caverns

SAMMANFATTNING

När en preliminär brytningsplan upprättas för underjordsöppningar, måste man ofta lita på ofullständiga bergmekaniska data erhållna från det geologiska undersökningsprogrammet. En viss grad av osäkerhet råder alltså, och detta medför i de flesta fall en konservativ planering. Emellertid så fort de första öppningarna har färdigställts, har man fått tillräckligt med data för att kunna förfina planeringen av den fortsatta brytningen. Denna artikel beskriver en integrerad användning av sådana metoder som fältexperiment, laboratorietester och finita elementmodeller.

Vid FEM-analyserna har programmen SAP IV och NONSAP använts både för 2-D- och 3-D-tillämpningar. Delar av den integrerade proceduren, som utarbetats av författaren, har tillämpats i Crestmore Mine, Kaliforniens största underjordsgruva för rum- och pelarbrytning av kalksten. Författaren uppger, att proceduren lyckats optimera brytningen, så att varje nivå kunnat öka brytningen med 300.000 ton per år samtidigt med en ökad säkerhet.

F.S. Kendorski Hill and Jewett, Inc.

Caving Operations Drift Support Design

SAMMANFATTNING

En metod, ursprungligen från Terzaghi, för att över-
slagsmässigt beräkna påkänningarna på ortsystemen i
blockkrasbrytning ges. Härpå anges hur olika för-
stärkningssystem kan bidra till att öka säkerheten
mot brott i enskilda orter. Vid beräkning av för-
stärkningseffekten inbegripes hållfasthetsökningen i
själva bergmassan p g a låsmekanismer, som erhålles
genom påslag av sprutbetong, insättning av berg-
bultar etc. Tre olika hypotetiska beräkningsexempel
ges, visande hur olika förstärkningar under olika
bergförhållanden påverkar säkerheten mot brott. Ett
konventionellt säkerhetsfaktortänkande används. För-
fattaren anger också vikten av att försöka minska
belastningarna på orterna genom ett noggrant kon-
trollerat gravitationsflöde. Vid avskärningar måste
shockvågor undvikas genom riktigt användande av
intervallskjutning.

W.G. Pariseau University of Utah

Limit Design of Mine Pillars under Uncertainty

SAMMANFATTNING

Författaren börjar med att ge en översikt av existe-
rande metoder och resonemang, som tillämpas vid
pelardimensionering, och konstaterar att utvecklingen
på detta område varit obetydlig sedan i början på
1900-talet. Han visar sedan hur man kan nå längre
genom att tillämpa flyt- och brottmekanik för de om-
råden i pelaren, som uppvisar icke-elastisk deforma-
tion. FEM-tekniken har eliminerat den historiska
nödvändigheten av endimensionellt tänkande vid pelar-
dimensionering. Detaljerade analyser av spänningar
såväl som progressivt brott kan nu utföras rutinmäs-
sigt. Tio exempel har beräknats, som bl a visar den
missledande förenkling som erhålles med ett endimen-
sionellt (alltså konstanta förhållanden i de andra
dimensionerna) betraktelsesätt. Materialet i pelarna
har en brottkaraktistik som ett sprött Mohr-
Coulomb-material och i tre fall som ett sprött von
Mises-material. Brott uppträder som avskalning som i
vissa fall är progressiv och leder till total kol-
laps. Pelarbredden påverkar de två materialtyperna
olika. Skillnad i E-modul i tak- och pelarberget på-

verkar stabiliteten mycket mer än motsvarande skillnad i Poissons tal. I ett fall införs osäkerheten hos bergegenskapsbestämningen i analysen. Monte Carlo-förfarandet tillämpas härvid. Resultatet härav visar att där säkerhetsfaktorn, som varierar från punkt till punkt i pelaren, förut varit låg, kan osäkerheten bli ett hot mot totalstabiliteten.

B.N. Whittaker University of Nottingham

J.H. Pye

-"-

Design and Layout Aspects of Longwall Methods of Coal Mining

SAMMANFATTNING

Faktorer som påverkar layouten av Longwall-brytning av kol undersöks. Undersökningen baserar sig på erfarenheter från europeisk kolbrytning. Ett urvalsförfarande för utformning av brytningsplatsen beskrivs. Mekaniken hos berglagerföljden vid underjordsbrytning med Longwall-metoden diskuteras med speciell tanke på effektiv kontroll av bergets beteende. Inverkan av brytningsplatsens utformning på omfördelningen av trycket i berget beskrivs tillsammans med en kommentar beträffande berglagrens rörelse p g a Longwall-brytningen. En speciell redogörelse lämnas beträffande Longwall-layoutens inverkan på hela ortsystemet. En detaljerad behandling presenteras beträffande stabiliteten hos orter som betjänar Longwall-layouter. Bergets deformationer i den omedelbara närheten av brytningen diskuteras, och graden av nödvändigt stöd för att effektivt kontrollera taket undersöks också. Huvudtemat för rapporten är att använda dagens kunskap om planläggning och layout vid Longwall-metoden vid kolbrytning.

BERGSPRÄNGNING

S Bhandari

University of New South Wales

Burden and Spacing Relationships in the Design of
Blasting PatternsSAMMANFATTNING

Effekten av variation hos försättning och hålavstånd beträffande fragmenteringen studerades genom att använda långa cylindriska laddningar i granit och också i gipsceMENTblock. Försök med ett enda hål indikerade att den försättning, som gav maximal bergbrytning, var mindre effektiv. En mindre försättning producerade tillräcklig mängd och stor ny yta. Försök med flera hål visade sambanden mellan försättningar, hålavstånd och fragmentering. Resultaten från studiet användes för att modifiera hålsättningen vid igensättningsbrytning (horisontell) hos The North Broken Hill Limited. En systematisk metod för att modifiera eller planera hålsättningen föreslås.

T.N. Hagan

ICI Australia Limited

Initiation Sequence - Vital Element of Open Pit
Blast Design

R. Holmberg

Detonikforskningen, Stockholm

Computer Calculations of Drilling Patterns for
Surface and Underground BlastingSAMMANFATTNING

Rapporten ger en kort beskrivning av två dataprogram. Det första programmet avser tunneldrivning och det andra pallsprängning. Valmöjligheten mellan till exempel parallellhål och plogkilar gör tunnelprogrammet mycket tillämpligt för olika tunnelareor. Det är också möjligt att inkludera slätsprängning. Pallsprängningsprogrammet möjliggör även anpassning till gleshålssprängning.

R.R. Rollins	University of Missouri
R.B. Hopler	Hercules Inc.
G.B. Clark	University of Missouri

SAMMANFATTNING

Ett system för automatisk tunneldrivning (U.S. Patent No. 3511538) har planerats för att utnyttja delade (decoupled) laddningar. Idéerna med att utnyttja ett grovt centrumborrat hål eller en centrumbrännkil tycks vara de mest praktiska. Laddningsstorleken, håldiametern och håldjupet hos den försättning som kan sprängas med delade laddningar ur rektangulära granit- och dolomitpallar har undersökts. De så funna optimala parametrarna utnyttjades vid planeringen av hålsättning m m för en 15 ft cirkulär tunnel i granit. Förberedande försök utfördes också för att bestämma den optimala försättningen med 7 7/8 och 12 in. diameter på centrumhålet och för en brännkil med endast centrumhålet laddat. Sex salvor detonerades och försättning och hålavstånd bestämdes för den bästa utsprängningen.

ROCKSTORE 77
BERGLAGRINGSYMPOSIUM I STOCKHOLM 1977

**Symposium on Storage in Excavated Rock Caverns
 in Stockholm 1977**

Carl-Olof Morfeldt, Hagconsult AB, Stockholm

I egenskap av ordförande i organisationskommittén för ROCKSTORE 77 har jag glädjen att här få meddela att ROCKSTORE 77 kommer att realiseras om inget oförutsett inträffar och att symposiet kommer att hållas i denna ärevördiga byggnad. ROCKSTORE 77 är ett projekt som är uppbackat av de stora internationella organisationer som Janelid talade om tidigare; ISRM, IAEG och ITA samt inte minst av IVA.

ROCK STORE

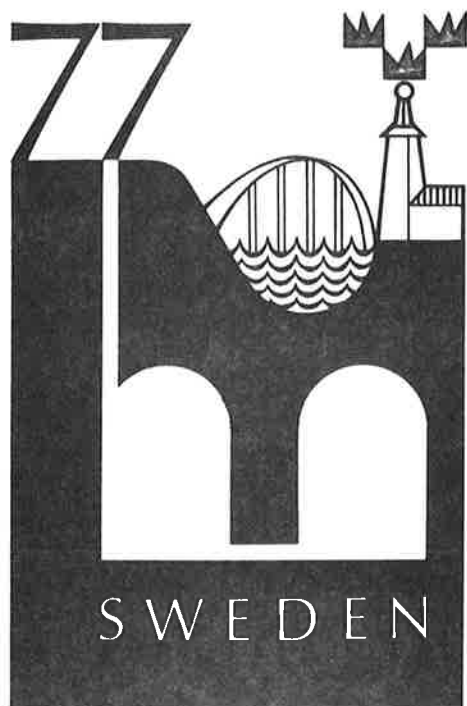


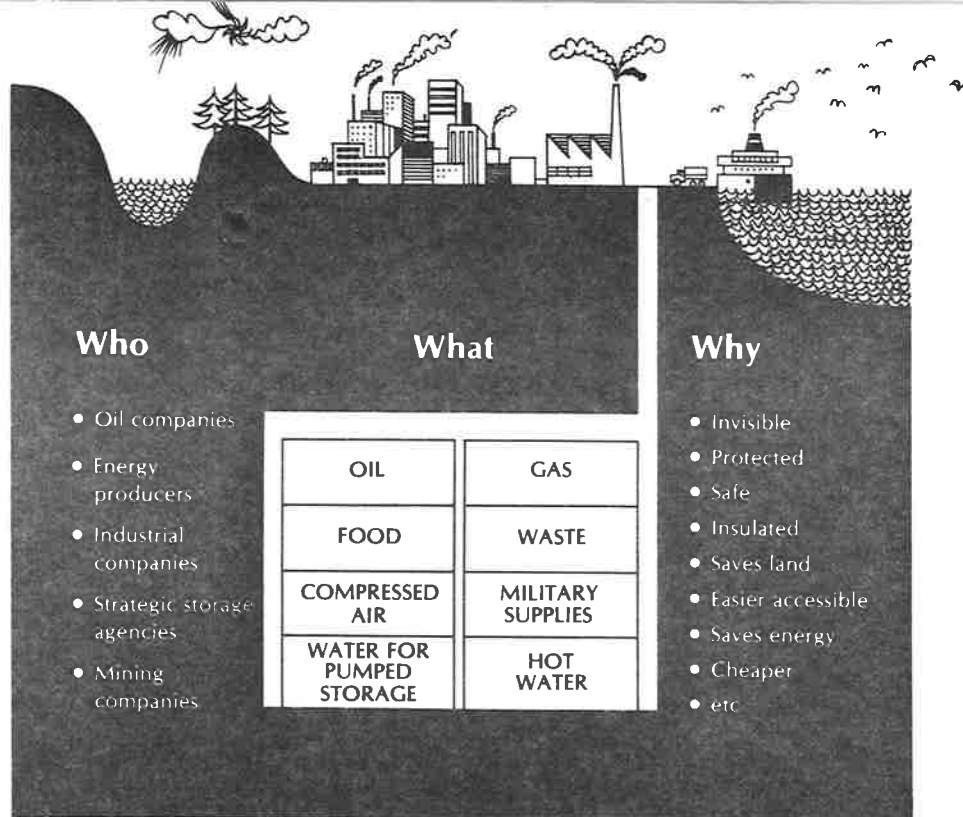
**FIG. 1. Symbolen för
 ROCKSTORE 77**
**The Symbol for
 ROCKSTORE 77**

Det är alltså att förvänta att i september 1977 så kommer den här flaggan att vaja över riksdagshuset och jag hoppas att många av Er kommer att delta i symposiet och bära det här märket på rockuppslaget, det är alltså symbolen för ROCK-STORE 77, ett Symposium som kommer att handla om lagring i berg. Vi har varit tvungna att begränsa symposiet till just lagringsproblemet. Visserligen är svensk bergteknik och svensk know-how på området välkänd över hela världen och man skulle väl kanske vilja höra om allting men det går inte på så kort tid som står till buds för ett symposium, därför har vi måst begränsa temat.

Det här symposiet skiljer sig från andra sådana här världsmöten genom att det har en praktisk inriktning. Det är meningen att erfarenheter skall diskuteras utan att vi för den sakens skull skall glömma den vetenskapliga delen. Avsikten är att det skall bli ett ömsesidigt utbyte och att vi i Sverige här utåt skall få möjlighet att redovisa var vi står idag beträffande många av de bergtekniska problem som blir konsekvensen när vi gör ingrepp i berget.

Programmet är nu klart och av följande utdrag framgår mera detaljerat bakgrunden och syftet med symposiet.

Jag ber att få avsluta med att önska Er alla välkomna och jag skulle vilja framföra ett tack till alla som har bidragit till att det här projektet kan realiseras: industrin, entreprenörföretag, konsultföretag och Styrelsen för teknisk utveckling, som med generositet lämnat pengar till projektet. Jag hälsar Er välkomna till ROCKSTORE 77.



THEMES AND TENTATIVE PROGRAM

Monday
Sept. 5th 1977

Demand for Subsurface Storage

Development trends.
The demand for underground storage space.
The advantages and disadvantages of locating storage facilities in rock.

Experience of Use

Past experience from cavern storage facilities
(Economy and operational problems)

Tuesday
Sept. 6th

Planning and Design of Rock Caverns

The role of engineering geology and rock mechanics in the planning and design of rock caverns.

Rock mass — Product Interaction

Treatment of the rock mass, e.g. drainage and/or sealing, required for the various products in storage such as oil, hot water, frozen products, gas, compressed air, waste and food.

Wednesday
Sept. 7th

Field trip

Field trip in the Stockholm area to rock caverns under construction and in operation. Visit to laboratories, test sites and to the technical exhibition.

Thursday
Sept. 8th

Construction in Rock

Excavation techniques and rock reinforcement methods for large storage tunnels and caverns.

Case Histories

Examples of completed storage installations for various purposes.

Friday-Sunday
Sept. 9th-11th

Technical excursions in Sweden

Special emphasize will be put on the Theme Demand for Subsurface Storage. The Organizing Committee intends to invite contributions for this theme and is open for suggestions.

The Organizing Committee of Rockstore 77
cordially invites you to participate in a Symposium on
Storage in Excavated Rock Caverns
in Stockholm, Sweden, September 5—8, 1977.

The Symposium is organized under the auspices of
IVA • Royal Swedish Academy of Engineering Sciences
IAEG • International Association of Engineering Geology
ISRM • International Society for Rock Mechanics
ITA • International Tunnelling Association

For the Organizing Committee

Carl-Olof Morfeldt
Chairman

Magnus Bergman
Secretary General

Ingvar Janelid
Vice Chairman

THEMES AND TENTATIVE PROGRAM

Monday Sept. 5th 1977	Demand for Subsurface Storage Development trends. The demand for underground storage space. The advantages and disadvantages of locating storage facilities in rock.
	Experience of Use Past experience from cavern storage facilities (Economy and operational problems)
Tuesday Sept. 6th	Planning and Design of Rock Caverns The role of engineering geology and rock mechanics in the planning and design of rock caverns.
	Rock mass — Product Interaction Treatment of the rock mass, e.g. drainage and/or sealing, required for the various products in storage such as oil, hot water, frozen products, gas, compressed air, waste and food.
Wednesday Sept. 7th	Field trip Field trip in the Stockholm area to rock caverns under construction and in operation. Visit to laboratories, test sites and to the technical exhibition.
Thursday Sept. 8th	Construction in Rock Excavation techniques and rock reinforcement methods for large storage tunnels and caverns.
	Case Histories Examples of completed storage installations for various purposes.
Friday-Sunday Sept. 9th-11th	Technical excursions in Sweden
Special emphasize will be put on the Theme Demand for Sub-surface Storage. The Organizing Committee intends to invite contributions for this theme and is open for suggestions	

SUBMISSION OF PAPERS

The Organizing Committee invites you to submit original papers within the six Themes of the Symposium.

Prospective authors are asked to indicate their intention of submitting papers on the Preliminary Registration Form and also to inform about the topics and proposed contents of their contributions. The schedule for the submission of papers will be as follows:

Sept. 1, 1976	Last reception day of the Preliminary Registration Form indicating intention to submit a paper
Nov. 1, 1976	The Invitation Program will be distributed together with full details on formal lay-out, preferred symbols and other instructions for the authors of papers.
Feb. 1, 1977	Submission of summaries by authors. Comprehensive summaries of about 1000 words should have reached the Organizing Committee by this date. The summaries should be a condensed version of the paper giving the main items of interest in it. One or two figures could well be included in the summary.
May 1, 1977	Authors will receive confirmation concerning acceptance of their papers from the Organizing Committee.
June 1, 1977	All registered participants should have received a complete set of summaries of the accepted papers by this date.
July 1, 1977	The complete papers in original should have reached the Organizing Committee in order to guarantee the availability of printed copies during the Symposium.
Sept. 4 – Sept. 8, 1977	Complete papers, delivered according to schedule, will be for sale at the information desk during the Symposium.
Spring 1978	Proceedings of the symposium will be published and distributed to the registered participants

GEO-KARTERING AV BERGRUM OCH TUNNLAR — ETT KRAV

Tunnels and Caverns in Bedrocks -
Engineering - Geological Follow-up and Mapping

Direktör Carl-Olof Morfeldt, Hagconsult AB, Stockholm

När man i slutet av 1950-talet började bygga "djuphus" och tunnlar i Stockholm kom man i kontakt med berget omedelbart under de lösa jordlagren (ytberget).

De oväntade företeelser, bl. a. skiktade lager av silt och sand i flera nivåer i berggrunden, som man därvid råkade ut för, gav mig anledning att avsluta ett föredrag på Geotekniska Föreningen år 1961 enligt följande: "Jag har här som ett första steg mot Rock Mechanics i Sverige önskat fästa uppmärksamheten på berget närmast under de lösa jordlagren (ingenmansland), ett nytt fascinerande arbetsfält som väntar på geo-teknikers och ingenjörgeologers insatser".

Intensiv forskning, framför allt i Byggforskningsrådets, BFR, regi under 1965-75, har gjort att man ur geologisk-geoteknisk synpunkt kan säga att ingenmansland invaderats tack vare forskningsresultat vad gäller undersökningsborrning, grundvattensänkningar, infiltration, tunneltätning m. m.

Ur en annan synpunkt är emellertid området fortfarande ett no mans land. FIG. 1. Vi har idag ett väl utvecklat system med bestämmelser, ordningsföreskrifter och kontroller när vi bygger ovan mark, och ända sedan 1600-talet har vi genom Bergmästareämbetet föreskrifter och bestämmelser för gruvbrytning. Det är ett märkligt förhållande att när det gäller byggande av bergrum och tunnlar (anläggningsarbeten) råder ännu ingen ordning alls. Här finns ingen myndighet hos vilken ingreppen i berget centralt kontrolleras, redovisas och samlas. Detta förhållande har under senare år uppmärksamats och en grupp fackmän (IVA:s Kommitté för undermarksbyggande) har sedan början av 1970-talet arbetat för en bättre ordning, jfr IVA:s rapport nr 56, 1973, "Utnyttjar vi underjorden rationellt?"

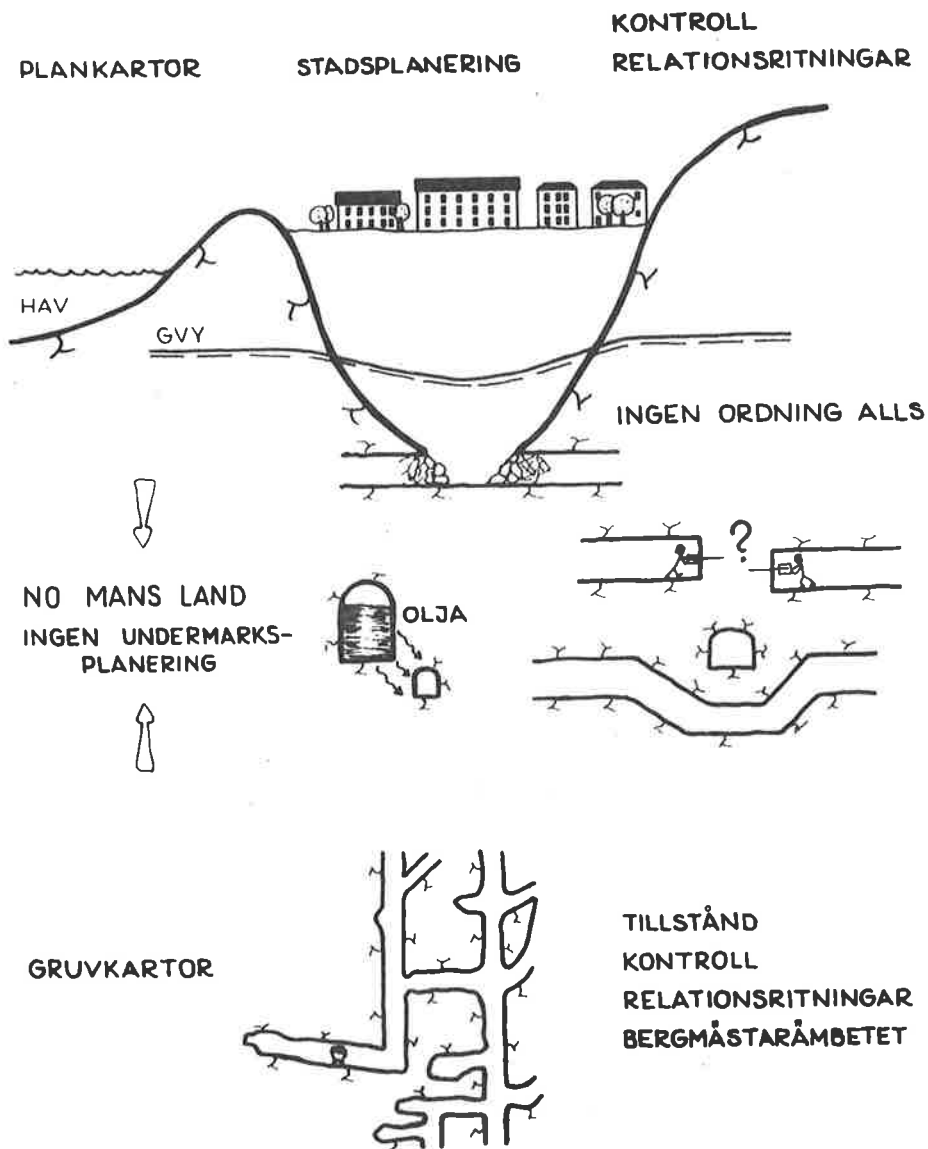


FIG. 1.

Med medel från Byggeforskningsrådet har, under ledning av arkitekt Birger Jansson, Vattenbyggnadsbyrån, en forskningsgrupp under flera år arbetat med problemen och resultatet framlades 1975 i en BFR-rapport, nr 73 05 71 - 8 (två delar), "Undermarksplanering". Ur denna hämtas FIG. 2, som får tala för sig.

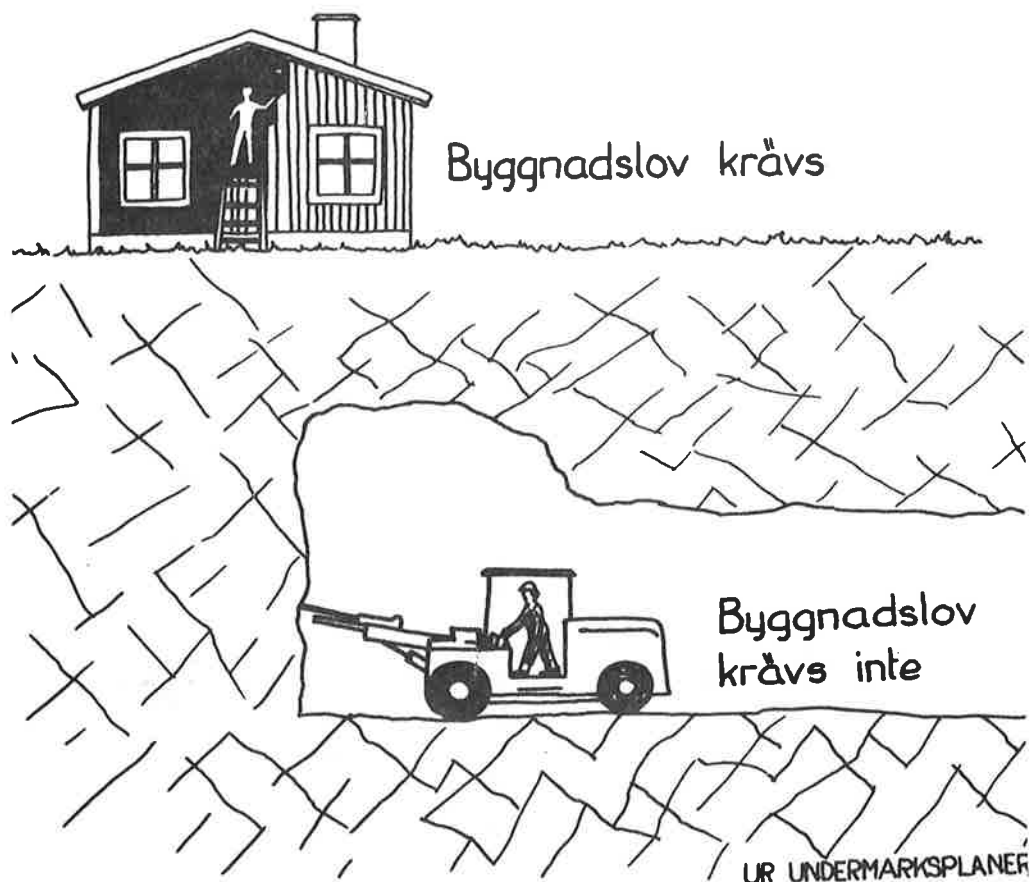


FIG. 2.

En förutsättning för en riktig undermarksplanering är att man med relationsritningar redovisar inte bara utförda bergprojekt utan även det byggnadsmaterial i vilka de sprängts, nämligen berggrunden, med dess fel och brister (geo-redovisning). För att en geo-uppföljning (geo-analys och geo-kartering) av bergförhållandena i befintliga och nya bergprojekt skall bli meningsfull, är det nödvändigt att ett enkelt i arbetsrutinen integrerat förfarande skapas. En förutsättning är härvid att man arbetar efter ett för hela landet gemensamt system (geo-redovisning). En dylik geo-uppföljning och geo-redovisning är ett krav som i framtiden måste ställas vid alla ingrepp i jord och berg. Ett förslag till hur en dylik geo-uppföljning och geo-redovisning bör se ut framlägges nedan.

Påpekande: För enkelhetens skull har i beskrivningen den som utför geo-uppföljningen benämnts geo-mannen.

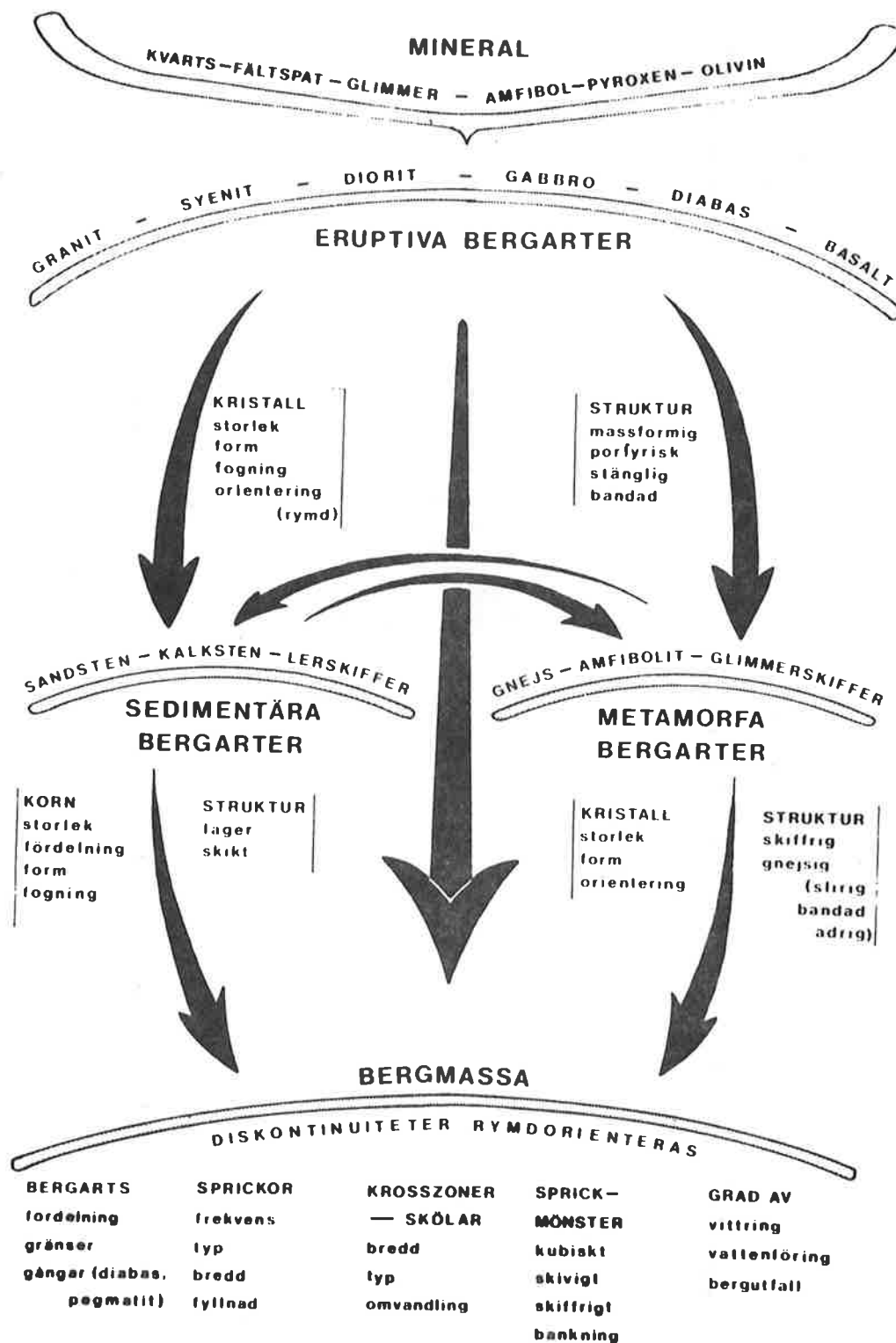


FIG. 3.

Guide från mineral Korn till bergmassa - visande några av de företeelser i berggrunden som geo-mannen skall analysera och redovisa.

BERGARBETSPLATSEN — EN SPECIELL MILJÖ

Arbetsmiljön under jord skiljer sig i hög grad från andra byggmiljöer. Bergborrharnas buller är öronbedövande liksom ljudet från lastmaskiner och fordon. När spränggaserna vädrats ut råder ännu en tät dimma av fukt och damm. Belysningen ger ofta endast ledsyn. Trängseln är stor på grund av ständiga transporter ut och in. Flera arbetsmoment pågår samtidigt, t. ex. utlastning, skrotning, förstärkning, inmätning och reparationer. Miljön är med andra ord för ovant folk riskabel. Bergväggarna belamras snabbt med kablar och rör och blir även otillgängliga för observationer på grund av beläggning med stensmjöl, sot, olja samt utfällningar av järnföreningar m. m.

Den bästa berggrundsanalysen kan därför göras direkt efter sprängningen, när avgaserna vädrats ut. Då är bergväggarna ännu våta, varför strukturer och reliefer bäst kommer till synes. Vid utsprängningen av flera bergrum kan man, sedan transporttunneln är färdig, arbeta på mer än en front samtidigt. Vid tunnelarbeten kan man på sin höjd ha två fronter per tillfartstunnel eller schakt. Arbetsmönstret blir därför olika för olika projekt.

När kan geo-mannen komma åt att utföra sina arbetsuppgifter?

För att få svar på denna fråga har man studerat tre typer av bergarbeten i detalj, nämligen en spårtunnel på 24 m², en mindre va-tunnel på 14 m² samt ett oljelager på mer än 600 m² yta.

Dygnsrytm för de olika arbetsmomenten i respektive projekt redovisas i cirkelsektorer, symboliserande en klocka med 24 timmar: FIG. 4.

En geolog av facket, en ingenjörgeolog samt en praktiker med livslång erfarenhet av arbeten nere i berg har analyserat de olika arbetsmomenten för att utröna vid vilka tillfällen geo-mannen kan komma åt att göra sina observationer.

Såväl arbetare som arbetsledning har på dessa arbetsplatser lämnat synpunkter och uppgifter som i hög grad bidragit till att göra denna handledning praktiskt användbar i, som tidigare nämnts, en mycket ovanlig miljö.

Som framgår av dygnsanalyserna är det vid relativt få tillfällen som geo-mannen kommer åt att analysera berget vid en brytfront. Eftersom indriften per dygn endast är ett fåtal meter bör han emellertid hinna göra sina observationer på den timme som står till buds efter varje sprängning. Om man skjuter upp mer än två brytfronter samtidigt torde emellertid tiden bli knapp. En förutsättning är att man hinner ordna med ordentlig belysning.

Det förutsättes att geo-mannen har god kontakt med bergfolket, såväl borrhare som skrotare, och inhämtar informationer från dessa, liksom att han studerar brytfronten även före sprängningen, då denna blivit ren av borrharens spolvatten.

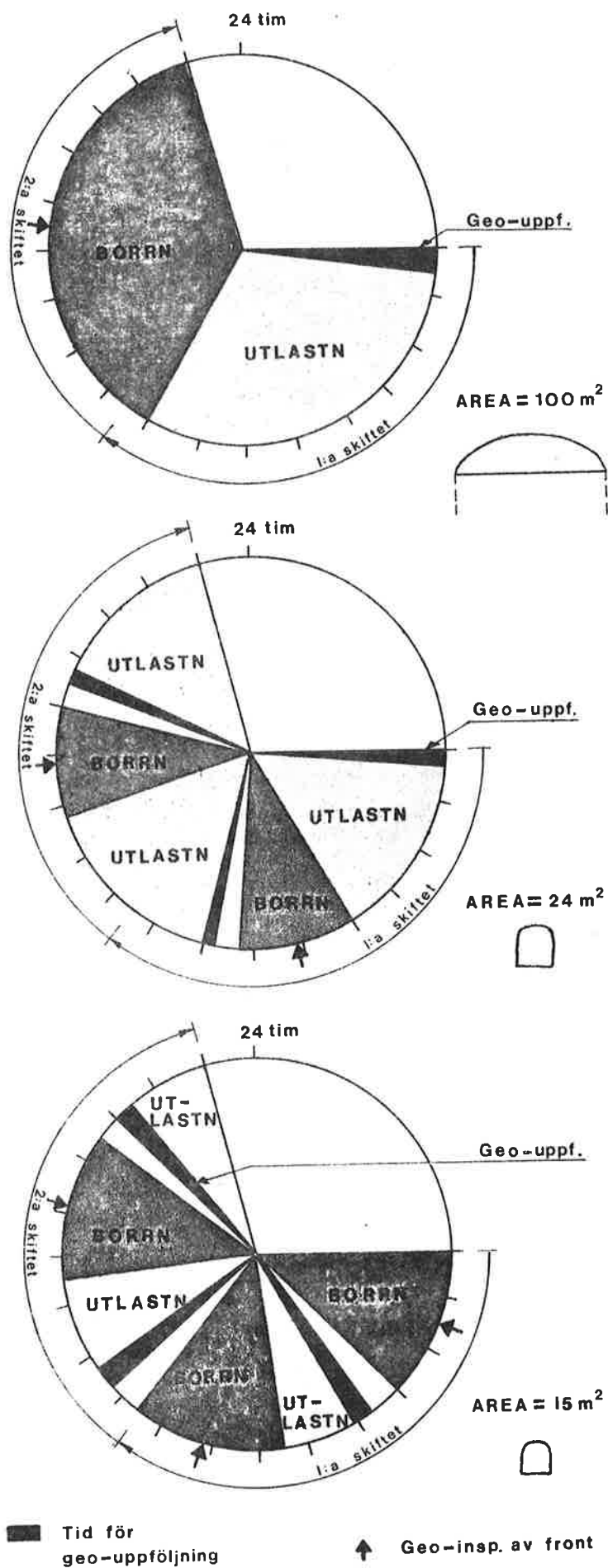
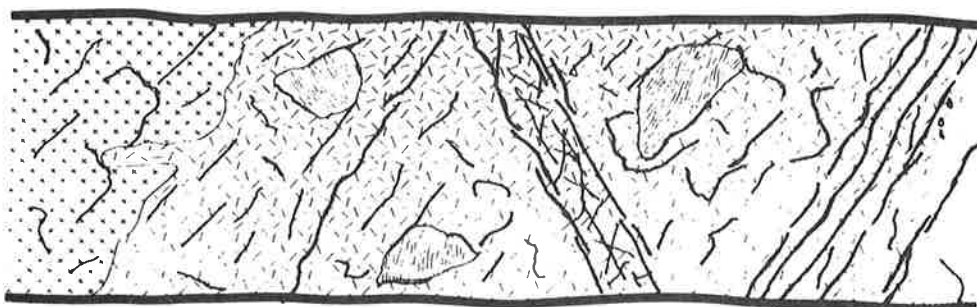


FIG. 4. Dygnsrytm vid tunnelsprängning.

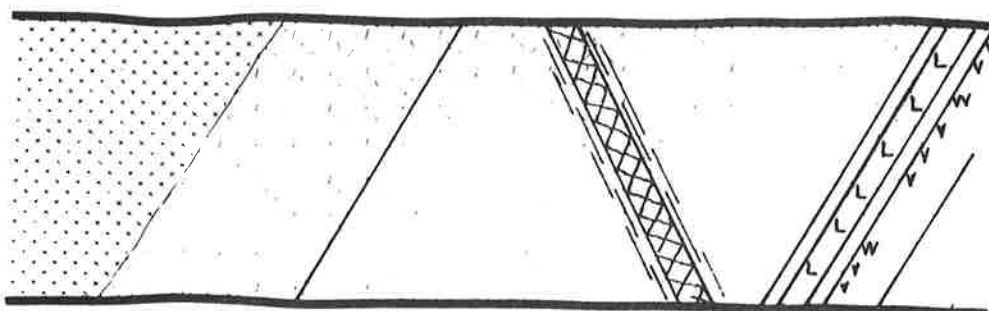
Hur detaljerat geo-mannen skall bedriva sina berggrundsstudier beror, som tidigare nämnts, på typen av projekt. Vissa grunddata skall dock i alla sammanhang inhämtas och geo-mannen skall på ett snabbt sätt notera sina iakttagelser och redovisa dem så att de blir lättillgängliga för så många intresserade som möjligt.

Geo-mannens speciella problem

är att kunna sovra bland de informationer han får vid studium och analys av berget. Det är en allmän erfarenhet att den ambitiösa geologen vid sina första bergkarteringsarbeten tar med alla sprickor och mönster i berggrunden. Hans alster blir oläsbart, och det virrvarr av sprickor som redovisas nära nog avskräcker från en fortsättning av bergarbetet. Endast sprickor med geologisk bakgrund (sturera sprickyterna m. m.) skall medtagas, och grupper av sprickor och typiska sprickmönster behöver inte avritas men skall anges till läge, typ (mönster) och inbördes avstånd. Även när det gäller bergartsfördelningen måste en grov generalisering göras; man kan inte och bör inte avbilda allt man ser. FIG. 5. Det är i tunneln urvalet skall ske och icke när man renritar från protokollen. Geo-mannen bör i detta avseende tränas av en erfaren geolog.



GEO-KARTERING AV TUNNELVÄGG
UTAN URSKILJNING



SELEKTIV GEO-KARTERING AV TUNNELVÄGG

FIG. 5. Geo-kartering av tunnelvägg.

Vem lämpar sig som geo-man?

Av utförda analyser framgår att geo-mannen endast under mycket kort tid kommer åt att göra sina observationer. Även om man har flera brytfronter så kan man inte räkna med att all hans arbetstid fylls med meningsfyllda uppgifter. Geo-mannen bör därför ha sådan utbildning och erfarenhet att han även kan användas till andra rutiner i tunnelarbetet.

Det är sällan man i kombination med ingenjörsutbildning skaffar sig geo-kunskap. Därför kan man i dag endast undantagsvis hoppas på att i den ordinarie arbetsstyrkan finna en lämplig geo-man.

I avvaktan på att elever kommer ut från den geoteknologiska linjen vid högskolan i Luleå bör man omedelbart söka lösa problemet genom att låta t. ex. utsättningspersonal eller verkmästare genomgå någon form av kurser i mineral- och bergartslära, strukturgeologi och geo-kartering.

Den geolog som alltid bör följa ett bergprojekt (förundersökning, projektering och byggnad) skall även ansvara för geo-uppföljning och geo-kartering.

Geo-kartering — målsättning

Vid utarbetandet av det system för den byggnadsgeologiska uppföljningen och karteringen som här redovisas har målsättningen varit:

- Arbetet skall kunna utföras i den tidigare beskrivna, påfrestande miljön (ej skriv- och ritvänlig).
- Arbetet skall kunna utföras utan andra instrument än hammare.
- Protokollföringen i fält skall utföras på ett sådan sätt att perspektivskisser inte kräves.
- Den geologiska "stenografin" skall innehålla ett mycket begränsat antal tecken så att minneslistor och uppslagsböcker icke behöver användas vid arbetets utförande.
- Protokollet skall vara enkelt och lättläst.
- För utförandet av uppgiften skall icke krävas en professionell geolog, men geo-mannen skall ha baskunskaper i mineralogi, petrografi, strukturgeologi etc. En med bergarbeten väl förtrogen geolog (petrograf) leder och ansvarar.
- I slutredovisningen skall symbolerna även ge en visuell känsla av företeelsernas storlek, t. ex. bred eller smal krosszon, bred eller smal sprickzon. Strukturelementens rymdorientering sker på ritkontoret.
- För att underlätta geo-mannens klassificering har man gjort försök att begränsa sig till tre värderingar, t. ex.

vid bedömningen av bergmassans kondition med hänsyn till omvandling och vittring (kvalitet A, B, C) eller sprickvidd (I, II och III).

Varför gör man en byggnadsgeologisk uppföljning och kartering?

- För att kontrollera bergförhållandena och förundersökningarnas prognoser (säkerhetsfråga).
- För att dokumentera berggrundens beskaffenhet innan den genom sprutbetong eller andra åtgärder blir otillgänglig för observation.
- För att kunna bedöma behovet av provisoriska förstärkningar (arbetarskydd).
- För att kunna bedöma behovet av permanenta förstärkningar (= funktion och säkerhet på lång sikt).
- För att kunna bedöma behovet av tätningsåtgärder med hänsyn till anläggningens funktion eller med hänsyn till risken för skadlig grundvattensänkning etc. (risker för miljö och människor ovan mark).
- För att få underlag för bedömningen av orsakerna till framtida oförutsedda komplikationer.
- För att minska behovet av undersökningar vid framtida utbyggnader och närbelägna nya projekt.
- För att ta tillvara de geologiska informationer som ur allmän vetenskaplig och praktisk synpunkt kan vara av värde för framtiden.

Geo-mannen skall studera och redovisa:

- Bergartsfördelningen inkl. bergartsgränser.
- Bergmassans (bergartens) strukturer (rymdorientering).
- Bergmassans diskontinuiteter: sprickor (frekvens, mönster, vidd, ytbeskaffenhet, fyllnad etc.), krosszoner, skölar, bergartsgångar (bredd, typ), som rymdorienteras.
- Bergmassans vittring och omvandling.
- Kvalitet, dvs. konsistens, i klasserna A, B, C.
- Berggrundens vattenföring.
- Vidtagna förstärknings- och tätningsåtgärder.
- Inträffade bergutfall och ras.
- Provtagningsställen för bergarter, vatten etc.

- Utförda sonderingsborrningar för kontroll av bergtäckning etc.
- Resultat av sprängning.

Geo-mannen skall efter samråd ha befogenhet att påkalla sonderingsborrning och injektering.

GEO-KARTERINGENS UTFÖRANDE

Uppgift: Att under driften ange (protokollföra) läge och typ av iakttagelser.

Protokoll

Å färdigställda protokoll, FIG. 6 a och 6 b, inlägges den längdmarkering som alltid utföres invid golvet i bergrum och tunnlar. Vid utarbetandet av protokollet har strävan varit att göra detta så enkelt som möjligt samt att kombinera ena väggen med taket så, att man undviker att i det praktiska arbetet misstaga sig på riktningar och rymdgeometrisk orientering. Skalan på protokollet skall anpassas till objektet. Det är viktigt att man har samma längd och höjdskala. Observera den förtydligande figuren som alltid skall finnas på protokollet, liksom NORRPIL.

Erfarenheten visar, att det inte alltid är lätt att göra tydliga observationer i bergrummets väggar och tak. Detta innebär, att man får registrera sina iakttagelser och senare försöka korrelera dem vid renritningen. Vid den gemensamma genomgången som med jämna mellanrum skall göras tillsammans med bergsakkunnig geolog bör man kontrollera, att protokollet uppfattats på rätt sätt.

Karteringsproceduren

Enligt här föreslaget system skall väggarna karteras var för sig. Taket karteras men ej golvet, som sålunda aldrig behöver friläggas och rengöras. Höga bergrum spränges våningsvis, i flera etapper. Geo-analys och kartering sker då från varje pall, taket från den första.

Bergartsfördelningen

markeras i rutnätet nederst på protokollet (FIG. 6 a). Förhärskande bergarter föres från fall till fall in i vänstra kolumnen.

Diskontinuiteterna

Lutningen av diskontinuiteterna, som geo-mannen mer eller mindre känslomässigt avritar, bör vara tillräckligt noggrann. Han kan även använda klockan som hjälp vid angivande av lutningen. Härvid torde det vara tillräckligt om man med hjälp av klockan endast skiljer på vinkelintervall av 30°, dvs. horisontella sprickor = kl. 9, vertikala = kl. 12 och mellan dem spricklutningarna kl. 10 och 11 samt kl. 1 och 2. FIG. 7.

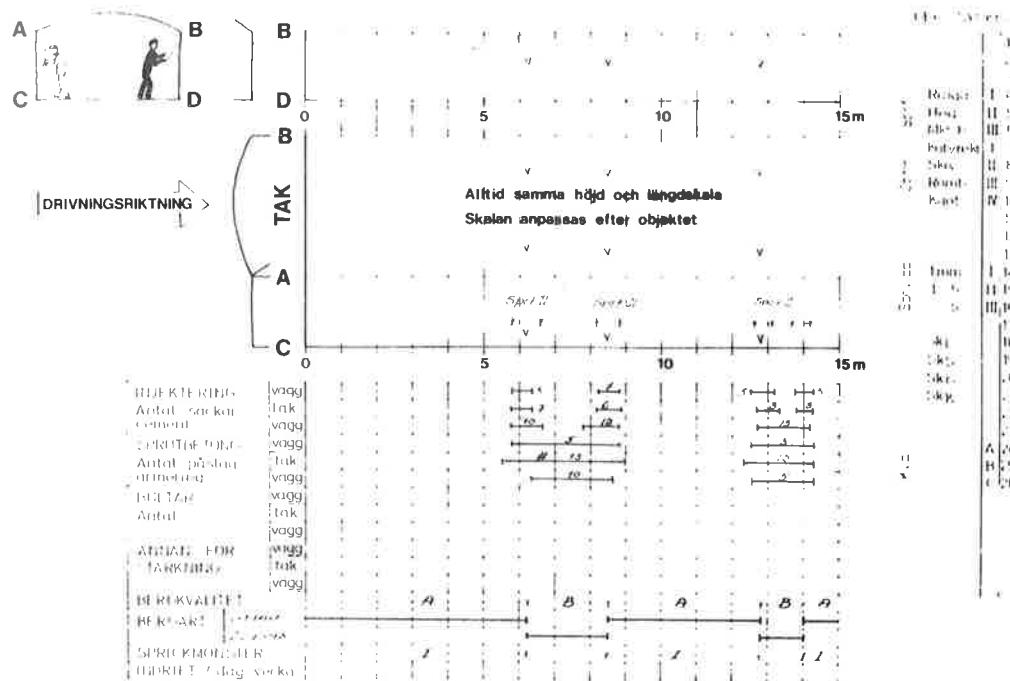


FIG. 6a. Fältprotokoll

INJEKTERING Antal säckar cement	vägg				
	tak				
	vägg				
SPRUTBETONG Antal påslag armering	vägg				
	tak				
	vägg				
BULTAR Antal	vägg				
	tak				
	vägg				
ANNAN FÖRSTÄRKNING	vägg				
	tak				
	vägg				
BERGKVALITET					
BERGART	Granit				
	Diabas				
SPRICKMÖNSTER					
INDRIFT / dag, vecka					

FIG. 6b. Detalj av FIG. 6a.

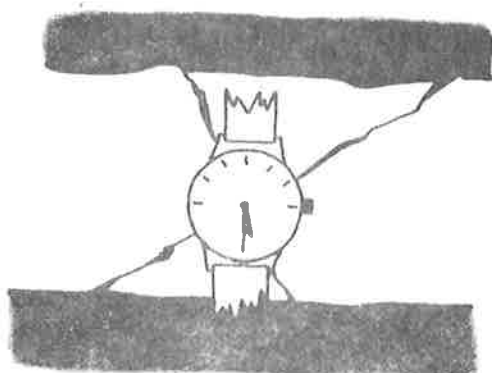


FIG. 7. Mätning av spricklutning med hjälp av klocka.

Geo-symboler

Vid valet av geo-symboler har det, som tidigare nämnts, varit en strävan att visualisera företeelserna i berget, så att läsaren av de slutliga ritningarna får en känsla för storleken av sprickor, krosszoner etc.

För bergarterna har sålunda standardraster valts så att strukturen i möjligaste mån direkt framgår av bergartsbeteckningen, FIG. 8. . Jämför t.ex. gnejs, sandsten, sedimentär kalksten, skiffer. För svarta bergarter har valts ett mörkare raster. Tack vare rutnätet, FIG. 6 a, behöver geo-mannen icke vid driftsuppföljningen avbilda dessa beteckningar.

För diskontinuiteterna, FIG. 9, har valts raster lätta att avbilda även vid driftsuppföljningen. Diskontinuiteternas vidd eller bredd anges på protokollen i tre klasser, I, II och III. Invid varje diskontinuitet anges uppgifter om t.ex. vattenföring (v), sprickfyllnad (lera L, sand S, grafit G, klorit K). Sprickmönster, sprickfrekvens och bergkvalitet⁺) anges i enlighet med rutnätet t.h. på FIG. 6 a = protokollet, liksom övriga uppgifter å FIG.10, nyckel till geo-stenografin.

Den rymdgeometrisk orienteringen behöver geo-mannen inte intressera sig för. I och med att man kan följa upp diskontinuiteterna i båda väggarna och förhoppningsvis även i taket, kan man med hjälp av hans underlag få fram den rymdgeometrisk orienteringen.

En extra hjälp för rymdorienteringen av strukturerna och övriga diskontinuiteter erhålles om man även karterar brytfron-ten mellan salvorna. Denna kartering kan ske på protokoll med tunnelsektioner, vilka för varje enskilt fall anges med längdmätning, datum och signatur. Sektionerna skall vara skalriktiga.

⁺) I - IV, I - III, A - C, resp.

FÖRSLAG TILL GEO - SYMBOLER (BERGARTER)

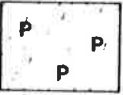
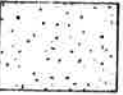
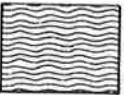
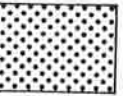
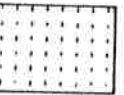
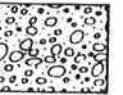
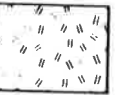
GRANIT	F 7163		LERSKIFFER	F 7166	
PEGMATIT	F 7163		SED. KALKSTEN	F 7144	
PORFYR	F 7117		GNEJS	F 7103	
MÖRKA MASSFORM. BERGARTER	F 7095		KVARTSIT	F 7211	
DIABAS	F 7191		AMFIBOLIT	F 7106	
SANDSTEN	F 7014		GLIMMERSKIFFER	F 7215	
KONGLOMERAT	F 7119		KRIST. KALKSTEN	F 7164	
			LEPTIT	F 7241	

FIG. 8.

FÖRSLAG TILL GEO - SYMBOLER (DISKONTINUITETER)

DISKONTINUITET		VIDD/BREDD		
		I	II	III
		< 1 mm	1- 5 mm	> 5 mm
Enstaka sprickor				
Sprickzon/upprepade sprickor		< 1 m	1- 5 m	> 5 m
Krosszon		< 0.1 m 	0.1- 1 m 	> 1 m
Sköl		< 1 cm 	1- 5 cm 	> 5 cm
Bergartsgräns				
Sköl med lerfyllnad	Sk _L		Spricka, torr	
Sköl med sandfyllnad	Sk _S		Spricka med fuktutslag	
Sköl med grafitfyllnad	Sk _G		Spricka med vattendropp	
Sköl med klorit-biotitfyllnad	Sk _K		Spricka med rinnande vatten	
+ Horisontella Diskontinuitr.		50°	Sprickriktning med stupnings- angivelse	
			Sprickriktning, vertikal stupning	
			Förkastning	

FIG. 9.

NYCKEL TILL GEO-STENOGRAFIN

Beträffande

BERGARTSGRÄNSER

SPRICKOR (enstaka)

SPRICKZONER

KROSSZONER

SKÖLAR

hänvisas till FÖRSLAG TILL GEO-SYMBOLER (Diskontinuiteter) FIG. 9. Märk "vidd/bredd" anges i protokollet, FIG. 6a, med I, II och III. Vid slutredovisningen användes de graderade symbolerna. Symbolerna för S, L, G, K och v invid diskontinuiteterna är tillräckligt enkla att användas även i fältprotokollet.

Strukturer

Massformig (Massf.)

Skiktad (Skikt.)

Stänglighet (Stängl.)

Skiffrig (Skf.)

Gnejs: Slir (Slir.)

Sprickfrekvens (Sprf.)

I = 1-3 pr m = ringa

II = 3-10 pr m = hög

III = >10 pr m = mycket hög

Sprickmönster (Sprm.)

I = ortogonal blockighet

II = skivigt sprickmönster

III = romboedriskt sprickmönster

IV = kaotiskt sprickmönster

Sprickplanens beskaffenhet (Sprk.), ytkonfiguration

I = plan sprickyta

II = böljande sprickyta

III = rå sprickyta

Klov (klv.)

Bergkvalitet (Bkval.)

A = god kvalitet

B = medelgod kvalitet

C = dålig kvalitet

Svällande lera = $L_{sväll}$

Grusvittrat berg = Grusvittr.

Smällberg = smällb.

Bergutfall = bergutf.

FIG. 10. Nyckel till geo-stenografin.

Registrering av vattenföring

Vid registrering av vattenläckning bör observeras, att man ofta arbetar med en falsk bild, dvs. berget är torrt inte därför att det är vattentätt utan därför att bergväggarna är dränerade på grund av att vattnet tränger upp i sprängstensmassorna på golvet och sålunda inte blir synligt för geo-mannen, FIG. 11.



FIG. 11. Grundvattensänkning kring bergtunnel.

Även en grov uppskattning av de vattenmängder (l/min) som läcker in i bergrum och tunnlar är mycket svår. Man kan öva sig med hjälp av klockan, en hink och vattenkranen i köket. Av denna anledning är det viktigt att geo-mannen även studerar och noterar sprickornas vidd och öppenhet liksom fyllnadsmaterial i dem.

Att avgöra sprickornas vidd i bergväggen är en vanskelig uppgift och kräver stor erfarenhet, då det framför allt gäller att avgöra om en sprickas öppenhet är naturlig eller om öppnandet orsakats av sprängningen.

En god hjälp för en statistisk behandling av sprickornas öppenhet är att pröva deras vidd med hjälp av tolkar. Jfr Symbolerna i FIG. 9.

Dessa analyser är av stor betydelse när det gäller att bedöma inläckande vattenmängder (när grundvattensituationen runt bergutrymmet är återställd) och därmed även kostnaderna för länshållning och tätning.

Efter sprängning kan ibland häftiga vattenflöden inträffa som efter någon eller några timmar avtar för att snart helt upphöra. Det är viktigt att notera när sådana fall inträffar; geo-mannens ständiga kontakt med bergfolket är även här en viktig informationsväg.

Registrering av utförda förstärkningar m. m.

Utöver de geologiska analyser och geo-karteringar som här beskrivits skall geo-mannen även protokollföra utförda förstärkningar med angivande av typ, mängder och längder av bultar (FIG. 6 a), omfattningen av utförda sprutbetongförstärkningar med angivande av antal påslag, armering etc.

På basis av detta skall man efter inmätning av tunneln eller bergrummet sådant det blev efter utsprängningen göra en relationsritning, som visar inte bara läget och formen av det hålrum som åstadkommits utan jämväl alla de åtgärder som vidtagits med berget.

Provtagning av mineral och bergarter

Proverna (stufferna) lägges omedelbart i dubbla plastpåsar och en etikett angivande läge, datum, signatur etc. stoppas mellan påsarna. Helst skall den vara läsbar utifrån. På kontoret bör stufferna märkas med löpande nummer och registreras i liggare. Stuffer kommer nämligen ofta, när de studeras vid gruppmöten, på villovägar och det är därför angeläget att kunna identifiera dem.

Vid tagning av vattenprov för kemisk analys kräves rena, med destillerat vatten sköljda kärl. Vid bakteriologisk analys kräves dessutom renlighet och speciell förvaring (i kylskåp).

Kontroll av geo-uppföljningen

En gemensam genomgång av bergprojektet skall ske av ansvarig geolog och konstruktör, varvid geo-redovisningen skall granskas och revideras. Vid denna inspektion skall minst en bergvägg vara renspolad samt bra belysning ordnad. Den slutliga redovisningen (se nästa kap.) skall signeras av ansvarig geolog och konstruktör.

REDOVISNING FÖR ARKIVERING. BETECKNINGSSYSTEM

På basis av geo-mannens protokoll skall tunneln eller bergrummet redovisas på ritningar och i en skala som får bestämmas från fall till fall. Redovisningen skall vara sådan att den är lättillgänglig även för icke fackmän samt utföras på ett sådant sätt att den kan sättas in i en plankarta så att geo-observationerna kan korreleras med övriga geo-informationer i området (jfr gruvkartan).

Vid den slutliga redovisningen (arkivritningarna) användes de symboler för bergarter och diskontinuiteter som anges på FIG. 8 och FIG. 9.

Vid renritningen spegelvändes ena väggen så att den kan anslutas till taket, varefter väggarna fälls ut (jfr tillplattad kartong). Som exempel visas i FIG. 12 a och 12 b slutredovisningen av en byggnadsgeologisk uppföljning och kartering av ett bergrum för en tunnel.

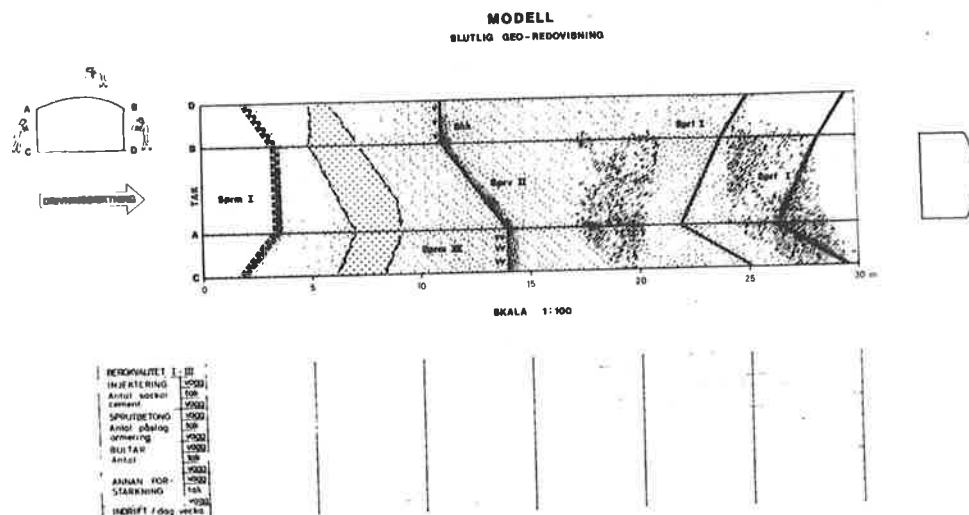


FIG. 12 a.

BERGKVALITET I - III		
INJEKTERING Antal säckar cement.	vägg	
	tak	
	vägg	
SPRUTBETONG Antal påslag armering	vägg	
	tak	
	vägg	
BULTAR Antal	vägg	
	tak	
	vägg	
ANNAN FÖR- STÄRKNING	vägg	
	tak	
	vägg	
INDRIFT / dag vecka		

Den arkivbeständiga geo-redovisningen skall förvaras i pärmar å vilka lämpligen lämnas informationer enligt FIG. 13.

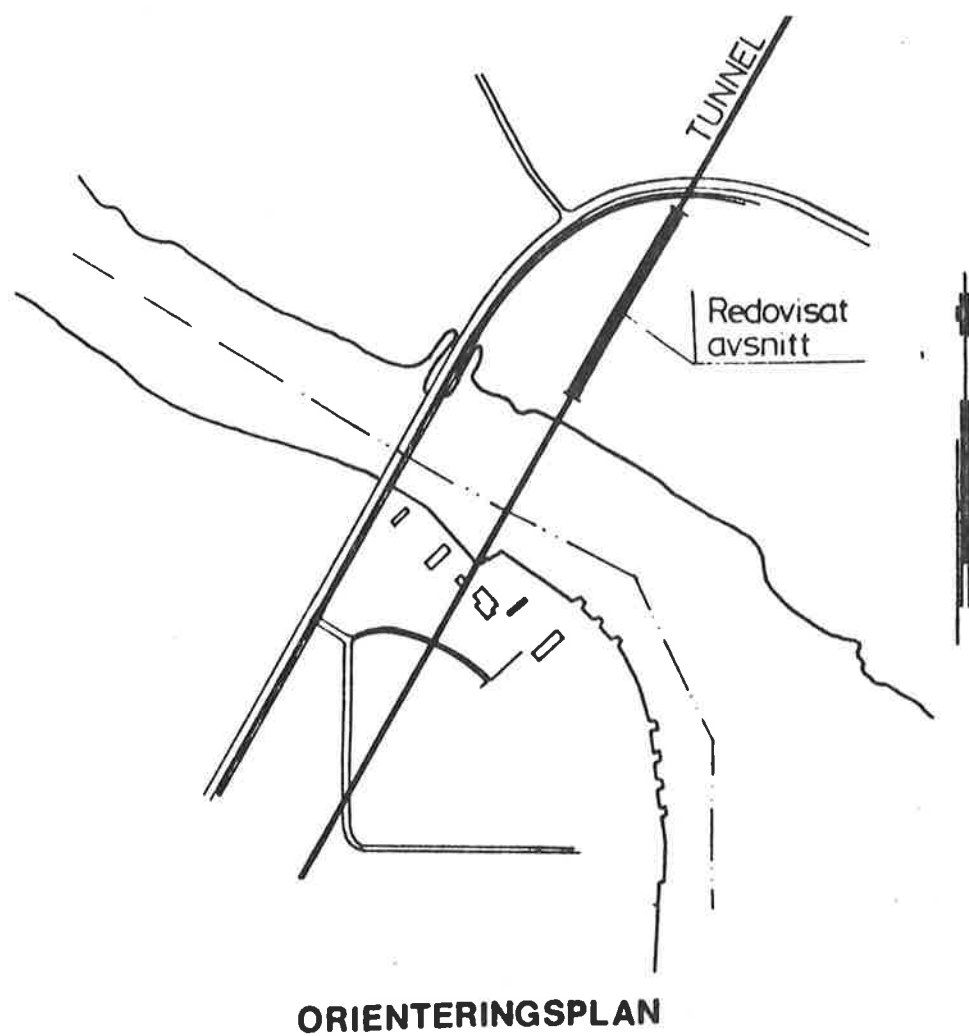


FIG. 13.

VEM ANSVARAR OCH ARKIVERAR ?

Verkställande och arkivering bör ske på kommunal nivå (byggnadsnämnd eller planmyndighet).

För samordning och övervakning föreslås Planverket.

Geo-området får en allt större betydelse i det moderna samhället. Dess olika grenar, byggnadsgeologi, geoteknik, bergmekanik och hydrogeologi osv., är under stark utveckling vid statliga institutioner, universitet och högskolor (SGI, SGU, BeFo, CTH, KTH, LuHS, VTI).

Alla dessa kunskapsområden är emellertid så starkt integrerade i varandra så det kan ifrågasättas om det inte vore lämpligt att tillskapa ett samordnande organ i form av ett statligt verk, "Geoverket", som i sig sålunda skulle ha erforderlig kompetens för samordning och övervakning av undermarksbyggnade.

Dimensionering av permanentförstärkning på basis av geo-analys och geo-redovisning

Med den föreslagna geo-redovisningen som underlag bör projektgruppen (konstruktören, ansvarige geologen och representerer från beställarsidan) direkt kunna markera de områden av tunneln, som bör förstärkas utöver den driftförstärkning som redan gjorts. Förstärkningens dimensionering och utformning i detalj bör dock ske medelst anvisning (markering) direkt i bergrummet.

Som tidigare nämnts skall inte bara stabilitets- och stennedfallsrisker i detta sammanhang beaktas utan även den funktionsmässiga sidan av projekten. Vad som ovan sagts gäller även behovet av tätningsåtgärder.

I den slutliga geo-dokumentationen skall alla vidtagna förstärknings- och tätningsåtgärder redovisas.

KORRELATION MELLAN GEO-ANALYS PÅ MARKYTAN OCH I BERGET

Vid relativt ytligt belägna bergrum och tunnlar kan det ur många synpunkter vara intressant att jämföra på ytan gjorda geo-observationer med dem man gör nere i berget.

De bästa berggrundsstudierna gör man, som nämnts, i en tunnel och får då ett värdefullt komplement till den geologiska ytkarteringen. I svensk hård granitisk berggrund är behovet av korrelationer i detalj med ytkarteringen kanske inte så stort, men i områden med starkt växlande berggrund, t.ex. vid sedimentära bergarter i en brant stående lagerföljd, kan en detaljkorrelation vara av stort värde. FIG. 14.

I Sverige har sedan 1967 ett flertal analyser gjorts vad gäller korrelation berget i tunneln jämfört med berget ovan mark, Tor H. Hagerman / 1 /, "Geologisk kartering av tunneln Uttran-Himmerfjärden och precisering av det tekniska värdet från motsvarande fotobildtolkning och markkartering", C.-O. Morfeldt - J. Lundberg / 2 /, "Flygbildstolkning — ett hjälpmedel vid projektering av bergtunnlar — en erfarenhetsåterföring", samt L. Lysén - K. Palmquist / 3 /, "Betecknings-system för geologisk-tektonisk undersökning".

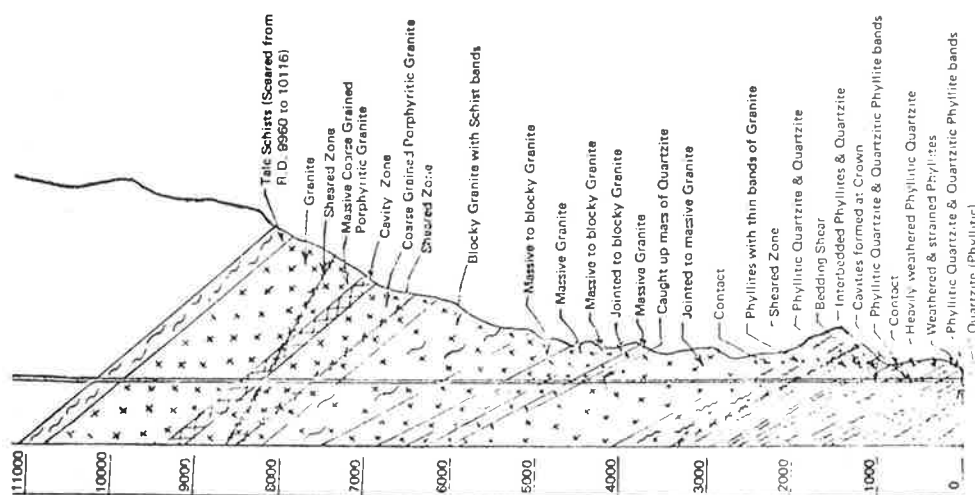


FIG. 14. Geologisk sektion, sammanställd genom korrelation av geo-informationer från tunnel och från markyta.(USA)
Ur Sten G. A. Bergman et al, BFR:s Informationsblad B10:1973.

SLUTORD

Redan har nämnts, att gamla tiders bergfolk levde med sitt berg och var väl medvetna om de risker till liv och lem som nedfallande stenblock och ras kunde innebära. Man kände berget i detalj och vidtog snabbt åtgärder när fara hotade. I den moderna berghanteringen saknas tid och utrymme för bergfolket att studera och lära känna berget. De moderna borrhiggarna reagerar inte för bergkvaliteter, så som mannen vid den handhållna maskinen alltid gjorde. Borrningen för sprängningen var förr en sorts sonderingsborrning. Man måste därför numera lägga säkerheten i en geo-uppföljning av speciellt utbildad personal, som ger en riktig bild av bergförhållandena praktiskt användbar för bergtekniska ställningstaganden och bedömningar.

Geo-kartan skall utföras på ett enkelt och lättillgängligt sätt så att den kan användas av kommande generationer och ge dem ökad säkerhet vid det ständigt ökande byggandet i berg. Geo-kartan skall utgöra det instrument med vars hjälp man skall kunna utföra en förnuftig undermarksplanering på lång sikt.

Den geo-uppföljning och geo-kartering för bergrum och tunnlar, som här föreslagits, följer i mångt och mycket den mall som gruvindustrin tillämpat i flera århundranden. Stora skillnader föreligger dock i såväl arbetssätt som redovisning. Målsättningen är dock densamma — att vid bergarbeten skapa ökad trygghet för människan såväl under som över jord, nu och i framtiden.

Den föreslagna geo-redovisningen gör inte anspråk på att vara fullständig och allmängiltig. Urvalet av geo-informationer måste, liksom beteckningar och skalor, alltid projektanpassas.

Det är min förhoppning att denna studie skall bidra till att gemensamma och enhetliga normer för geo-uppföljning och geo-kartering av bergrum och tunnlar snabbt skall komma till stånd och att ansvariga myndigheter skall kräva deras tillämpning.

Normarbetet bör samordnas med den internationella klassifikation av berget och dess egenskaper som nu pågår i ISRM:s regi. Ärendet är angeläget bl. a. därför att geo-uppföljning och geo-kartering utgör grunden för en riktig undermarksplanering.

LITTERATUR

- / 1 / HAGERMAN, T.H., Geologisk kartering av tunneln Uttran-Himmerfjärden och precisering av det tekniska värdet från motsvarande fotobildtolkning och markkartering. STU-rapport 69-1178/U857, 1969.
- / 2 / MORFELDT, C.-O., LUNDBERG, J., Flygbildstolkning — ett hjälpmedel vid projektering av bergtunnlar — en erfarenhetsåterföring. BeFo Bergmekanikdag 1974.
- / 3 / LYSÉN, L., PALMQUIST, K., Tätning av bergtunnlar. Projekteringsmetodik, injektering och förstärkning. BFR rapport R4:1976.

ISRM:s KLASSIFICERINGSKOMMISSIONS FÖRSLAG TILL "BASIC GEOTECHNICAL CLASSIFICATION OF ROCK MASSES"

Basic Geotechnical Classification of Rock Masses proposed by
the Classification Commission of ISRM

Magnus Bergman, Hagconsult AB, Stockholm

En gemensam brist hos såväl geologiska och tekniska rapporter avhandlande bergmekaniska problem som publicerade artiklar inom samma ämne är avsaknaden av ett passande och allmänt accepterat sätt att överföra en övergripande värdering eller bedömning av ett aktuellt bergpartis karaktär till de personer som inte har studerat detsamma i fält. Sedan länge vet vi att ett gemensamt språk för experter inom olika områden som behandlar bergmekaniken är önskvärt. Att, som FIG. 1 visar, möjliggöra en överföring av entydig information om en bergmassa från fältet till kontoret oavsett avstånd, är således ett önskemål. Ju större behovet till direktkontakt mellan avsändare och mottagare är desto mindre uppfyller språket eller klassificeringssystemet det uppställda kravet.

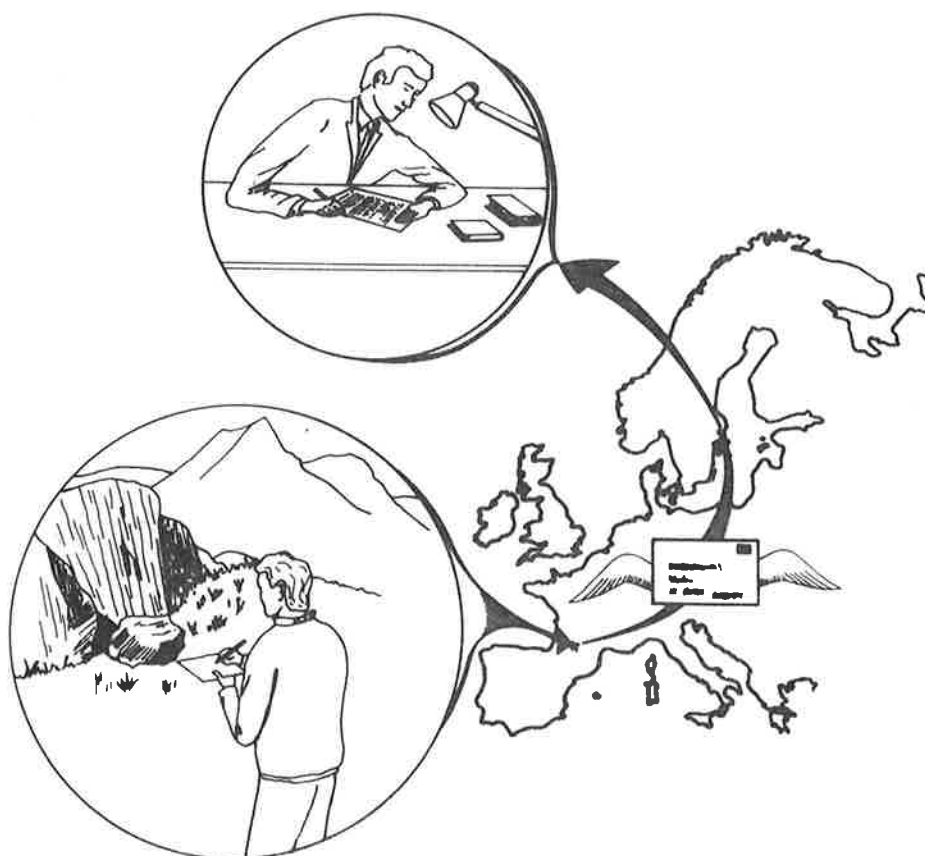


FIG. 1.

För att undersöka möjligheten att hitta eller utarbeta ett sådant språk tillsatte ISRM 1971 en "Commission on Classification of Rock and Rock Masses" med sammansättning enligt nedan.

M. Rocha - Chairman	Portugal
B. Aisenstein	Israel
R. Call	U.S.A.
E.J. Cording	U.S.A.
F. Franciss	Brazil
J. Franklin	Great-Britain
H. Helfrich	Sweden
J. Jennings	South-Africa
C-O. Morfeldt	Sweden
L. Obert	U.S.A.
R. Oliveira	Portugal
M. Panet	France
D. Stapledon	Australia
B. Woight	U.S.A.

Kommissionens första uppgift var en uttömmande genomgång av dokument framför allt avseende de talrika klassificeringssystem som föreslagits tidigare. Dessa dokument studerades noga av kommissionsmedlemmarna, då kommissionen i förligaste mån föredrog att följa redan i bruk varande klassificeringskriterier framför att ställa upp nya. Professor Hans Helfrich presenterade resultatet av sin inventering i detta sammanhang på bergmekanikdagen 1973. På basis av resultatet från denna litteraturinventering och de första arbetsmötena inom kommissionen, där det bland annat visade sig att den engelska nomenklaturen inte är helt entydig, ansåg man det vara välbetänkt att i första steget utarbeta ett förslag till ett "Basic Geotechnical Classification System", som jag i grova drag skall redovisa här. Detta system bär väsentligen drag av kommissionens ordförande, Dr Manuel Rocha från Portugal, och förelåg i detta skick efter kommissionens senaste möte i Minneapolis i september 1975, där jag deltog såsom ersättare till Direktör Carl-Olof Morfeldt och Professor Hans Helfrich. Kommissionens medlemmar har blandade uppfattningar om systemets tillämpbarhet och utformning och därför beslöts att i respektive land presentera detta preliminära förslag i syfte att inhämta synpunkter för det fortsatta arbetet. Avsikten är sedan att detta allmänna basklassificeringssystem skall ligga till grund för utveckling av olika ändamålsenliga klassificeringssystem för underjordsarbeten, slänter, grundläggning och fragmentering.

Syftet med detta basklassificeringssystem är att beskriva de olika zoner som bildar en given bergmassa med utgångspunkt från följande informationskällor:

- blottade hållar och/eller
- spränggropar och/eller
- tunnlar och/eller
- borrhål

Kommissionen beslöt att basklassificeringssystemet vidare skulle uppfylla följande huvudkrav:

- Det skall vara ett språk som möjliggör för betraktaren av en bergmassa att vidarebefordra det allmänna intrycket av bergmassan speciellt avseende dess mekaniska egenskaper. För att nå detta krav måste språket vara entydigt, dvs. olika betraktare av samma bergmassa måste klassificera det på samma sätt.
- Det skall innehålla i görligaste mån kvantifierbara data av intresse för lösandet av specifika praktiska problem.
- Dess tillämpning skall hellre baseras på mycket enkla mätningar än på visuella observationer av bergmassan och/eller kärnorna.

Mot bakgrund av att målet med basklassificeringssystemet är att karakterisera bergets mekaniska egenskaper valdes följande faktorer för att beskriva bergmassor:

- Geologiska parametrar
- Strukturparametrar
 - lagertjocklek
 - sprickavstånd
- Mekaniska parametrar
 - enaxiell tryckhållfasthet
 - hållfasthetsvariation (strength contrast)

Jag går inte närmare in på orsakerna till detta val utan konstaterar att alla parametrar med undantag av "strength contrast" ingår i merparten av de i bruk varande klassificeringssystemen.

I fråga om den geologiska karakteriseringen av berget har inte basklassificeringssystemet tagit ställning i avvaktan på att International Association of Engineering Geology:s (IAEG:s) klassificeringskommission kommer med förslag. Tillsvidare finns endast allmänna rekommendationer om att petrografi, vittringsgrad, geologisk struktur och sprickkaraktistik bör anges för varje enhet. Låt oss titta på de övriga parametrarna.

Lagertjockleken av en zon i en bergmassa är medelvärdet av tjockleken hos de lager som ingår i zonen. Termen lager används här i dess mest allmänna mening och kan tillämpas på sedimentär, metamorf och eruptiv berggrund.

LAGERTJOCKLEK

Intervaller (cm)	Symboler		Benämningar	
> 200	L_1	$L_{1,2}$	mycket stor	stor
60 - 200	L_2		stor	
20 - 60	L_3	L_3	moderat	moderat
6 - 20	L_4	$L_{4,5}$	liten	liten
< 6	L_5		mycket liten	

FIG. 2. Klassificering av lagertjockleken.

Classification of layer thickness.

Lagertjockleken kan bestämmas på basis av blottade hållar eller på borrhärdar.

I basklassificeringssystemet karakteriseras lagertjockleken genom att ange det intervall, bland de fem i FIG. 2, inom vilket den aktuella lagertjockleken hamnar. I fall när endast tre intervall erfordras används den treskaliga indelningen i FIG. 2. Såväl intervaller som benämningar används i dag i andra system.

Sprickavstånd definieras som medelavstånd mellan på varandra följande sprickor utan hänsyn till sprickgruppstillhörighet när de mäts längs en rak linje.

Termen spricka som den används här hänför sig till alla diskontinuitetsytor med noll eller nära noll draghållfasthet i fogen. När sprickavståndet ändras med riktningen skall i detta klassificeringssystem det värde anges som hänför sig till den riktning som ger lägst värde.

I basklassificeringssystemet karakteriseras sprickavståndet på motsvarande sätt som för lagertjockleken genom att ange det intervall bland de fem eller tre i FIG. 3 inom vilket det aktuella sprickavståndet hamnar. De fem klasserna anges genom symbolerna F_1 till F_5 och de tre genom $F_{1,2}$, F_3 och $F_{4,5}$.

SPRICKAVSTÅND

Intervaller (cm)	Symboler		Benämningar	
>200	F_1	$F_{1,2}$	mycket stor	stor
60-200	F_2		stor	
20-60	F_3	F_3	moderat	moderat
6-20	F_4	$F_{4,5}$	liten	liten
< 6	F_5		mycket liten	

FIG. 3. Klassificering av sprickavstånd.
Classification of fracture spacing.

Den enaxiella tryckhållfastheten hos bergarten hänför sig till friskt berg inom den betraktade zonen. Hållfastheten kan bestämmas med tryckhållfasthetsförfarande eller punktlastprover enligt ISRM:s rekommendationer. Provets vattenhalt skall anpassas till det aktuella problemet. I initialskedet kan hållfastheten ofta behöva bedömas erfarenhetsmässigt, vilket då måste omnämnas i rapporten.

För berg med utpräglade anisotropidrag är det ofta väsentligt att beakta hållfastheten i mer än en riktning. I detta klassificeringssystem skall hållfastheten motsvara den riktning längs vilken medelhållfastheten är lägst.

På motsvarande sätt som för lagertjocklek och sprickavstånd klassas den enaxiella tryckhållfastheten av bergarten inom zonen i de fem eller tre klasserna som framgår av FIG. 4.

ENAXIELL TRYCKHÅLLFASTHET

Intervaller (%)	Symboler		Benämningar	
> 6	C ₁	C _{1,2}	mycket hög	hög
2 - 6	C ₂		hög	
0,6 - 2	C ₃	C ₃	moderat	moderat
0,2 - 0,6	C ₄	C _{4,5}	låg	låg
< 0,2	C ₅		mycket låg	

FIG. 4. Klassificering av enaxiell tryckhållfasthet.

Classification of uniaxial compressive strength
of rock.

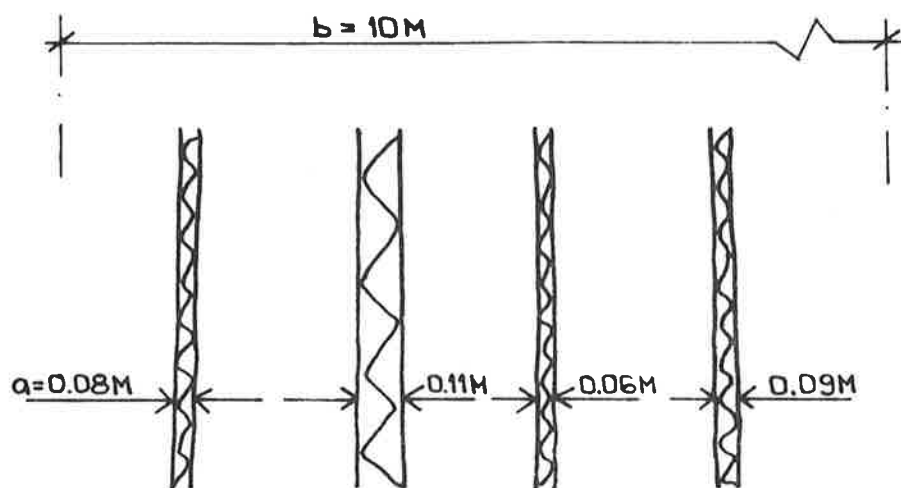
Avsikten med den nya parametern "strength contrast" är att få fram en variabel som återspeglar kontrasten mellan hållfastheten hos bergarten eller friskt berg och den vanligen mycket lägre hållfastheten hos de band eller de begränsade avsnitt i anslutning till sprickor eller diskontinuiteter med omvandlat berg eller fyllnadsmaterial. "Strength contrast" definieras mot denna bakgrund längs en given linjär sträckenhet som förhållandet mellan hela sträckan och dess andel av dåligt berg med en enaxlig tryckhållfasthet som är mindre än 10 % av bergartens hållfasthet enligt FIG. 5.

Som för de tidigare parametrarna baserar sig klassificeringen av hållfasthetsvariationen av en zon på det intervall av de fem eller tre i FIG. 6 inom vilket medelvärdet av hållfasthetsvariationen hamnar.

När berget visar en markerat reducerad hållfasthet vid sprickor eller andra diskontinuiteter med gradvis övergång måste 10 %-gränsen givetvis baseras på erfarenhetsmässiga bedömningar. Den här visade intervallindelningen är föreslagen tillsvidare.

För att tillämpa detta klassificeringssystem på en given bergmassa måste man börja med att dela in den i zoner eller områden med karakteristika som ur teknisk/mechanisk synvinkel kan betraktas som likvärdiga. Denna zonindelning baseras på ingenjörgeologiska data och pågår kontinuerligt i takt med att ytterligare data erhålls. Var och en av dessa zoner skall sedan klassificeras enligt detta klassificeringssystem.

BETRAKTAD LÄNGD PÅ KÄRNA EL. BLOTTAD HÅLL



 < 10% AV BERGARTENS TRYCKHÅLLFASTHET

$$\frac{\sum a}{b} = \frac{0.34}{10} = 3.4\% \rightarrow C_2$$

FIG. 5. Beskrivning av hur hållfasthetsvariationen skall beräknas längs den betraktade borrhärnan eller blottade hållen.

A schematic description of the way to calculate the strength contrast along the core or the outcrop to be classified.

HÅLLFASTHETSVARIATION

Intervaller Mpa (kg/cm ²)	Symboler		Benämningar	
>200 (2000)	S ₁	S _{1,2}	mycket hög	hög
60-200 (600-2000)	S ₂		hög	
20-60 (200-600)	S ₃	S ₃	moderat	moderat
6-20 (60-200)	S ₄	S _{4,5}	låg	låg
<6 (60)	S ₅		mycket låg	

FIG. 6. Klassificering av hållfasthetsvariation.

Classification of strength contrast.

Jag har inte själv använt detta klassificeringssystem i praktiken och kan själv se en hel del svårigheter ifråga om tolkning av instruktioner, tillämpning m. m.

Min avsikt har dock endast varit att här presentera eller informera om detta arbete i hopp om att få konstruktiva synpunkter och kritik.

Den eller de som har synpunkter på detta klassificeringssystem är mycket välkomna att vid tillfälle kontakta antingen Carl-Olof Morfeldt, Hans Helfrich eller mig själv.

SUMMARY

A common deficiency of both geologic and geotechnical reports on particular rock mechanics problems as well as of published papers is the lack of an adequate and generally accepted means to transmit an overall assessment of the nature of the rock mass concerned to those who did not observe it. A language common to the experts from different fields who deal with rock mechanics must be made available.

For this reason the ISRM in its Council Meeting of October 3rd, 1971, in Nancy, decided to appoint a Commission on Classifications of Rock and Rock Masses.

The first task of the Commission was an exhaustive gathering of documents, in particular on the numerous classification systems which have been proposed. These documents were carefully studied, inasmuch as the Commission preferred to follow, as far as possible, classification criteria already in practice, rather than to innovate.

It was considered advisable to have, first of all, a "Basic Geotechnical Classification" of a general nature for rock masses; this classification is described in this document. In a preliminary form which is designed to be used as a "tentative standard" with the hope that sufficient data can be accumulated to permit adequate subsequent revision based on actual engineering experience.

The intention of this basic classification is to describe the various zones which constitute a given rock mass based on the available information coming either from outcrop observation, or from trenches, adits or boreholes. This classification may be used for written and oral description of rock masses or in borehole logs, trench logs and adit logs or even in maps and geological sections.

Classification especially devised for different types of engineering works, but obeying the Basic Classification, would be subsequently studied. Among these special classifications the Commission will consider the following fields of application: underground works, foundations, slopes, fragmentation and comminution. Another classification series will possibly be considered in which the type of geologic formation concerned will be taken into account.

UNSUPPORTED UNDERGROUND OPENINGS

Nick Barton, Norges Geotekniske Institutt

SUMMARY

Underground openings can often be left permanently unsupported. The decision of "support" versus "no-support" depends on factors such as the rock mass properties, the span width and the type of excavation. Since unsupported openings range in span from less than 2 metres up to 100 metres, it is clearly the rock mass properties that are of prime importance. The NGI "Q-system" of rock mass classification is used to analyse published case records describing unsupported spans, in an attempt to recognise those rockmass properties which seem to be essential if an opening is to be permanently safe, yet unsupported. Among the essential properties the following were noteworthy; there should not be more than three joint sets, the joints should have some degree of roughness or non-planarity, there should be no alteration or clay filling of the joints, there should be minimal or zero water inflow, and stress levels should be medium. The RQD is usually high, but exceptions (i.e. RQD = 40) are sometimes found.

These published case records are supplemented with rockmass descriptions and Q-classification of the famous Carlsbad limestone caverns of New Mexico, where natural spans ranging from 50 to 100 metres are found. The paper is concluded with a discussion of stand-up times for unsupported openings.

INTRODUCTION

A question that arises many times during the driving of tunnels in good quality rockmasses is the following: can this span remain unsupported, or must bolting or shotcrete be used to ensure permanent stability? The answer obviously depends on many factors, of which the following are probably most important; the rockmass properties, the span width, the type of excavation, and the method of excavation.

An idealized arch such as that illustrated in Figure 1 is a useful starting point for considering the influence of rock mass properties on tunnel stability. For example, if the joints between the blocks were interlocked and rough instead of smooth and planar, the arch would clearly be much more stable. For a block to fall out it would first have to dilate against its neighbours, thereby increasing



Figure 1. The importance of joint properties is illustrated by a classical Roman arch (Segovia, Spain).

the tangential stress and improving stability. Assuming the rock itself was strong enough, the arch might even be more stable if there was an increased load from overlying rock.

The effect of block-size and the number of joint sets is also of importance, if an arch is to remain permanently unsupported without the risk of block-falls. There is clearly a critical stage when the radius of curvature of an arch is sufficiently large compared to the block-size, such that tension and finally shear displacement can occur between adjacent rock blocks. The fact that *maximum* unsupported spans may range from less than 1 metre to more than 100 metres is proof of the huge range of rockmass qualities that are encountered in practice.

The influence of the above joint properties can be quantified by means of a recently developed rockmass classification system. This was developed through exhaustive analysis of approximately 200 case records of tunnels and large underground openings. Ninety of these cases were described by Cecil (1970) based on his detailed observations of tunneling projects in Sweden and Norway.

The method of rock mass classification has been described in detail by Barton, Lien and Lunde (1974, 1975). For convenience, the essential elements of the "Q-system" are given below. Potential users can then follow the analysis of unsupported openings and the associated rock mass requirements given here, without the need for immediate reference to the more detailed publications found elsewhere.

METHOD OF ROCK MASS CLASSIFICATION

The six parameters chosen to describe the rock mass quality (Q) are combined in the following way:

$$Q = (RQD/J_n) \cdot (J_r/J_a) \cdot (J_w/SRF) \quad (1)$$

where

RQD = rock quality designation (Deere, 1963)

J_n = joint set number

J_r = joint roughness number

J_a = joint alteration number

J_w = joint water reduction factor

SRF = stress reduction factor

The rock mass description and ratings for each of the six parameters are given below. The range of possible Q-values (approx. 0.001 to 1000) encompasses the whole

spectrum of rock mass qualities from heavy squeezing ground right up to sound unjointed rock. The case records examined included 13 igneous rock types, 24 metamorphic rock types, and 9 sedimentary rock types. More than 80 of the case records involved clay mineral joint fillings of various kinds, including 12 swelling clay occurrences. However, most commonly the joints were unfilled and the joint walls were unaltered or only slightly altered.

TABLE 1. ROCK QUALITY DESIGNATION (RQD)

A. Very poor.....	0- 25	<u>Note:</u>
B. Poor.....	25- 50	(i) Where RQD is reported or measured as ≤ 10 (including 0) a nominal value of 10 is used to evaluate Q in Eq. (1).
C. Fair.....	50- 75	
D. Good.....	75- 90	
E. Excellent.....	90-100	(ii) RQD intervals of 5, i.e. 100, 95, 90 etc. are sufficiently accurate.

TABLE 2. JOINT SET NUMBER

	(J _n)	
A. Massive, no or few joints	0.5-1.0	<u>Note:</u>
B. One joint set.....	2	(i) For intersections use (3.0 x J _n)
C. One joint set plus random	3	(ii) For portals use (2.0 x J _n)
D. Two joint sets.....	4	
E. Two joint sets plus random	6	
F. Three joint sets.....	9	
G. Three joint sets plus random.....	12	
H. Four or more joint sets, random, heavily jointed, "sugar cube", etc.....	15	
J. Crushed rock, earthlike..	20	

TABLE 3. JOINT ROUGHNESS NUMBER

	(J _r)	
(a) Rock wall contact and (b) Rock wall contact before 10 cms shear		<u>Note:</u>
A. Discontinuous joints.....	4	(i) Add 1.0 if the mean spacing of the relevant joint set is greater than 3 m.
B. Rough or irregular, undulating.....	3	

TABLE 3, cont.

	(J _r)	
C. Smooth, undulating.....	2	<u>Note:</u>
D. Slickensided, undulating	1.5	(ii) J _r = 0.5 can be used for planar slickensided joints having lineation, provided the lineations are favourably orientated.
E. Rough or irregular, planar.....	1.5	
F. Smooth, planar.....	1.0	
G. Slickensided, planar....	0.5	(iii) Descriptions B to G refer to small scale features and intermediate scale features, in that order.
(c) No rock wall contact when sheared		
H. Zone containing clay minerals thick enough to prevent rock wall contact	1.0 (nominal)	
J. Sandy, gravelly or crushed zone thick enough to prevent rock wall contact.....	1.0 (nominal)	

TABLE 4. JOINT ALTERATION NUMBER

	(J _a)	φ _r (approx.)
(a) Rock wall contact		
A. Tightly healed, hard, nonsoftening, impermeable filling i.e. quartz or epidote.....	0.75	(-)
B. Unaltered joint walls, surface staining only.....	1.0	(25°-35°)
C. Slightly altered joint walls. Non-softening mineral coatings, sandy particles, clay-free disintegrated rock etc.....	2.0	(25°-30°)
D. Silty-, or sandy-clay coatings, small clay-fraction (non-softening)	3.0	(20°-25°)
E. Softening or low friction clay mineral coatings, i.e. kaolinite, mica. Also chlorite, talc, gypsum and graphite etc., and small quantities of swelling clays. (Discontinuous coatings, 1-2 mm or less in thickness).....	4.0	(8°-16°)
(b) Rock wall contact before 10 cms shear		
F. Sandy particles, clay-free disintegrated rock etc.....	4.0	(25°-30°)
G. Strongly over-consolidated, non-softening clay mineral fillings (Continuous, <5 mm in thickness)...	6.0	(16°-24°)

TABLE 4, cont.

	(J _a)	φ _r (approx.)
H. Medium or low over-consolidation, softening, clay mineral fillings. (continuous, <5 mm in thickness)...	8.0	(12°-16°)
J. Swelling clay fillings, i.e. montmorillonite (Continuous, <5 mm in thickness). Value of J _a depends on percent of swelling clay-size particles, and access to water etc.....	8.0-12.0	(6°-12°)
(c) No rock wall contact when sheared		
K., Zones or bands of disintegrated or	6.0, 8.0 or 8.0-12.0	(6°-24°)
L., crushed rock and clay (see G., H., M. J. for description of clay condition).....		
N. Zones or bands of silty- or sandy clay, small clay fraction (non-softening).....	5.0	
O., Thick, continuous zones or bands of	10.0, 13.0	(6°-24°)
P., clay (see G., H., J. for	or	
R. description of clay condition).....	13.0-20.0	

Note:

- (i) Values of (φ)_r are intended as an approximate guide to the mineralogical properties of the alteration products, if present.

TABLE 5. JOINT WATER REDUCTION FACTOR

	(J _w)	Approx. water pressure (kg/cm ²)
A. Dry excavations or minor inflow, i.e. 5 l/min. locally.....	1.0	< 1
B. Medium inflow or pressure occasional outwash of joint fillings.....	0.66	1.0-2.5
C. Large inflow or high pressure in competent rock with unfilled joints	0.5	2.5-10.0
D. Large inflow or high pressure, considerable outwash of joint fillings.....	0.33	2.5-10.0
E. Exceptionally high inflow or water pressure at blasting, decaying with time.....	0.2-0.1	>10.0
F. Exceptionally high inflow or water pressure continuing without noticeable decay.....	0.1-0.05	>10.0

Note:

- (i) Factors C to F are crude estimates. Increase J_w if drainage measures are installed.
- (ii) Special problems caused by ice formation are not considered.

TABLE 6. STRESS REDUCTION FACTOR

(SRF)

(a) Weakness zones intersecting excavation, which may cause loosening of rock mass when tunnel is excavated.				<i>Note:</i>
				(i) Reduce these values of SRF by 25-50% if the relevant shear zones only influence but do not intersect the excavation.
A.	Multiple occurrences of weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock, very loose surrounding rock (any depth).....		10.0	
B.	Single weakness zones containing clay, or chemically disintegrated rock (depth of excavation ≤ 50 m).		5.0	
C.	Single, weakness zones containing clay, or chemically disintegrated rock (depth of excavation > 50 m).		2.5	
D.	Multiple shear zones in competent rock (clay free), loose surrounding rock (any depth).....		7.5	
E.	Single shear zones in competent rock (clay free) (depth of excavation ≤ 50 m).....		5.0	
F.	Single shear zones in competent rock (clay free) (depth of excavation > 50 m).....		2.5	
G.	Loose open joints, heavily jointed or "sugar cube" etc. (any depth).....		5.0	
(b) Competent rock, rock stress problems.				
		σ_c/σ_1	σ_t/σ_1	
H.	Low stress, near surface.....	> 200	> 13	2.5
J.	Medium stress...200-10	13-0.66		1.0
K.	High stress, very tight structure (Usually favourable to stability, may be unfavourable to wall stability).....	10-5	0.66-0.33	0.5-2.0
L.	Mild rock burst (massive rock)..	5-2.5	0.33-0.16	5-10
M.	Heavy rock burst (massive rock)..	< 2.5	< 0.16	10-20

(ii) For strongly anisotropic stress field (if measured): when $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, reduce σ_c and σ_t to $0.8 \sigma_c$ and $0.8 \sigma_t$; when $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, reduce σ_c and σ_t to $0.6 \sigma_c$ and $0.6 \sigma_t$ where: σ_c = unconfined compression strength, σ_t = tensile strength (point load), σ_1 and σ_3 = major and minor principal stresses.

TABLE 6, cont.

(SRF)

(c) Squeezing rock; plastic flow of incompetent rock under the influence of high rock pressures.		
N.	Mild squeezing rock pressure...	5-10
O.	Heavy squeezing rock pressure..	10-20
(d) Swelling rock; chemical swelling activity depending on presence of water		
P.	Mild swelling rock pressure....	5-10
R.	Heavy swelling rock pressure...	10-15

Note:

(iii) Few case records available where depth of crown below surface is less than span width. Suggest SRF increase from 2.5 to 5 for such cases (see H).

ADDITIONAL NOTES ON THE USE OF THE CLASSIFICATION METHOD

When making estimates of the rock mass quality (Q) the following guidelines should be followed, in addition to the listed notes.

1. When borecore is unavailable, RQD can be estimated from the number of joints per unit volume, in which the number of joints per metre for each joint set are added. A simple relation can be used to convert this number to RQD for the case of clay-free rock masses (Palmstrøm, 1975).

$$RQD = 115 - 3.3 J_v \text{ (approx.)} \quad (2)$$

where

$$J_v = \text{total number of joints per m}^3$$

$$(RQD = 100 \text{ for } J_v < 4.5)$$

2. The parameter J_n representing the number of joint sets will often be affected by foliation, schistosity, slaty cleavage or bedding etc. If strongly developed these parallel "joints" should obviously be counted as a complete joint set. However, if there are few "joints" visible, or only occasional breaks in bore core due to these features, then it will be more appropriate to count them as "random joints" when evaluating J_n .

3. The parameters J_r and J_a (representing shear strength) should be relevant to the *weakest significant joint set or clay filled discontinuity* in the given zone. However, if the joint set or discontinuity with the minimum value of (J_r/J_a) is favourably orientated for stability, then a second, less favourably orientated joint set or discontinuity may sometimes be of more significance, and its higher value of J_r/J_a should be used when evaluating Q from equation 1. *The value of (J_r/J_a) should in fact relate to the surface most likely to allow failure to initiate.*
4. When a rock mass contains clay, the factor SRF appropriate to *loosening loads* should be evaluated; (Table 6 (a).) In such cases the strength of the intact rock is of little interest. However, when jointing is minimal and clay is completely absent the strength of the intact rock may become the weakest link, and the stability will then depend on the ratio rock-stress/rock-strength; (Table 6(b).) A strongly anisotropic stress field is unfavourable for stability and is roughly accounted for as in Note (ii); (Table 6(b).)
5. The compressive and tensile strengths (σ_c and σ_t) of the intact rock should be evaluated in the saturated condition if this is appropriate to present or future in situ conditions. A very conservative estimate of strength should be made for those rocks that deteriorate when exposed to moist or saturated conditions.

ORIENTATION AND WEAKNESS ZONES

Potential users of this classification method will have noted that the only mention of *joint orientation* is in the Note 3 above. It is certainly necessary to orientate important excavations favourably with respect both to stress anisotropy and to weakness zones, as usually attempted.

However, the weakness zone poses a potential threat to stability not only because of its orientation, but also because of its weakness. A rough unfilled joint having identical orientation might not even be noticed and would certainly pose no threat to stability.

It is probable that engineers and geologists who note the presence of "unfavourably orientated" discontinuities in an excavation - and this is admittedly an important observation - do so because these surfaces are visible. One of the reasons that they are visible is that overbreak occurs preferentially along their surfaces. This is partly a consequence of planarity and/or filling material. In fact the surfaces in

question are relatively non-dilatant, so offer little resistance to continued shearing. Discontinuities with $J_r/J_a \leq 1$ would probably come under this category.

It is in fact difficult to separate the observation "unfavourably orientated" from the implication of low dilatancy and low shearing resistance. The number of joint sets may also play an important role here, since this number controls the degree of freedom for block fall-out, if any, whatever the orientation or shearing resistance of the discontinuities or joints. Most of the influence of orientation is automatically reflected in the value of Q since the parameters J_n , J_r , J_a and SRF are indirectly weighted by "unfavourably orientated" features.

EXAMPLES OF ROCK MASS CLASSIFICATION

Figures 2 and 3 illustrate two granitic rock masses which have significantly different jointing. The photographs are both of surface exposures, but for purposes of classification, imaginary tunnel depths of about 50 metres can be assumed. Medium water inflow and medium rock stresses will therefore be assumed in both cases. The classification of these two examples is given below. It will be noted that the positive contribution of irregular, undulating joints ($J_r = 3$) in case 2, gives this rock mass almost the same quality (Q) as in case 1, despite the greater number of joint sets and the lower RQD.

CASE 1. (Figure 2) GRANITE RQD = 90

$$Q = (90/9) \cdot (1.5/1.0) \cdot (0.66/1.0)$$

$$= 10 \text{ (fair/good)}$$

Code: 1E/2F, 3E/4B, 5B/6J.

CASE 2. (Figure 3) GRANITE RQD = 70

$$Q = (70/15) \cdot (3.0/1.0) \cdot (0.66/1.0)$$

$$= 9.2 \text{ (fair)}$$

Code: 1C/2H, 3B/4B, 5B/6J.

(The numerical and alphabetical coding refers to the listing of descriptions given earlier for each of the six parameters. This coding may be used for concise recording of rock conditions in routine tunnel mapping).

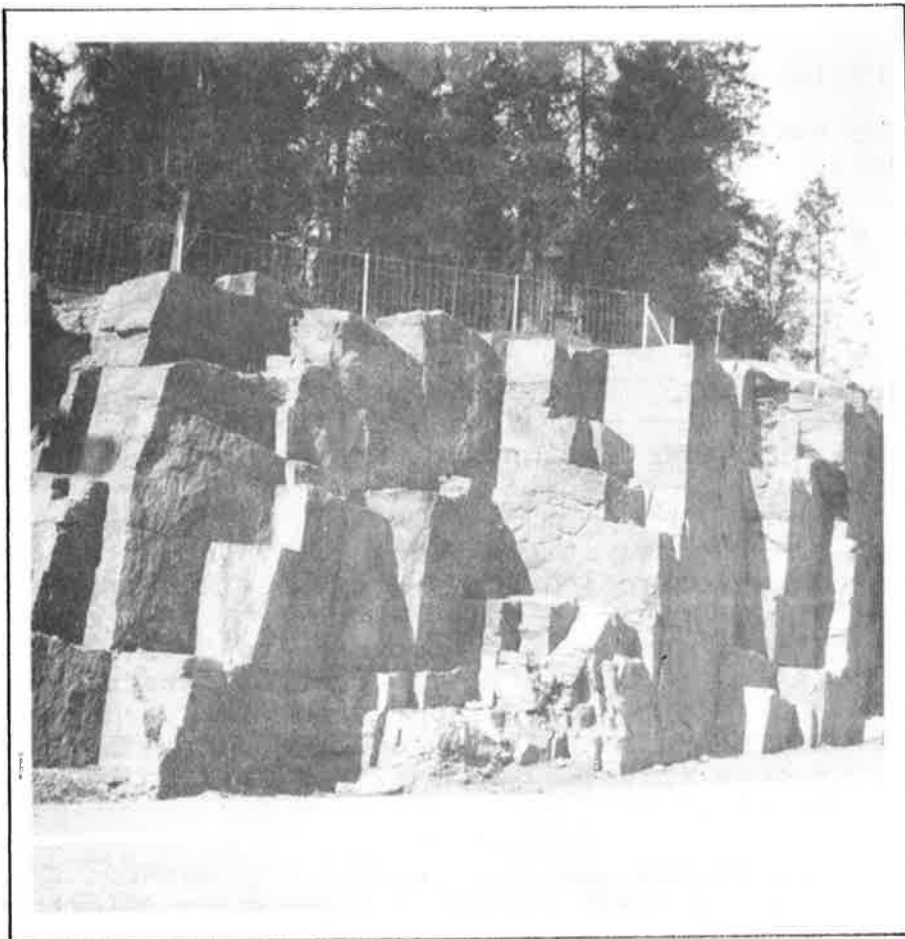


Figure 2. Example of three joint sets, with rough-planar joint surfaces.



Figure 3. Example of four joint sets, with rough-undulating joint surfaces.

SPECIAL FEATURES OF THE CLASSIFICATION METHOD

The various ratings for the six parameters listed earlier are, with the exception of RQD, the end product of successive modifications made during analysis of the available case records. The successive modifications and reanalyses were needed to improve the relation between the rock mass quality Q and the degree of support actually used. The final numerical ratings are therefore more than just arbitrary descriptive scales such as poor (1), fair (2), good (3) etc., and actually give some clue as to the principal properties controlling tunnel stability in rock.

For the purpose of analysing the unsupported cases it is convenient to summarize these features.

1. The first quotient appearing in Eq. (1) (RQD/J_r) represents the overall structure of the rock mass, and it happens to be a crude measure of the relative block size, with the two extreme values (100/0.5 and 10/20) differing by a factor of 400.
2. The second quotient (J_r/J_a) represents the roughness and degree of alteration of the joint walls or filling materials. Quite by chance it was found that the function $\arctan (J_r/J_a)$ is a fair approximation to the actual shear strength that one might expect of the various combinations of wall roughness and alteration products. As an example Table 7 shows values of $\arctan (J_r/J_a)^0$ tabulated for the category "rock wall contact" (a). The descriptions of the various ratings of J_a (0.75 to 4) are given under the section listing the classification descriptions (see Table 4a).

TABLE 7. Estimate of Apparent "total friction angles from the Parameters J_r and J_a .

(a) ROCK WALL CONTACT	J_r	$\arctan (J_r/J_a)^0$				
		$J_a=0.75$	1.0	2	3	4
A. Discontinuous joints	4	79°	76°	63°	53°	45°
B. Rough, undulating	3	76°	72°	56°	45°	37°
C. Smooth, undulating	2	69°	63°	45°	34°	27°
D. Slickensided, undulating	1.5	63°	56°	37°	27°	21°
E. Rough, planar	1.5	63°	56°	37°	27°	21°
F. Smooth, planar	1.0	53°	45°	27°	18°	14°
G. Slickensided, planar	0.5	34°	27°	14°	9.5°	7.1°

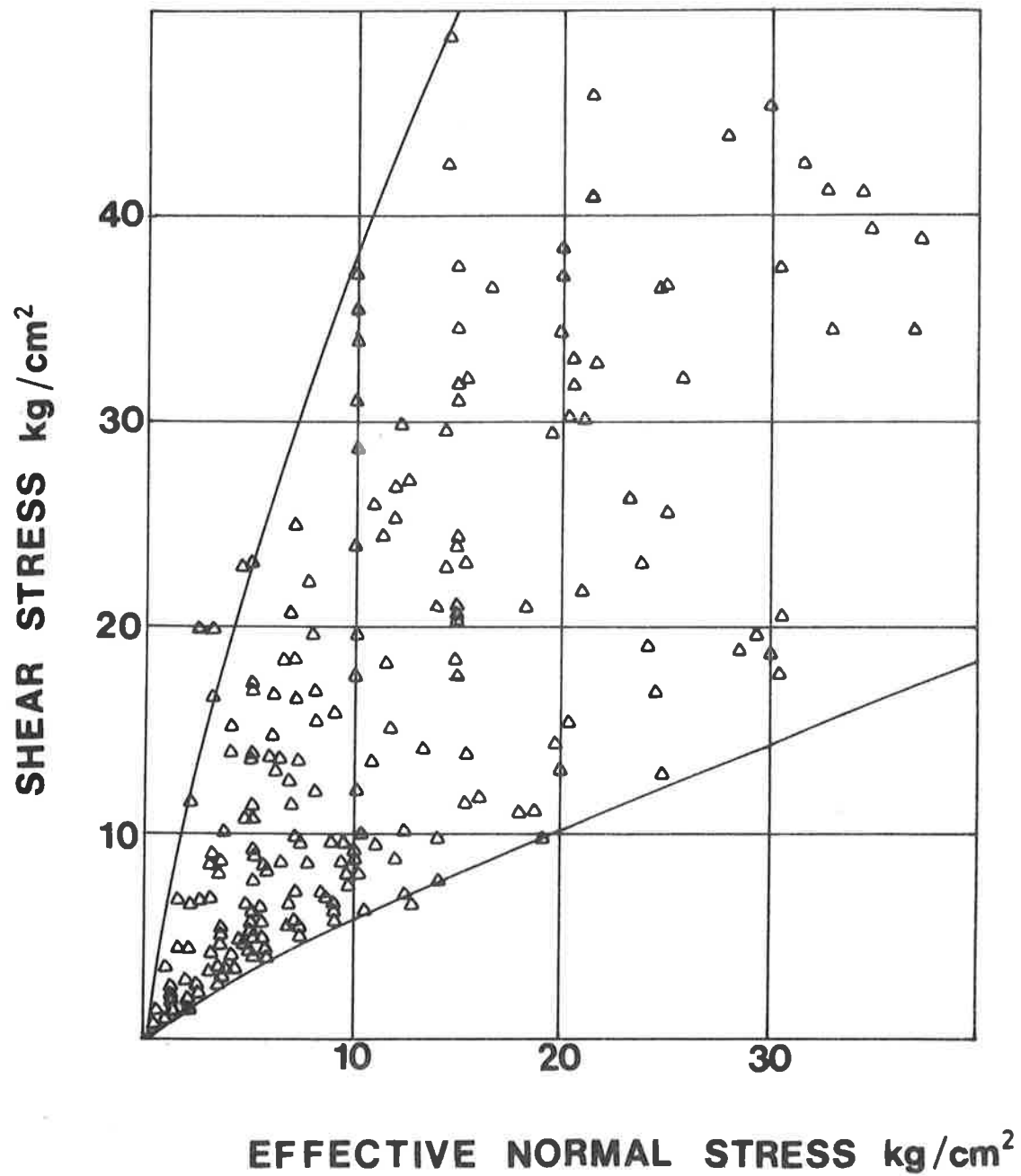


Figure 4. The peak shear strength of unfilled rock joints from the published results of direct shear tests performed in the laboratory and in situ (see Barton 1973 for references).

The above range of values of $\arctan (J_r/J_a)^0$ for joints that are unweathered and unfilled ($J_r \cong 1.0$) is very similar to values of $\arctan (\tau/\sigma_n)^0$ found in practice (see Figure 4). With increasing degrees of weathering, and softening of clay-mineral fillings, the "total friction angles" may reduce below 20° , especially when clay fillings are thick or when the joint walls are smooth and planar. The great problem with clay filled joints in tunnels is that they may allow block movement to occur without the stabilizing effect of rock to rock contact and dilation. The degree of freedom increases as the ratio of wall roughness to filling thickness reduces (Barton, 1974), assuming that sufficient joint sets are present to form a discontinuous rock mass with clearly defined blocks.

The apparent "total friction angles" given in the top left hand corner of Table 7 obviously favour unsupported openings since they represent joints that are unfilled and that dilate strongly due to their non-planar surfaces. Values in the bottom right hand corner represent joints or discontinuities that are much less favourable since they are so smooth that even a thin coating of clay may allow block movement without rock to rock contact. It will be shown later that all but one of the unsupported excavations that have been analysed - some thirty cases - have values of $(J_r/J_a) \geq 1$, representing "total friction angles" $\geq 45^\circ$. This is probably the lower limit for dilatant surfaces, and it is obviously very significant for tunnel stability if no support is to be used.

THE TYPE OF EXCAVATION

Apart from the obvious influence of rock mass properties, there is another important variable - the type of excavation - that determines whether or not an excavation can be left unsupported. It is obvious that an unsupported span of 20 metres housing an underground railway station will require a greater degree of engineering safety than the same span housing a stockpile of broken ore near an underground crusher plant.

Table 8 lists six groups of underground openings. The number of case records that were analysed in each group are given in brackets. It was found that the given values of ESR - excavation support ratio - which range from 5 to 0.8 were convenient numbers for comparing support requirements of dissimilar types of excavation. The span width divided by ESR (SPAN/ESR) and the rock mass quality (Q) which is evaluated from six parameters, give a combined measure of the degree of support that is required. The higher the quality (Q) and the lower the value of (SPAN/ESR), the more likely that the given excavation can be left unsupported with acceptable safety.

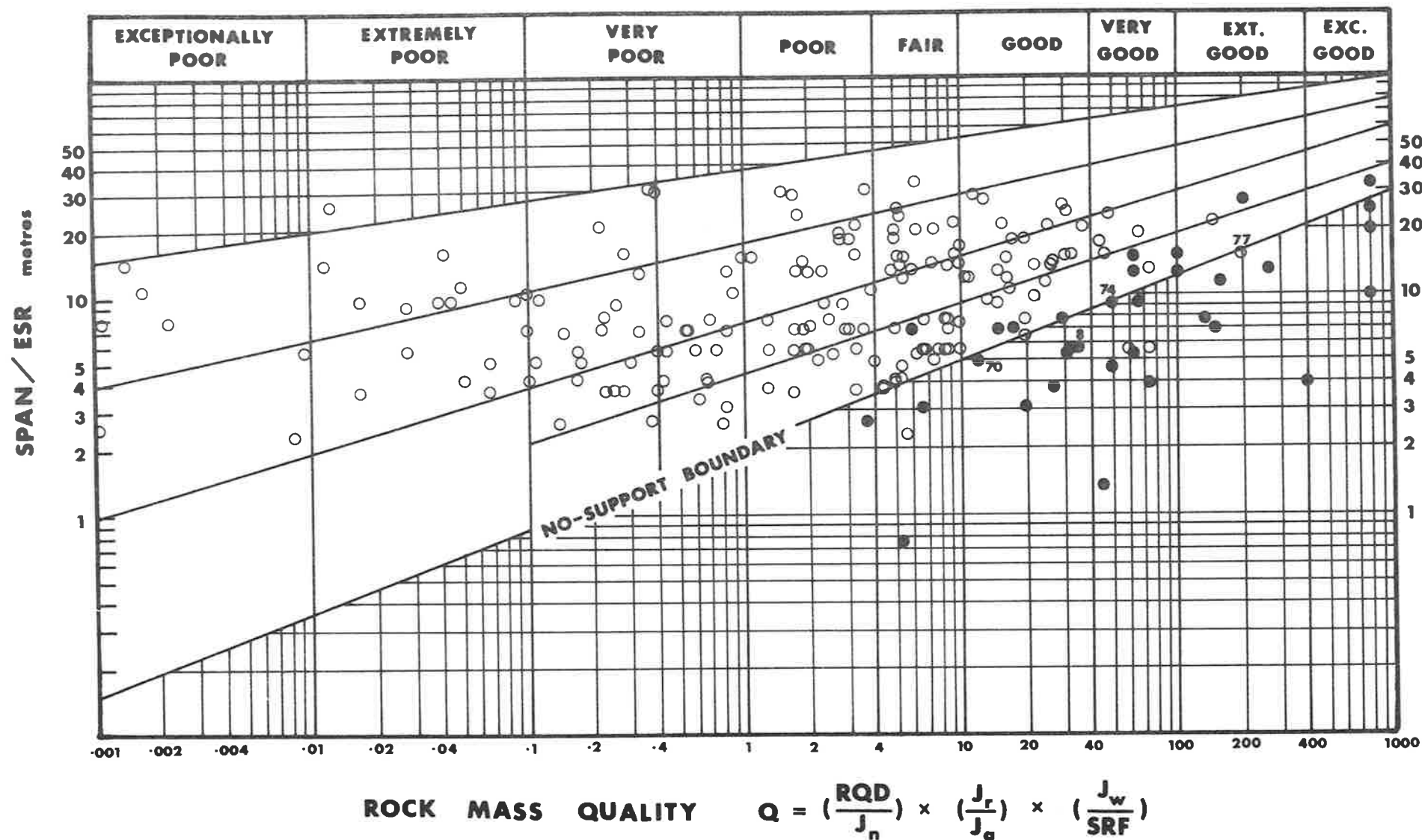


Figure 5. Analysis of case records indicates the approximate boundary between supported (o) and unsupported (●) excavations. The type of support, if any, depends on the rock mass quality (Q), the span, and the type of excavation (ESR):

TABLE 8. The Excavation Support Ratio (ESR) Appropriate to a Variety of Underground Excavations.

TYPE OF EXCAVATION	ESR	NO. OF CASES
A. Temporary mine openings etc.....	ca. 3-5?	(2)
B. Vertical shafts:		
(i) circular section.....	ca. 2.5?	(0)
(ii) rectangular/square section.....	ca. 2.0?	(0)
C. Permanent mine openings, water tunnels for hydro power (exclude high pressure penstocks), pilot tunnels, drifts and headings for large excavations etc.....	1.6	(83)
D. Storage rooms, water treatment plants, minor road and railway tunnels, surge chambers, access tunnels, etc. (hemispher. caverns?).....	1.3	(25)
E. Power stations, major road and railway tunnels, civil defence chambers, portals, intersections etc.....	1.0	(79)
F. Underground nuclear power stations, sports and public facilities, factories etc.....	ca. 0.8?	(2)

Figure 5 shows how the three variables are inter-related. The 38 open boxes were found by trial and error to be convenient divisions for distinguishing between the various types and degrees of support. (Details are given by Barton et.al., 1974, 1975). The great majority of case records plotting below the lower diagonal were found to be self-supporting. These will be analysed shortly.

EXAMPLES OF CASE RECORD ANALYSIS

Table 9 gives descriptions of four case records taken from Cecil (1970) that are self-supporting excavations or nearly so. Cases 74 and 77 requiring slight support plot exactly on the no-support boundary, as shown in Figure 5. Sketches of the four excavations, also taken from Cecil (1970) are reproduced in Figure 6.

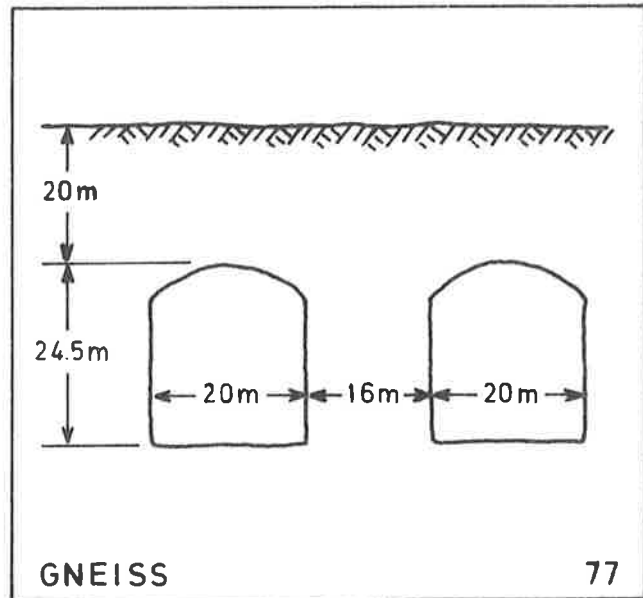
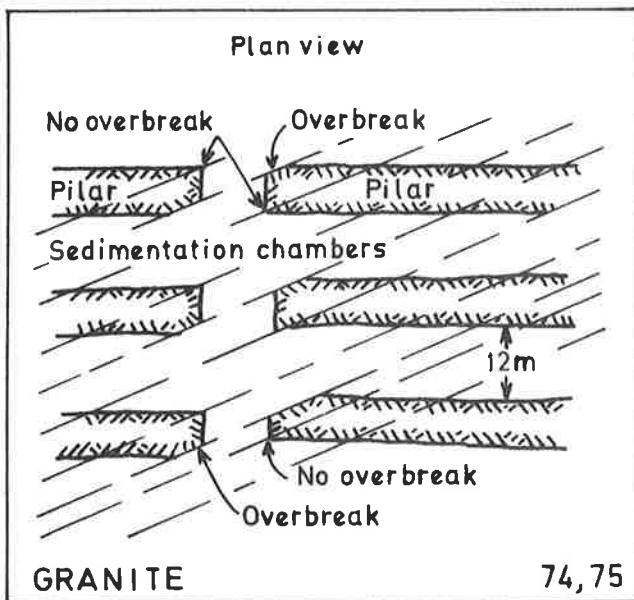
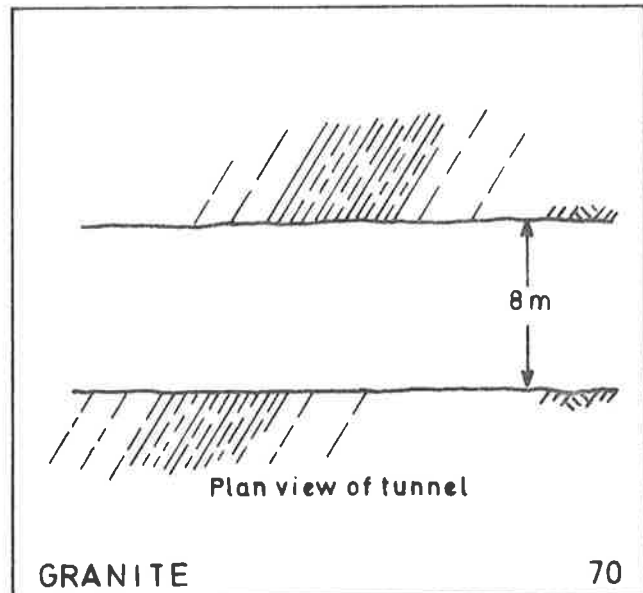
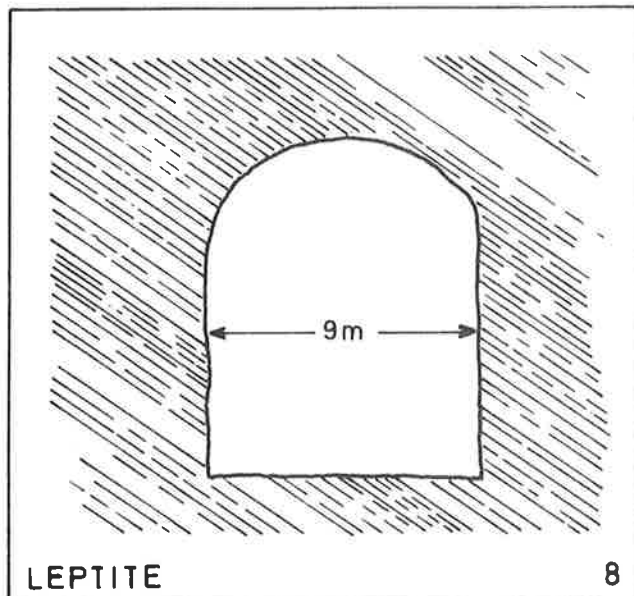


Figure 6. Sketches of the four case records described in Table 9 taken from Cecil (1970).

TABLE 9. Examples of case record analysis.

Case No.	1. DESCRIPTION OF ROCK MASS 2. Nature of instability 3. Purpose of excavation, location, reference	SPAN ESR m	Height m	Depth m	Support used	$\frac{RQD}{J_n}$	$\frac{J_r}{J_a}$	$\frac{J_w}{SRF}$	Q
8	1. 50 m length of closely spaced, tight diagonal joints in leptite. Planar smooth joints. 1 joint set, 5-30 cm, spacing. No water present. 2. Minor overbreak when blasting. 3. Tailrace tunnel Seitvare Hydro. N.Sweden (ref. Cecil, 1970)	$\frac{9}{1.6}$	9	140	None	$\frac{70}{2}$	$\frac{1.0}{1.0}$	$\frac{1.0}{1.0}$	35
70	1. 10 m length, strongly sheared granite, very tight vertical structure. Planar, rough surfaced, unaltered joints. 1 joint set, 5-30 cm spacing. Insignificant water inflow. 2. Stable, minor overbreak, no roof falls. 3. Collector tunnel, Mo i Rana Hydro. N.Norway (ref. Cecil, 1970)	$\frac{8}{1.6}$	5.7	15	None	$\frac{40}{2}$	$\frac{1.5}{1.0}$	$\frac{1.0}{2.5}$	12
74	1. Approx. 2 km length, massive granite, widely spaced, tight, vertical joints. Planar, smooth-surfaced unaltered joints. 1 joint set, 1-3 m spacing. Insignificant water inflow. 2. No overbreak in chambers, but overbreak at inter-sections. 3. Waste water treatment plant, Käppala, Sweden (ref. Cecil, 1970)	$\frac{12}{1.3}$	12.5	≤ 100	None in chambers Bolts at inter-sections	$\frac{100}{2}$	$\frac{1.0}{1.0}$	$\frac{1.0}{1.0}$	50
77	1. 300 m length, massive gneiss, few joints. Planar, rough-surfaced, unaltered joints. >3 m spacing. Insignificant water inflow. 2. Minor overbreak, no falls or slides. 3. Wine and liquor storage rooms. Stockholm (ref. Cecil, 1970)	$\frac{20}{1.3}$	24.5	18	50 spot bolts in about 300 m of chamber	$\frac{100}{2}$	$\frac{5}{1.0}$	$\frac{1.0}{2.5}$	200

TABLE 10. Classification data for case records that plot below the no-support boundary.

Case No.	Description of support	RQD/ J_n	J_r/J_a	J_w/SRF	SPAN/ESR	Q
8	none	70/2	1/1	1/1	9/1.6	35
20	none	70/2	1/1	1/1	9/1.6	35
21	none	100/1	4/1	0.66/1	13/1.0	266
29	none	90/2	3/1	1/1	12.5/1.6	135
35	none	10/3	2/1	1/1	5/1.6	6.7
36	none	20/2	2/1	1/1	5/1.6	20
68	none	100/1	5/1	1/1	10/1.0	1000
70	none	40/2	1.5/1	1/2.5	8/1.6	12
78	none	90/2	1.5/1	1/2.5	5/1.3	400
87	none	100/1	4/1	1/1	11.25/1.6	400
91	none	90/2	1.5/1	1/1	12/1.3	67.5
96	none	100/1	4/1	1/2.5	15/1.3	160
101b	none	75/9	2/3	0.66/1	3.5/1.3	3.7
112	none	80/2	2/1	1/15	1.2/1.6	5.3
113	none	100/1	4/1	1/7.5	2.3/1.6	46
119b	none	100/1	4/1	1/0.5	100/4	800
119c	none	100/1	4/1	1/0.5	100/5	800
120a	none	95/9	3/1	1/1	7/1.3	31.6
120b	none	95/9	3/1	1/0.5	7/1.3	63
127a	none or sb	100/4	3/1	1/0.5	20/5	75
127b	none or sb	100/4	3/1	1/0.5	20/3	150
150	none	100/4	2/1	0.5/0.5	6.1/1.3	50
Mean = (87/2.9 2.7/1.1 0.9/2.0)						
6	S(1 app.) for protection from small stones	60/2	2/1	1/1	9/1.6	60
17	sb+S (1 app.) for protection from small stones	100/2	1.5/1	1/1	9/1.6	75
144	sb, 2 m long	90/4	1/4	1/1	3/1.3	5.6
Mean = (83/2.7 1.5/2 1/1)						

Key: S = shotcrete
 B = systematic bolting
 sb = spot bolting

VITAL STATISTICS OF UNSUPPORTED EXCAVATIONS

The classification data for the case records that plot within the no-support area in Figure 5 are summarized in Table 10. The three exceptional cases that are supported are given at the bottom of this table. Cases that plot above the no-support boundary - numbering approximately 190 cases - include only five exceptions; that is to say spans that were unsupported but which still plot outside the no-support area. The following general conclusions can be drawn concerning all the unsupported excavations:

1. A high RQD is most common (mean = 88%) but not without exception. One of the unsupported spans had RQD = 0 (nominal value = 10 for classification purposes).
2. One joint set plus random joints ($J_n = 3$) is the mean, although there are several unsupported excavations with three joint sets. In such cases the joints are rough or undulating.
3. The mean roughness of the joints ($J_r = 2.7$) signifies a condition between "smooth, undulating" and "rough or irregular, undulating". However, there are cases with "smooth, planar" joints ($J_r = 1.0$), but this characteristic is only present when there are two joint sets or less. In other words a rock mass having three sets of joints with one of the sets "smooth, planar" does not seem to be adequate for unsupported excavations. This is significant since three joint sets is the limiting case for three-dimensional rock blocks. Higher shear strength or increased dilatancy between the blocks is required in such cases.
4. Unaltered joints ($J_a = 1$) without any mineral coatings seem to be important prerequisites for unsupported excavations.
5. Minor or negligible water inflow ($J_w = 1$) is another important condition.
6. Rock stresses are mostly medium to high (tight structure, favourable for arching) but obviously not high enough to initiate rock bursting or squeezing conditions. The largest spans of all have high horizontal stress levels and very competent rock - the type of conditions which in mining can occasionally cause pillars to "hang" from the roof so that stability is improved by removing the pillars, despite increased span (Lunde, 1975).

It is constructive at this stage to examine the rock mass differences between the twentytwo unsupported spans plotting below the no-support boundary, and the supported spans which plot in the 8 boxes lying right next to the boundary. (See Figure 5). Forty eight cases plot in these support boxes. (Details of the types of support used are given by Barton et.al., 1974, 1975). They include various combinations of bolting and shotcrete.

The forty eight excavations are supported despite the fact that their mean span is 11.8 m compared to 16.9 m for the twenty two unsupported cases. The mean values of the six parameters used to classify the rock masses give the clue to the need for support. They are as follows:

$$RQD/J_n = 76/5.8, J_r/J_a = 1.6/2.2, J_w/SRF = 0.95/2.5$$

The lower RQD, increased number of joint sets, less rough and more altered or filled joints combine to make support necessary. The "block size" (RQD/J_n) falls from 30 to 13, and the apparent "total friction angle" ($\arctan J_r/J_a$)⁰ falls from 68° to 36°.

It is noteworthy that the three case records that plot below the no-support boundary but which nevertheless required support had on average similarly low "total friction angles", i.e. 37°.

Only one of the twenty nine unsupported cases had a "total friction angle" of less than 45°. This value is equivalent to unaltered, planar, smooth joints and probably represents the lower limit for dilatant joint surfaces. Dilatancy may be the single most important parameter controlling the stability of an unsupported excavation, assuming that sufficient joint sets are present to constitute a potential failure mechanism. Since no bolts or shotcrete are present to hold blocks in position the integrity of the rock arch may depend on the dowel effect of non-planar joints, especially if rock stresses are low as may be the case in near-surface excavations.

This section on rock mass parameters can be concluded by summarizing the conditional factors apparently required for safe performance of unsupported spans. The following list of conditions is based on a careful analysis of the rock mass parameters found in the case of unsupported excavations. (One or more of these conditions are usually *not satisfied* in the case of excavations requiring some form of support).

General requirements for permanently unsupported openings

$$1. J_n \leq 9, J_r \geq 1.0, J_a \leq 1, J_w = 1.0, SRF \leq 2.5$$

Conditional requirements

2. If $RQD \leq 40$, should have $J_n \leq 2$
3. If $J_n = 9$, should have $J_r \geq 1.5$ and $RQD \geq 90$
4. If $J_r = 1$, should have $J_n < 4$
5. If $SRF > 1$, should have $J_r \geq 1.5$
6. If $SPAN > 10$ m, should have $J_n < 9$
7. If $SPAN > 20$ m, should have $J_n \leq 4$ and $SRF \leq 1$

In the last two sections of this paper the relationship between maximum span and rock mass quality Q will be considered, together with the question of stand-up time. If the "maximum" recommended span for a permanently unsupported excavation is exceeded, or if some of the above conditional factors are not satisfied the stand-up time may be less than "permanent".

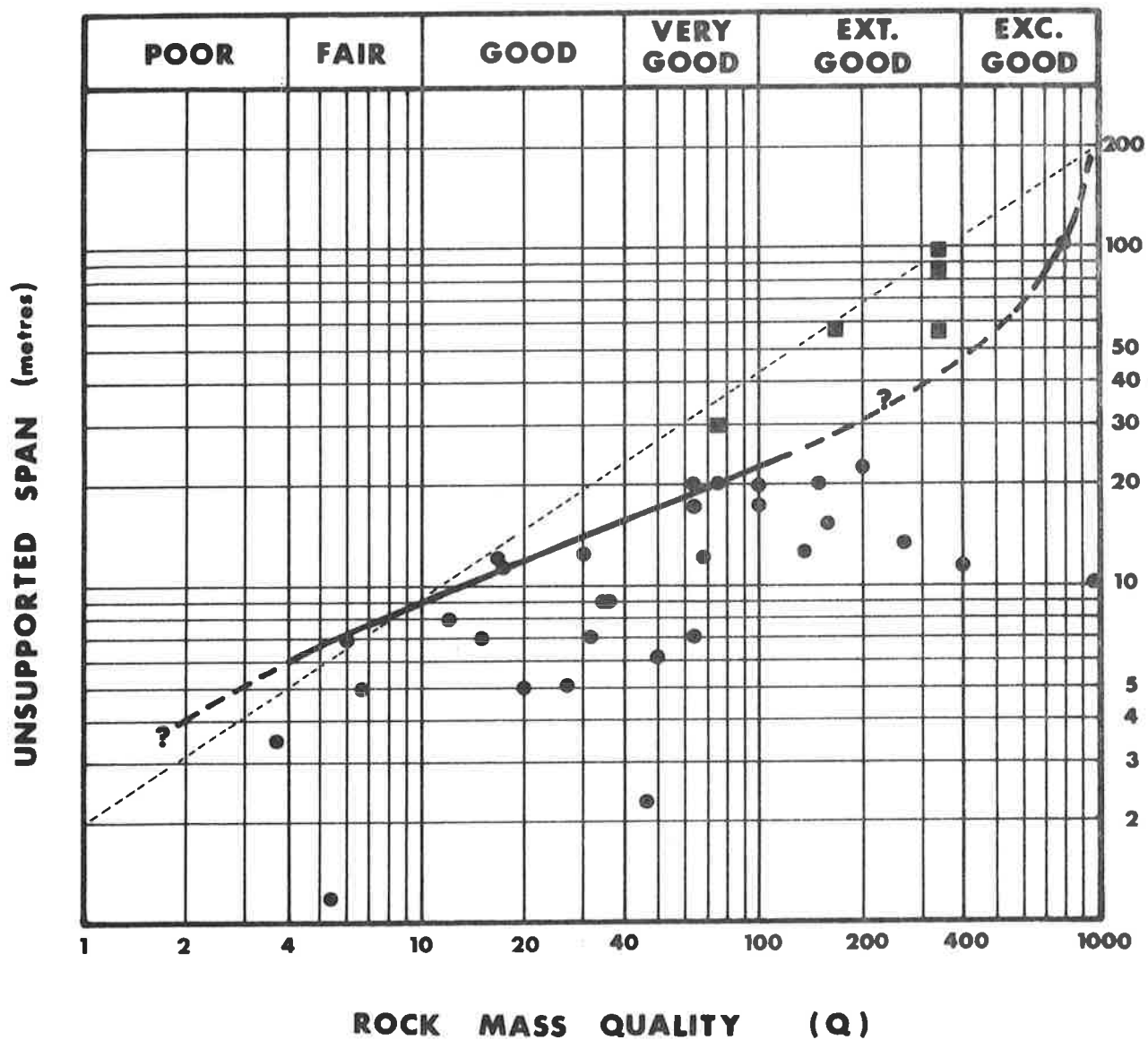
MAXIMUM SPANS FOR UNSUPPORTED EXCAVATIONS

Existing natural and man-made openings indicate that very large unsupported spans can be safely built and utilized if the rock mass is of sufficiently high quality. The case records that describe unsupported man-made excavations have spans ranging from 1.2 to 100 metres. If there are only a limited number of discontinuous joints and the rock mass quality Q is up to 500 or 1000 the maximum unsupported span may only be limited by the ratio of rock stress/rock strength. Naturally, if this ratio becomes unfavourable (see Table 6b) the quality Q will not remain at this high value.

All the available case records of unsupported spans are plotted in Figure 7. The tentative curved envelope is the assumed *maximum design span* for *man-made* openings based on these available cases. The five square data points plotting above this curve were obtained from the huge *natural* openings of the Carlsbad limestone caverns in New Mexico. If the data for man-made and natural openings is combined, it is seen that the limiting envelope is linear. Until more case records are available this can perhaps be taken as representing the *limiting span* for permanently unsupported openings. It can be represented by the following simple equation:

$$SPAN = 2Q^{0.66} \quad (3)$$

As will be seen later, for design purposes a more conservative approach is taken. The evidence of the natural caverns is in fact ignored. However, as



more information becomes available this conservative approach may no longer be justified. A description of the Carlsbad caverns is given here, in the hope of stimulating others to assess the rock mass quality Q of other large natural openings, so that this natural source of "case records" can be utilized more fully.

Analysis of the Carlsbad Caverns

Descriptions of the dimensions of Carlsbad caverns to be found in books on physical geology are somewhat misleading from a strictly engineering point of view. For example Holmes (1965, p. 422) describes the famous Carlsbad "Big Room" as being "nearly 4000 feet long, with walls over 600 feet apart, and a ceiling rising to a height of 300 feet". It is true that the trail round the perimeter of the "Big Room" is more than $1\frac{1}{2}$ kilometers, all of it basically under one roof. However, the shape is anything but regular and it is only in the area known as the "Top of the Cross" that the effective span is at its maximum, in fact about 95 to 100 metres according to presently available plans.

Most of the caverns are situated some 200 metres below the surface in a massive limestone reef dating from the Permian period. Stratification or bedding is absent. However, closer to the surface the caverns are formed in lagoonal sediments. The extensive flat ceiling to be found close to the natural entrance to the caverns is in fact basically one huge bedding plane, spanning some 50 to 60 metres and extending at least 150 metres in an almost unbroken plane. An approximate cross-section of this room is given in Figure 8. The roof is about 50 to 60 metres below the surface. No vertical cross joints seem to be present. The rock mass was classified as follows:

$$RQD/J_n = 100/2, J_r/J_a = 1.5/1.0, J_w/SRF = 1/0.5$$

$$Q = 150$$

In the "Top of the Cross" area of the "Big Room" there is a dog-leg intersection between spans of 60 and 85 metres. At the intersection itself the maximum effective span of about 100 metres is found. Approximate cross-section are given in Figure 9. Two photographs of the roof area corresponding to cross-section BB are reproduced in Figure 10.

An important feature to be noted from these photographs is the vertical jointing running along the roof of this north-south oriented cave. There is a less strongly developed system at right angles to the first one. The two sets are in fact parallel and perpendicular to the original reef escarpment, and probably formed as a result of differential compaction (Bullington, 1968). The caverns formed by phreatic

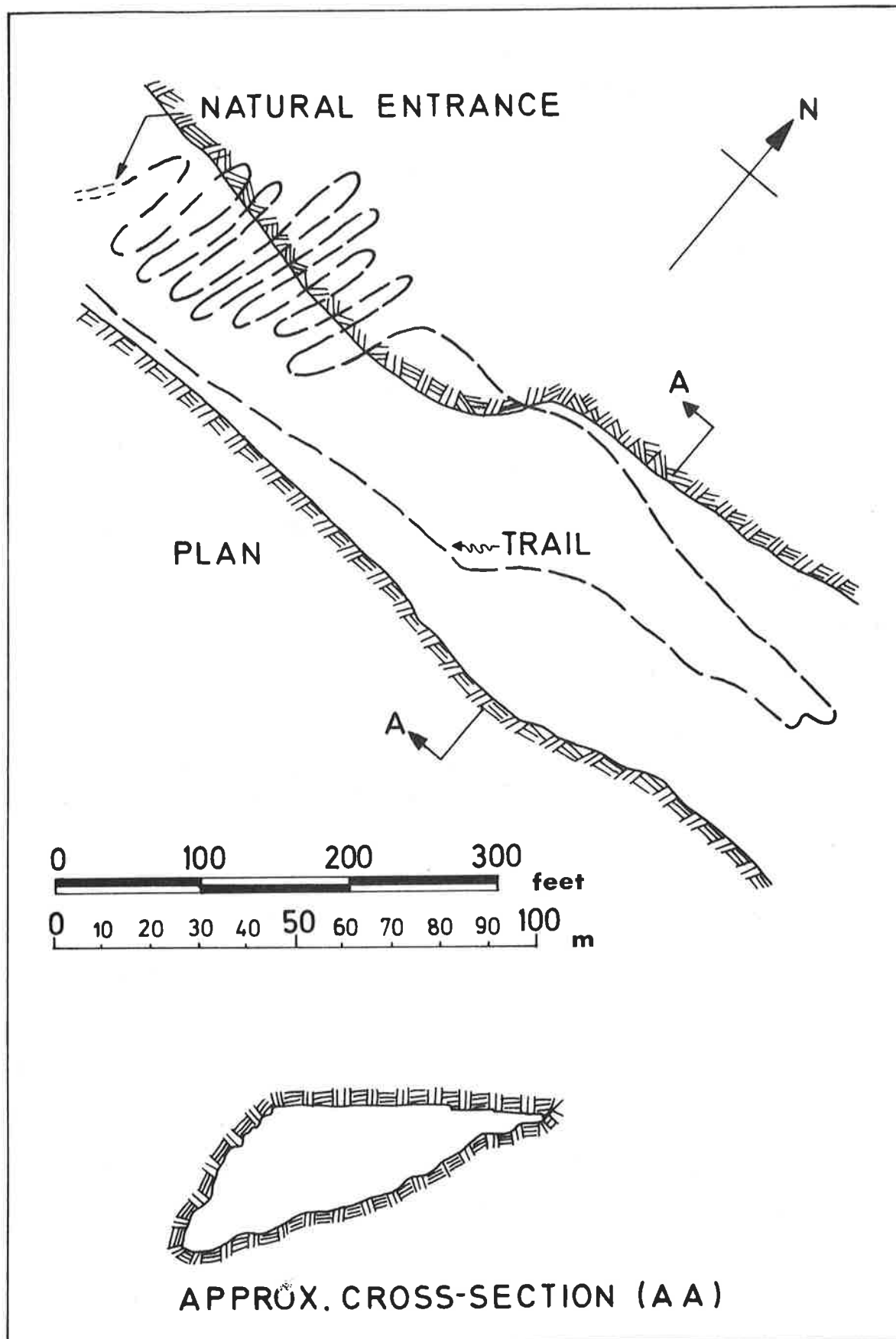


Figure 8. Approximate dimensions of one of the natural caves at Carlsbad, New Mexico, showing the flat bedding-plane roof.

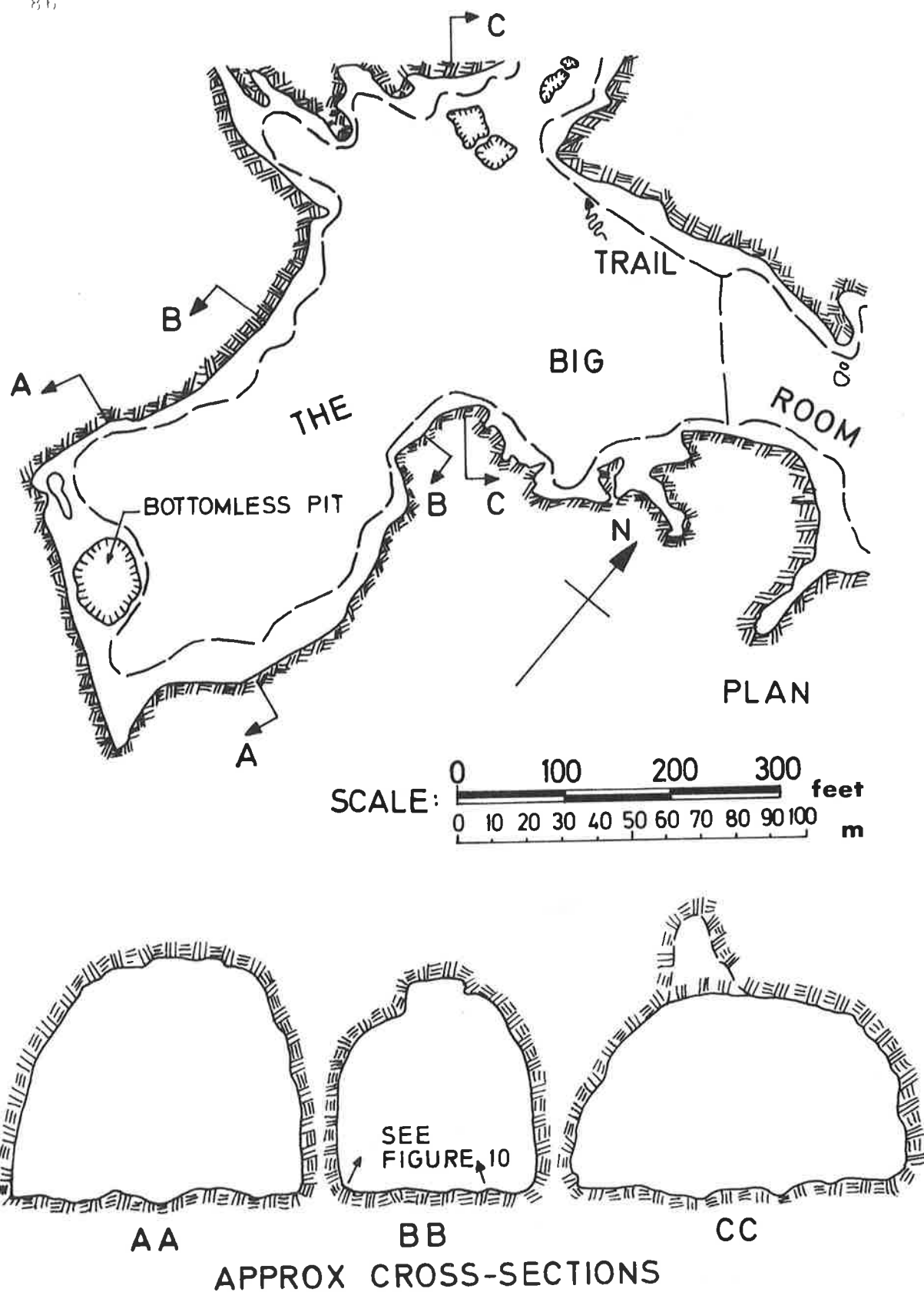


Figure 9. Approximate dimensions of some of the "Big Room" spans at Carlsbad, New Mexico.

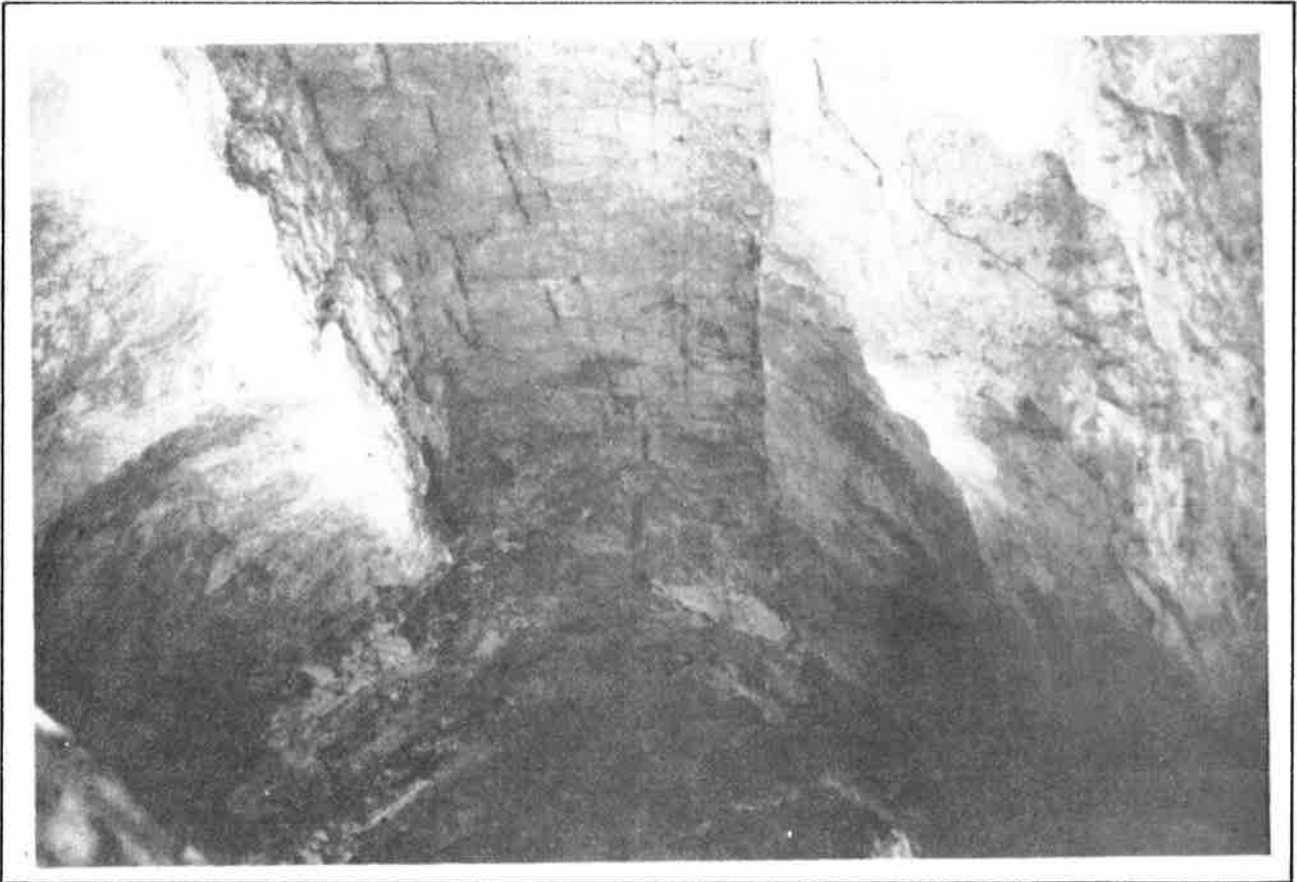
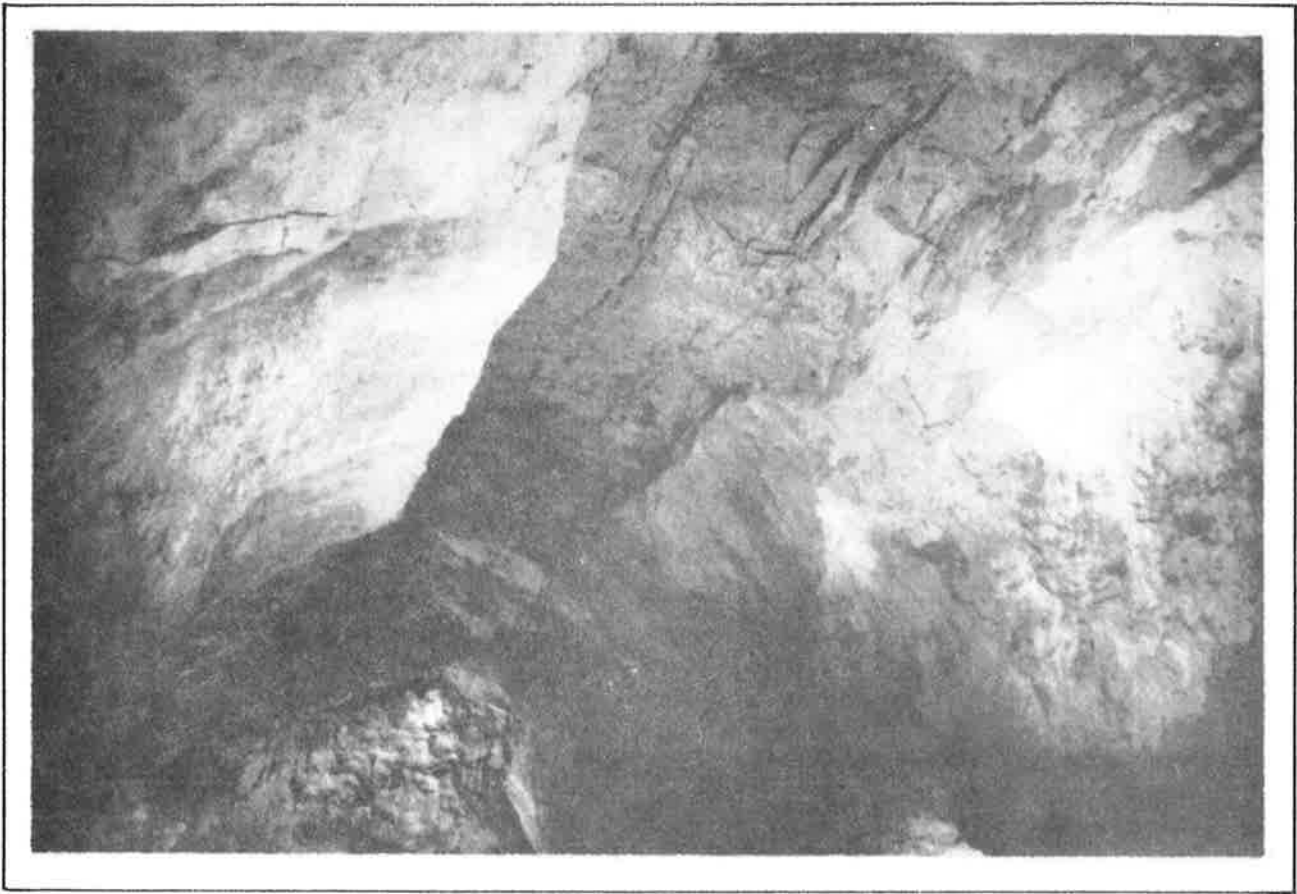


Figure 10. Photographs of the roof area (section BB, Figure 9) showing two vertical joint systems.) Carlsbad, New Mexico.

solution along the two joint sets, and later collapse of large masses, especially during re-flooding of the already formed caverns during the Pleistocene glaciation. This is one of the few parts of the caverns not decorated extensively with stalactites and stalagmites.

Since no bedding or stratification is present the three spans drawn in Figure 9 have been classified as having one joint set plus random ($J_n = 3$). The second set has such wide spacing that it probably has no more effect on the overall stability than a random joint. The rock mass was classified as follows:

$$RQD/J_n = 100/3, J_r/J_a = 5/1, J_w/SRF = 1.0/0.5$$

$$Q = 333$$

Returning to Figure 7 it will be seen that both the curved envelope representing *man-made* openings, and the dotted straight line envelope encompassing the *natural* openings suggest an "ultimate span" in the region of 200 metres in rock with $Q = 1000$. Such a rock might have the following classification parameters:

$$RQD/J_n = 100/0.5, J_r/J_a = 5/1.0, J_w/SRF = 1.0/1.0$$

For all practical purposes it would need to be intact, unjointed competent rock. If there were a few joints J_n would increase to 1.0, and SRF would need to be reduced to 0.5 representing "high stress, very tight structure" (Table 6b, K.)

STAND-UP TIMES FOR UNSUPPORTED EXCAVATIONS

The man-made openings which plot closest to the curved envelope in Figure 7 were the following types of excavations; 7 m span major road tunnel (slow lane for lorries), 8 m span water collector tunnel for hydro scheme (see case 70, Table 9, Figure 6), 11.2 m span tailrace tunnel for hydro electric station, 12 m span waste water treatment plant (see case 74, Table 9, Figure 6), 12.5 m span head race tunnel for hydro scheme, 20 m span mine opening (two cases), 22 m span subway station, 100 m span mine opening.

In view of the type of excavations involved, and the fact that the mine openings in question have been perfectly stable for many years, it is certainly *conservative* to assume that the above excavations have a stand-up time in excess of 10 years. For practical purposes they can probably be regarded as *permanent*. Certainly the Carlsbad caverns must be considered as "permanent" unsupported openings. No appreciable rock fall has been observed in more than 50 years of public visits, and more than 1 million people pass through the caverns each year.

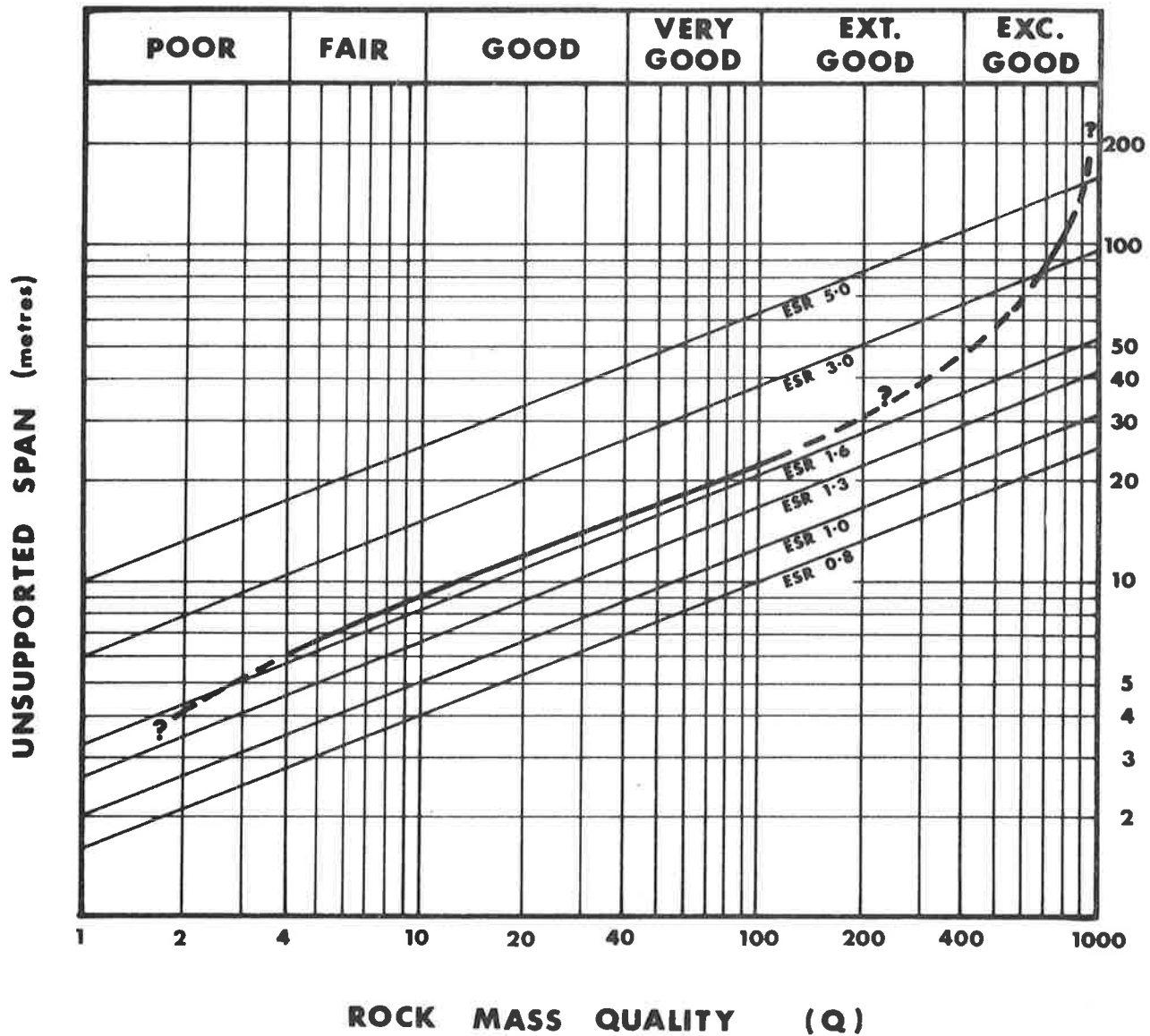


Figure 11. Suggested design limits for the various types of excavations listed in Table 8. ESR values greater than 1.6 apply to temporary openings, for which less stringent requirements concerning stand-up times are acceptable. Support may be required if spans in excess of the relevant design limits are excavated.

The closeness with which an unsupported opening can be designed to the envelope of *maximum design span* will depend on the type of excavation, the degree of safety and stand-up time required. In other words it will depend on the ESR value.

The no-support boundary drawn in Figure 5 appears to be the present design limit for man-made *permanently unsupported spans*. The span, Q and ESR values associated with this boundary can be obtained from the following relationships:

$$\text{SPAN/ESR} = 2Q^{0.4} \quad (4)$$

$$\text{SPAN} = 2\text{ESR } Q^{0.4} \quad (5)$$

When equation 5 is evaluated for various ESR values (see Table 8) the assumed safe limits for various types of unsupported excavations are obtained. These limits are drawn in Figure 11. The various lines are suggested by case record analysis as *present design limits*. The three lines representing excavation types ESR = 1.0, 1.3 and 1.6 are based on analysis of 79, 25 and 83 case records respectively. The vast majority of cases with spans exceeding these limits were supported in some way - for instance with various combinations of bolting, shotcrete and reinforcing mesh.

If these suggested limits for unsupported spans are exceeded in a given type of excavation this will clearly reduce the reliability of the given design. However, it seems unlikely that the stand-up time will be reduced to a significant degree (i.e. beneath the assumption of permanency) *unless the maximum envelope is exceeded*.

A group of excavations which are probably frequently designed with spans exceeding the maximum design envelope are *temporary mine openings*. As a group, they can be subdivided since the required stand-up times will depend on the time it takes to finish extracting ore in the vicinity of or in the excavation in question. The stand-up time actually available with a given span will depend both on the shape of the roof, and on the rock mass quality Q, and it will also depend on the care with which blasting is carried out, although this effect should be automatically incorporated in the estimate of Q.

It has been assumed here that the excavations that plot closest to the curved envelope in Figure 7 (the *maximum design span*) have stand-up times in excess of 10 years. In view of the type of excavations involved it is obviously expected that they will stand unsupported for at least a "life-time", in other words more than 50 years. This conservative range of 10 to 50 years to represent "permanency" will now be used for interpreting the *maximum design span* of Figure 7.

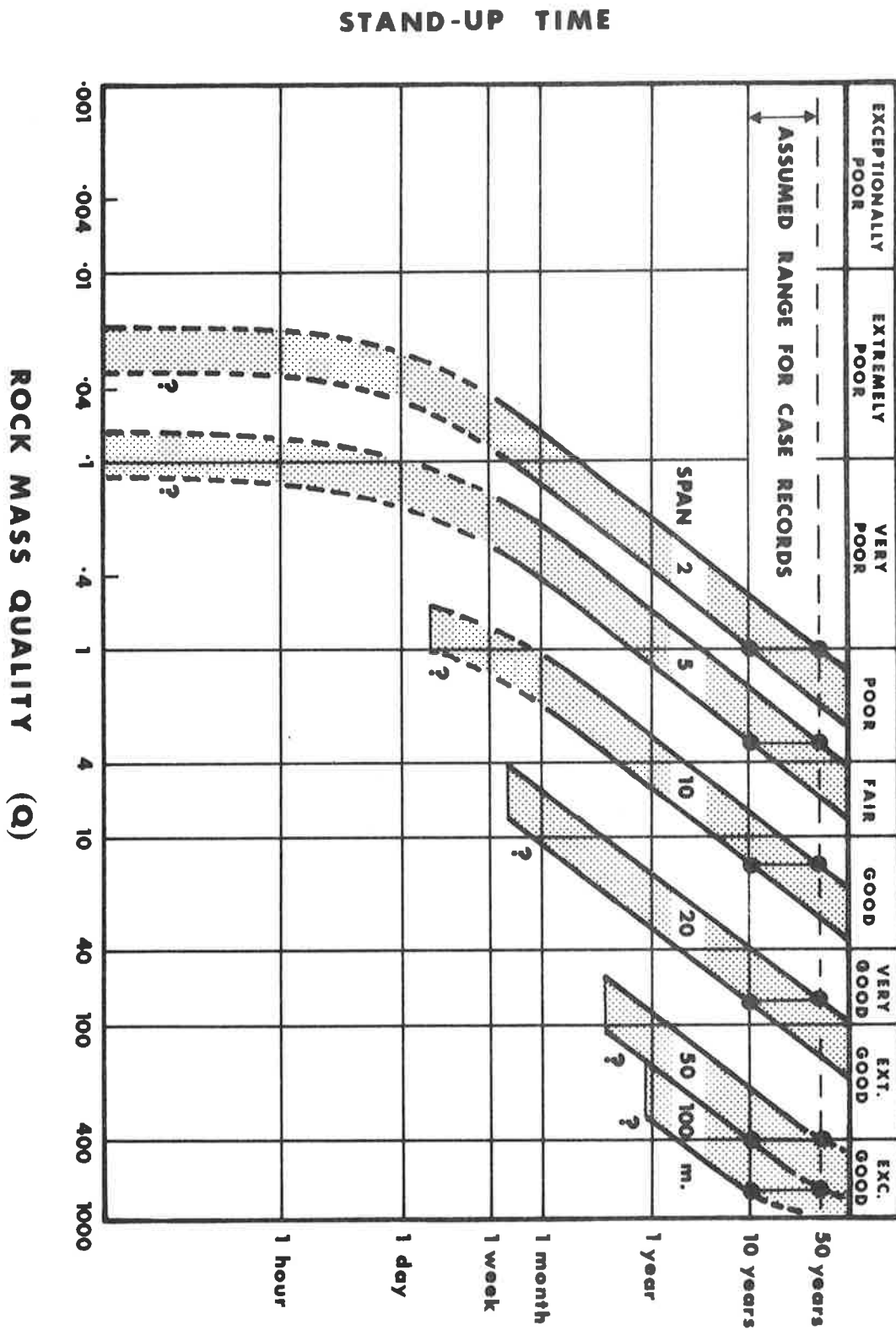


Figure 12. The envelopes represent a preliminary attempt at predicting how much the stand-up time reduces when the span of an unsupported excavation is increased beyond the maximum design span (Figure 7).

A preliminary attempt at correlating stand-up time, Q , and unsupported span is shown in Figure 12.

The envelopes have been truncated at various time intervals as a concession to the approximate minimum construction periods of the various dimensions of excavation. The equivalent unsupported span at any one time can be considered as the length from the face to the supported zone, or as the span itself, whichever is the smaller. Except for the smallest spans there will be a significant stand-up period concurrent with the advance of the successive blasting rounds.

The actual inclination of the shaded zones drawn for various spans is unknown. In other words for a given span the relationship between stand-up time and rock mass quality is unknown. However, it seems quite likely that future case records will show that stand-up time reduces more abruptly and unexpectedly in the poorer qualities of rock. The shaded zones would then tend to bend down towards the vertical as suggested in Figure 12.

The value of case records of tunnels that failed due to inadequate stand-up times cannot be overemphasised. The tunneling profession is constantly asked to assess the "factor-of-safety" of a given design. If we are honest we have to admit that our present state of knowledge is inadequate to allow us to come anywhere near the correct value. For this reason the back-analysis of a failed length of tunnel; the stand-up time, the Q -value and the span, can give us some indication of how conservative our present designs really are. We have to start on the "simple" case of unsupported openings, before attempting to assess the "factor-of-safety" of supported excavations, with all the associated complications of rock-support interaction.

ACKNOWLEDGEMENTS

The research described in this report has been sponsored by the Royal Norwegian Council for Scientific and Industrial Research (NTNF). This support is gratefully acknowledged. The detailed descriptions of rock conditions in some Scandinavian tunneling projects given by Cecil (1970) provided an invaluable store of data for improving the classification method during its early development. The interest and practical advice given by Reidar Lien and Johnny Lunde of NGI is gratefully acknowledged. Finally the author would like to thank members of the Carlsbad Caverns and Guadalupe Mountains National Park Service for providing some physical and geological data concerning the Carlsbad Caverns.

REFERENCES

Barton, N. (1973)

"Review of a New Shear Strength Criterion for Rock Joints", *Engineering Geology*, Elsevier, Amsterdam. Vol. 7, No. 4, pp. 287-332. (Also NGI publication 105, Oslo, 1974).

Barton, N. (1974)

"A review of the shear strength of filled discontinuities in rock". Norsk forening for fjellsprengnings-teknikk. *Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk* (Conference), Oslo, 1973. Tapir Press, Trondheim. Editor E. Broch. 38 p. (Also NGI publication 105, Oslo, 1974).

Barton, N., Lien, R. and Lunde, J. (1974)

"Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support". *Rock Mechanics*, Springer-Verlag, Vol. 6, pp. 189-236.

Barton, N., Lien, R. and Lunde, J. (1975)

"Estimation of Support Requirements for Underground Excavations", Proc. 16th. Symp. on Rock Mech., Univ. of Minnesota, *Design Methods in Rock Mechanics*.

Bullington, N.R. (1968)

"Geology of the Carlsbad caverns". *West Texas Geol. Soc.* Delaware Basin Exploration, Oct./Nov. 1968, pp. 20-23.

Cecil, O.S. (1970)

"Correlations of Rock Bolt - Shotcrete Support and Rock Quality Parameters in Scandinavian Tunnels", *Ph.D. Thesis*, University of Illinois, Urbana, pp. 1-414.

Deere, D.U. (1963)

"Technical Description of Rock Cores for Engineering Purposes", *Felsmechanik und Ingenieurgeologie*, Vol. 1, No. 1, pp. 16-22.

Holmes, A. (1965)

Principles of physical geology, Thomas Nelson and Sons, London, 1288 p.

Lunde, J. (1975)

"Store Bergrom - Tekniske of Økonomiske Aspekter",
Norsk forening for fjellsprengeteknikk, *Fjell-
sprengningsteknikk, Bergmekanikk* (Conference), Oslo
1974, Tapir Press, Trondheim, pp. 17.1-17.10.

Palmstrøm, A. (1975)

"Karakterisering av Oppsprekningsgrad og Fjellmassers
kvalitet", Internal report, Ing. A. B. Berdal A/S,
Oslo, pp. 1-26.

ZON (-RQD) SOM UNDERLAG FÖR BERGKLASSIFICERING

Zone (-RQD) as basis for rockmass classification

Professor Hans Helfrich, Stiftelsen Bergteknisk
Forskning - BeFo, Stockholm

Parametern RQD påträffas idag i en rad klassificerings-
system (Barton m fl 1974, Bieniawski 1973, Deere 1965).

Det är helt uppenbart, att denna parameter tillmätas
ett stort värde. En okritisk tillämpning däremot, t ex
helt enkelt som ett siffervärde, leder ovillkorligen
till stora misstag. Först när RQD-värdena korreleras
med strukturmönstret och karaktären i den geologiska
miljön, erhåller värdena en real betydelse. Därtill
kommer att RQD måste omspänna en bergtekniskt relevant
dimension (t ex brytningsenhet) för att kunna fungera
som en bergteknisk parameter.

På det bergmekaniska diskussionsmötet 1972 redovisade
undertecknad en bergteknisk borrhänsloggning från Los-
sen Övre (Fig 1), baserad på kärnklassificering och till-
ämpning av RQD-principen (Helfrich 1972, 1974). För de
analyserade borrhålen bestämdes Deere's RQD-faktor
(Deere 1965) för varje enskilt fack i kärnlådorna (ca 1 m).

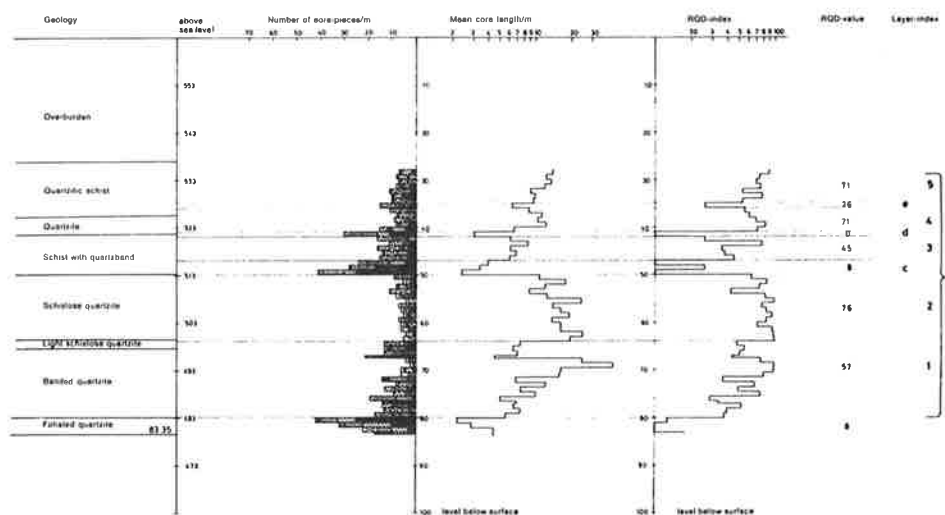


Fig 1 Exempel på kärnloggning av borrhål från tillopps-
tunneln Lossen Övre.

Example of corelogging based on a borehole from
the intake-tunnel Lossen-Övre

Liknande RQD-faktorer sammanfattades sedan till RQD-indices som markerar en viss skiktindelning (skikt-index). Denna indelning kan uppfattas som en "stratifiering" av bergets stabilitetsegenskaper om man antar att skikt med talrika små kärnor är svagare än motsatsen.

Detta första försök till bestämning av en "skikt-RQD" fördjupades genom en petrografisk studie på materialet från Lossen Övre. Analysen visade mycket tydligt ett karakteristiskt samband mellan bergarternas petrografiska och strukturella innehåll och RQD (Helfrich 1975).

Tillämpad för bergmassan skulle en meningsfull koordinering av likvärdiga RQD-indices leda till RMQD-indices (Rock Mass Quality Designation). RMQD skulle då vara motsvarigheten till RQD-index i Lossen-arbetet (Helfrich 1972).

Inom ramen av BeFo-projektet: Bergteknisk borrhåls- och borrhärneanalys (Bergman-Helfrich 1976) diskuterades ingående olika loggningsparametrar. Särskild tanke tillägnades jämförelsen mellan kärnklassifikation, sprickfrekvens, C-faktor och RQD i avsikt att klargöra och värdera deras respektive parameterinnehåll.

En analys av 12 kärnborrhål från Haninge och Forsmark bekräftade den tidigare uppfattningen att RQD-fördelningen motsvarar en bergteknisk "skiktning" i bergmassan.

Genomsnitts-RQD-värdet för resp. skikt eller "zon", där enstaka onormala toppar elimineras, kallas numera $Z(RQD)$ = Zone Rock Quality Designation, motsvarande de tidigare uttrycken RMQD (även RUQD har figurerat) och RQD-skikt-index (Fig 2).

Undersökningen visade vidare ett tillfredsställande samband mellan $Z(RQD)/2$ och C-faktorn (Fig 3 och 4). Sambandet leder till slutsatsen att $Z(RQD)/2$ är mycket praktiskt att bestämma (snabbare och billigare än C-faktorn). Vidare visar studien att en bestämning av sådana parametrar på tre decimaler ej motsvarar en bergteknisk frågeställning. Ur brytningsteknisk synpunkt (variationsmöjligheter både vad brytning och förstärkningsalternativen beträffar) torde även en bestämning på en decimal kunna vara tillfredsställande. Således tillämpas i SIA's rekommendationer 199 endast sju brytningsklasser, ett antal som väl kan klaras med en decimal.

Då $Z(RQD)$ är uppbyggd kring såväl mekaniska parametrar (RQD-kärnlängd är beroende på materialets petrografiska och strukturella innehåll) som geologiska dito (zonindelningen), leder detta till möjligheten att indela $Z(RQD)$ -värdena i klasser svarande mot förväntade bergkvaliteter.

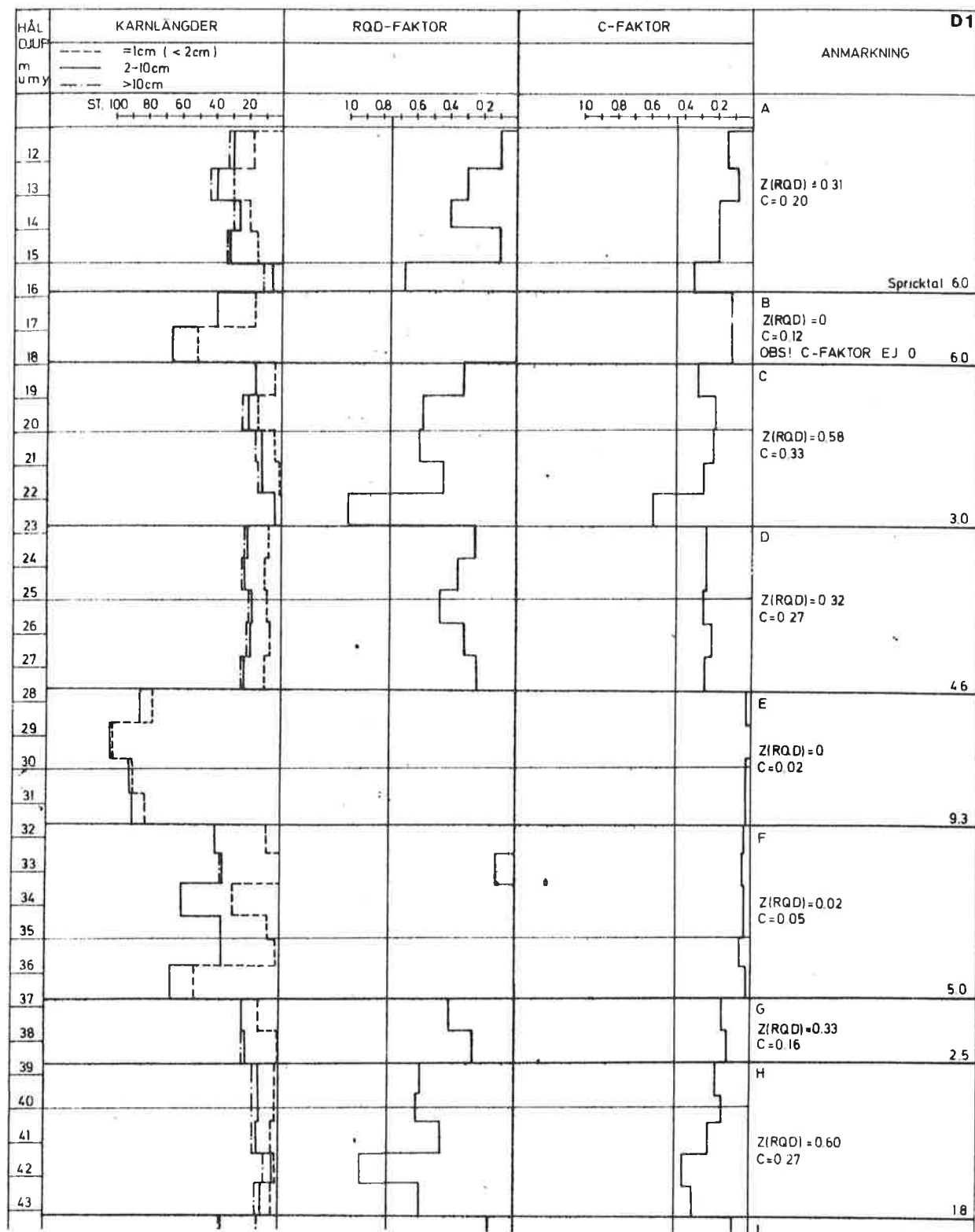


Fig. 2 Exempel på Z(RQD)-kartering.
Borrhål D 1, Haninge, Stockholm

Example of Z(RQD)-mapping.
Borehole D 1, Haninge, Stockholm

Det bör observeras att en dylik indelning måste anpassas efter varje områdes geologiska särdrag. En granit med viss sprickfrekvens och god friktion mellan sprickytorna och motsvarande med lerfyllning förhåller sig likvärdig ur RQD-synpunkt, men olika ur mekanisk synpunkt.

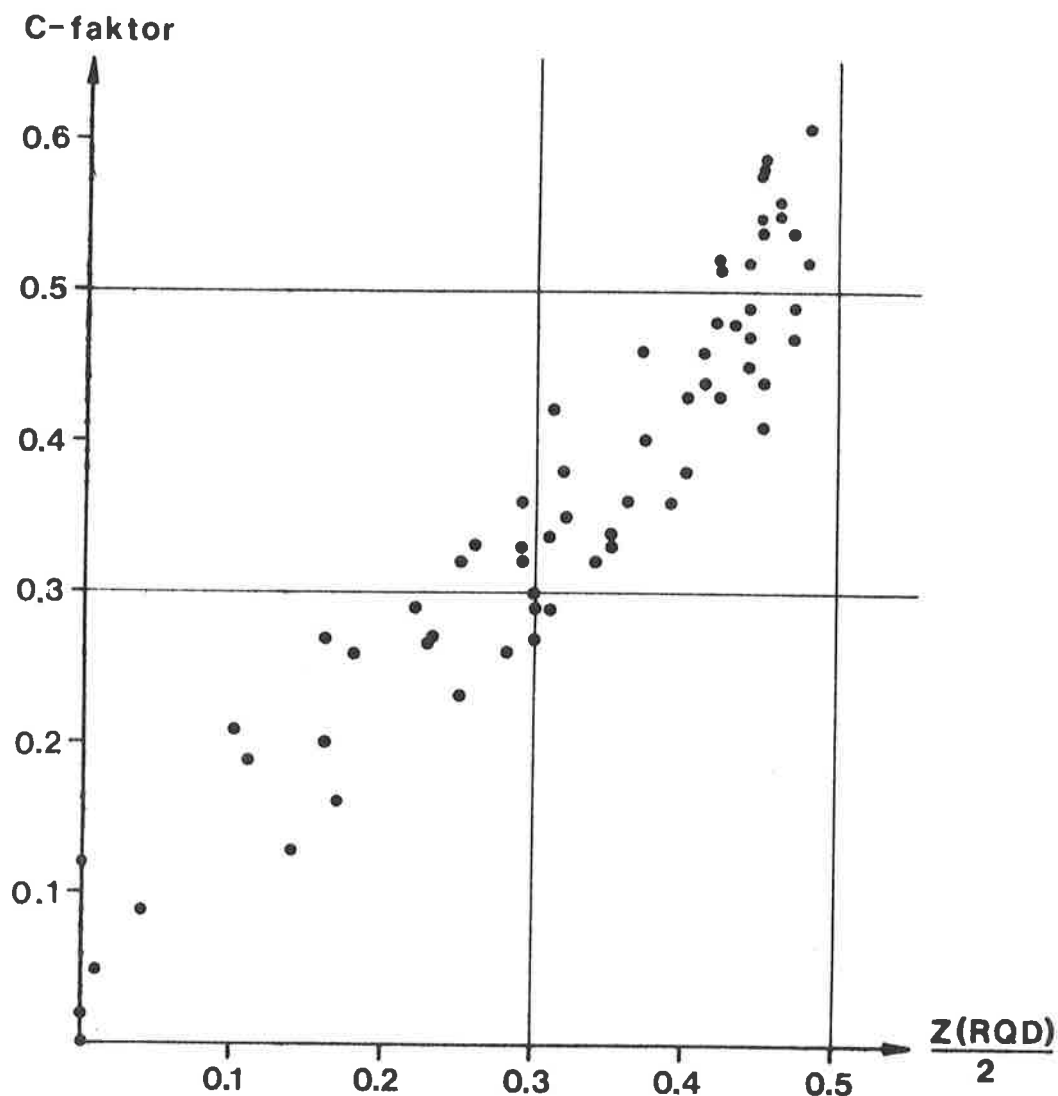


Fig. 3 Sambandet mellan $\frac{Z(RQD)}{2}$ och Kiruna (C)-faktorn
 Connection between $\frac{Z(RQD)}{2}$ and Kiruna(C)-factor

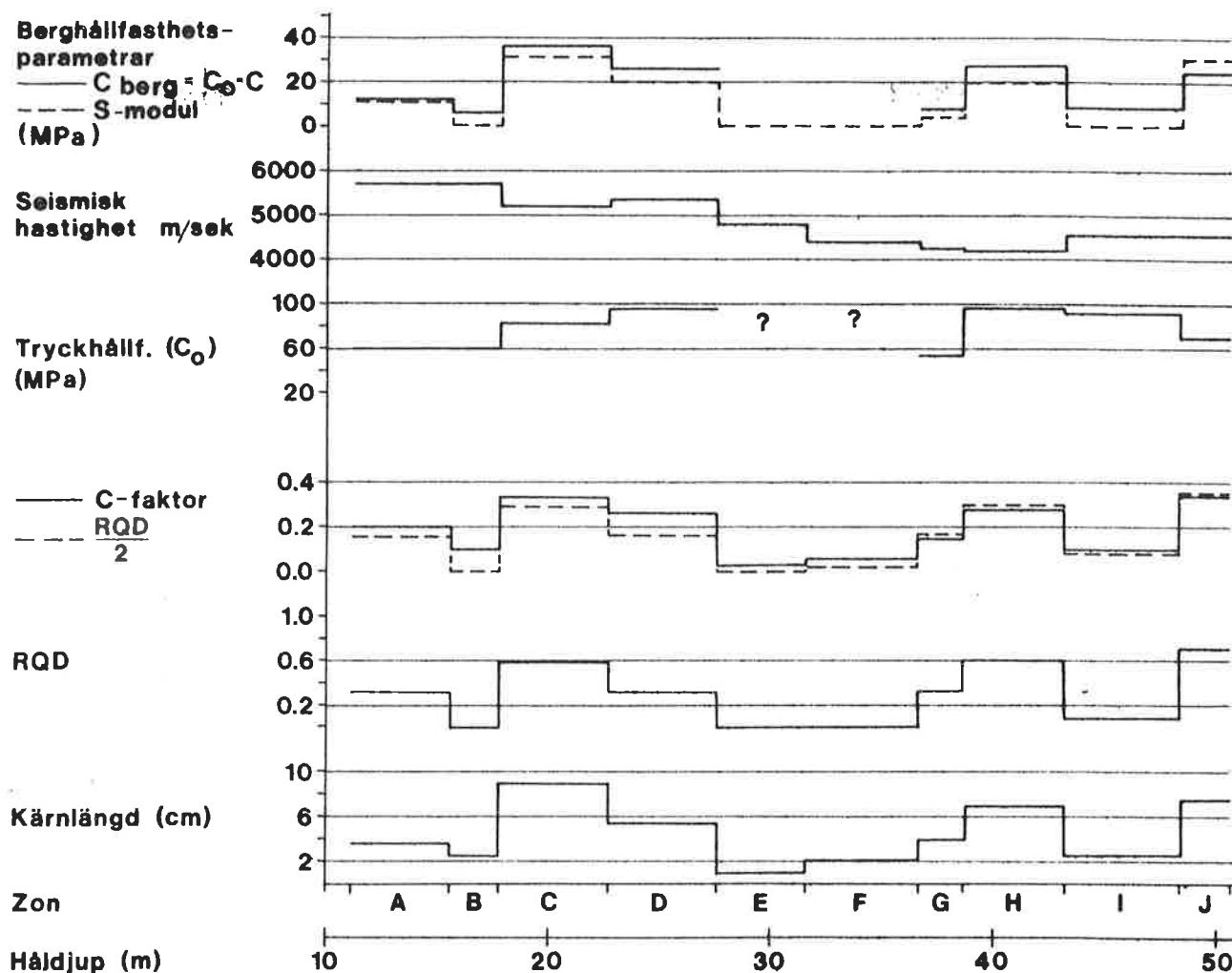


Fig. 4 Jämförelse mellan olika loggnings-parametrar främst $\frac{Z(RQD)}{2}$ och Kiruna (C)-faktorn

Comparison between different logging-parameters, particularly $\frac{Z(RQD)}{2}$ and Kiruna (C)-factor

I det följande lämnas ett tillämpningsexempel. Då BeFo-projektet 18 bl a hade som målsättning en fördjupad analys av Lossen Övre-tunneln redovisas en Z(RQD)-analys av denna tunnel för sträckan 45-1100 m, räknade från intaget.

Det från borrhålen LO₁, LO₄, LO₇ och LO₈ erhållna kärnmaterialet bearbetades efter följande principer:

- Bergartskartering
- Kärnklassificering
- RQD-bestämning
- Z(RQD)-analys

Betraktas vertikalsektionen mot markytan i tunnelns längd-
 axel, så omfattade kärnborrhningsundersökningen en berg-
 volym med tunnelbredden som basis och en bergtäckning
 på 50 m på $\sim 400.000 \text{ m}^3$. Den specifika undersökningstät-
 heten (Fig 5) vid sammanlagda 280 kärnbormeter skulle
 vara $\sim 1400 \text{ m}^3/\text{bormeter}$. Detta skulle i sin tur mot-
 svara ett bergblock på $\sim 13 \times 13 \times 8 \text{ m}$ kantlängd.

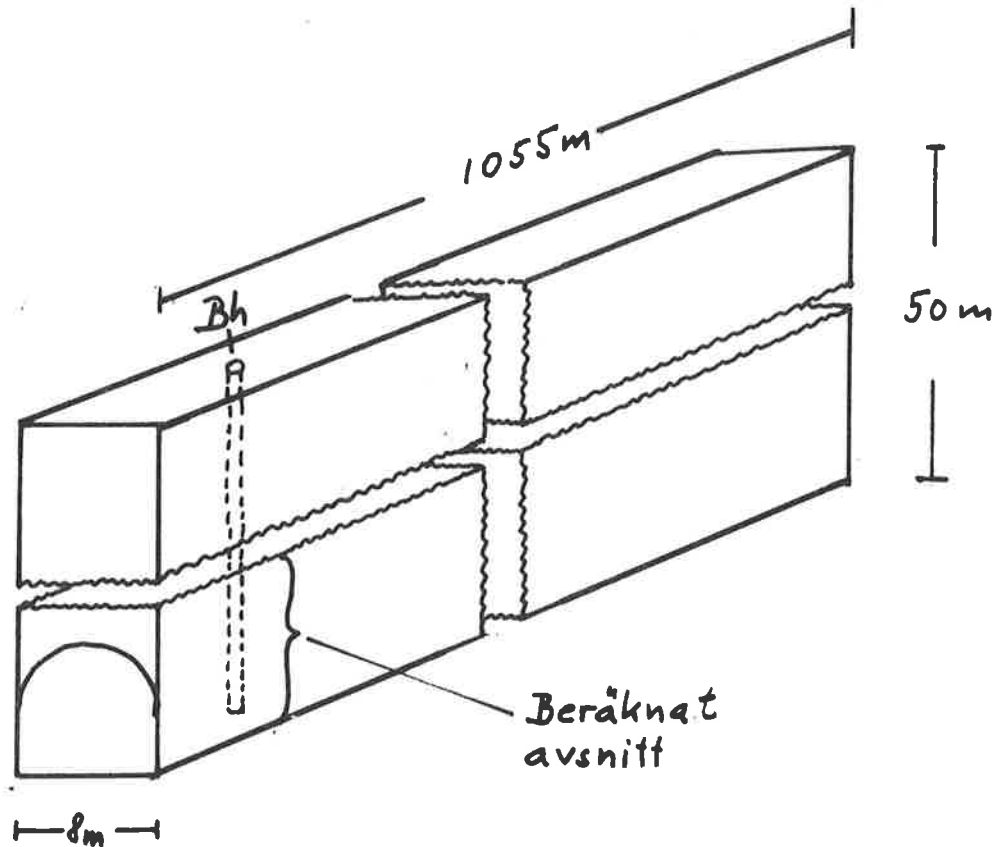


Fig. 5 Schematisk skiss av underlag till bestämning av
 specifik undersökningstäthet

Schematic presentation of the base for determina-
 tion of the specific density of investigation.

Självfallet är informationstyngden hos de olika bergbloc-
 kens bergtekniska innehåll olika beroende på avståndet
 från borrhålet.

I det aktuella fallet har bergartsprognosen på grund av
 borresultatens informationsinnehåll slagit väl in.

Det är således närliggande att betrakta borrhkärnmaterialet
 som representativt för berget vid den aktuella platsen.
 Därmed borde även kärnmaterialet visa en spridning som
 ger uttryck för bergets varierande stabilitetsbeteende.

Som tidigare hävdats skulle Z(RQD)-analysen möjliggöra en kvantifiering av problemställningen.

För att kunna testa Z(RQD)-beräkningens relevans för förstärkningsprognoser och därmed kärnborrhålens relevans för bestämda bergavsnitt, utfördes en särskild beräkning av de borrhålsavsnitt som ligger i tunnelnivån. Följande borrhål berörs:

LO ₁	mellan 50-76 meter	=	26 m kärnlängd
LO ₄	" 46-80 "	=	34 " "
LO ₇	" 58-70 "	=	12 " "
LO ₈	" 60-81 "	=	21 " "
			<u>93 m kärnlängd</u>

Dessa borrhål är fördelade på ett tunnelavsnitt på 1055 m längd.

Som Z(RQD)-klasser har valts nedanstående intervaller, där Z(RQD)-värdena varierar från 0-1, motsvarande 0-100 % kärnandel > 10 cm.

Följande procentandel för de beräknade fyra borrhålsavsnitten och resp Z(RQD)-klass har erhållits:

Klass 5	(Z(RQD) 1,0-0,7)	=	16,8 %	~	15 %
" 4	(" 0,7-0,4)	=	29,5 %	~	30 %
" 3	(" 0,4-0,2)	=	13,8 %	~	15 %
" 2	(" 0,2-0,1)	=	18,7 %	~	20 %
" 1	(" 0,1-0,0)	=	21,2 %	~	20 %

Som synes har de erhållna procenttalen avrundats till närmaste fem- eller tiotal. Hur resultatet enkelt kan redovisas i diagramform, framgår av figur 6.

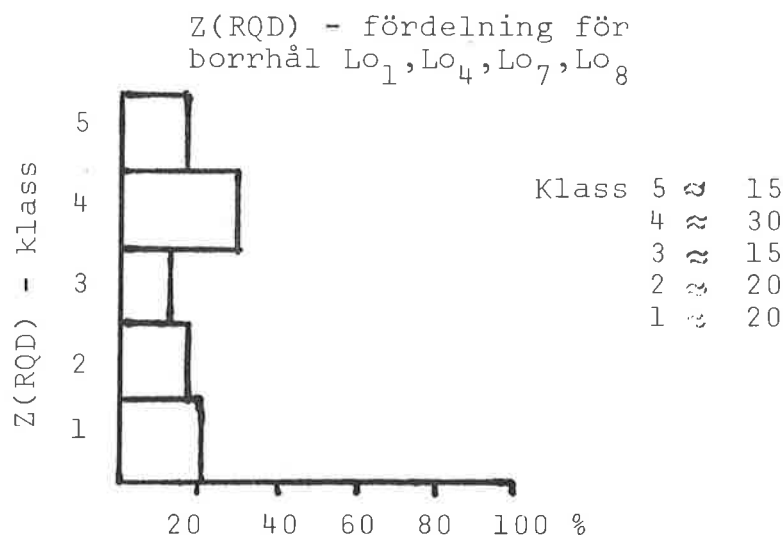


Fig 6 Fördelningsdiagram för en Z(RQD)-baserad stabilitetsklassificering

Distribution-diagram for a Z(RQD)-based classification of stability

En detaljanalys av förstärkningstyp och motsvarande kvantitet inom avsnittet 45 till 1100 meter ger följande förstärkningsklasser och deras procentuella fördelning:

Ingen förstärkning	:	154 m	:	14,6 %	~	15 %
Normal sprutbetong < 10 cm	:	311 m	:	29,5 %	~	30 %
Sprutbetong < 20 cm	:	185 m	:	17,5 %	~	15 %
Sprutbetong > 20 cm	:	215 m	:	20,4 %	~	20 %
Arm.sprutbetong + bult	:	190 m	:	18,0 %	~	20 %

Gör man även här vedertagna avrundningar så erhålles en förbluffande överensstämmning mellan procentandelen för korresponderande Z(RQD) och förstärkningsklasser.

Slutsatsen ur denna jämförelse måste bli:

1. Kärnborrhål har - förutsatt ett korrelerat informationsinnehåll - signifikans för bergmassans bergtekniska egenskaper
2. Z(RQD) är en bergteknisk parameter
3. En till den geologiska miljön anpassad Z(RQD)-klassindelning kan anses vara ett underlag för en kvantitativ bergklassprognos, avseende ett förväntat stabilitetsbeteende.
4. Ett därtill anpassat förstärkningsschema ger underlag för en realistisk kostnadsprognos.

Målsättningen uppnås endast under förutsättning att den totala geologiska miljön - material och strukturinnehållet och rymdgeometrin - beaktas i Z(RQD)-analysen. Bartons m fl Q-värde har kommit långt på vägen, men där gäller det främst att kunna bedöma blottat berg.

Z(RQD)-värdet bestäms enbart på borrhärdar, där man saknar blottningar på den nivå som är aktuell för en konstruktion av bergrum av olika slag.

Därmed torde Z(RQD)-parametern vara en prospekteringsinformation som möjliggör en kvantitativ bedömning av förväntade förstärkningsåtgärder.

Huruvida prognosen kommer att motsvara det verkliga utfallet beror dels på den geologiska miljömodellens realitet - enbart under sådana omständigheter svarar undersökningsinsatsen mot erforderlig informationskvantitet - dels ock på att den tillämpade bergtekniken svarar mot bergets egen styrka som i sin tur ligger till grund för dimensioneringen av de olika föreslagna förstärkningsåtgärder.

Brister det i någon av dessa förutsättningar, kommer prognosen att slå fel.

SUMMARY

Zone-RQD as basis for rockmass classification

An example is given how a critical coordination of single RQD-indices can lead to the calculation of a Z(RQD)-parameter.

If the information content of an exploration - drilling - campaign is correlated to the investigated geological environment - material, behavior and space orientated structure pattern - a quantitative-economical prognosis of the distribution of rock mass with certain stability - behavior - can be obtained. This leads consequently to an estimation of expected support or/and reinforcement requirements.

LITTERATUR

- Barton, N, Lien, R and Lundh, J: Analysis of rock mass quality and support practice in tunnelling, and a guide for estimating support requirements (Norges Geol Inst), Oslo
- Bergman, M och Helfrich, H K: Bergteknisk borrhåls- och borrhärneanalys. Värdering av metoder. BeFo-rapport 22, Stockholm 1975 (cum lit).
- Deere, D V; Miller, R P: Engineering classification and index properties for intact rock (Techn. Rep. No AFWL-TR-65-116, Kirtland Air Force Base) New Mexico 1966
- Hansagi, I: A method of determining the degree of fissuration of rock. Int J Rock Mech Min Sci & Geomech Abstr, Vol 11, 1974
- Helfrich, H K: Determination of the state of the rock mass by core logging at the Upper Lossen, Hydro-Electrical plant, Sweden. IVA-rapport 45, Stockholm 1972
- Helfrich, H K: Geophysikalische und gebirgstechische Prospektion des Gebirges als Unterlage für Ausschreibungen von Felsbauwerken. Bundesministerium f Bauten ü Technik, Strassenforschung H 18, Wien 1974
- Helfrich, H K: Strukturgeologins betydelse i bergtekniken som underlag för anbud- och normsynpunkter mot bakgrunden av "Bruno Sander-Colloquy" i Salzburg. BeFo-rapport nr 20, Stockholm 1975 (a)
- Helfrich, H K: Gebirgstechische Kennziffern mit petrographisch-strukturellem Begriffsinhalt. Rock Mechanics, Suppl 4, 1975 (b)

REFRAKTIONSSEISMIK I SAMBAND MED FÖRUNDERSÖKNING AV BOLMEN-TUNNELN. RESULTAT AV JÄMFÖRANDE MÄTNINGAR

Seismic refraction measurements in connection with site investigation for the Bolmen-Tunnel in southern Sweden. Some results of comparative measurements.

FIL DR ROY STANFORS, GEOLOGISKA INST, LUND

INGENJÖR MATS ALESTAM, AB SYDVATTEN, MALMÖ

I samband med de geologiska förundersökningarna för Bolmentunneln - som ägde rum under åren 1967-1971 - utfördes ett försök med jämförande seismiska mätningar längs en gemensam teststräcka.

Först några ord om bakgrunden till försöket:

Bolmentunneln är avsedd att leda råvatten från Småland till Skåne, närmare bestämt från sjön Bolmen i södra Småland till ett vattenverk några km söder om Perstorp i norra Skåne. Fig 1.

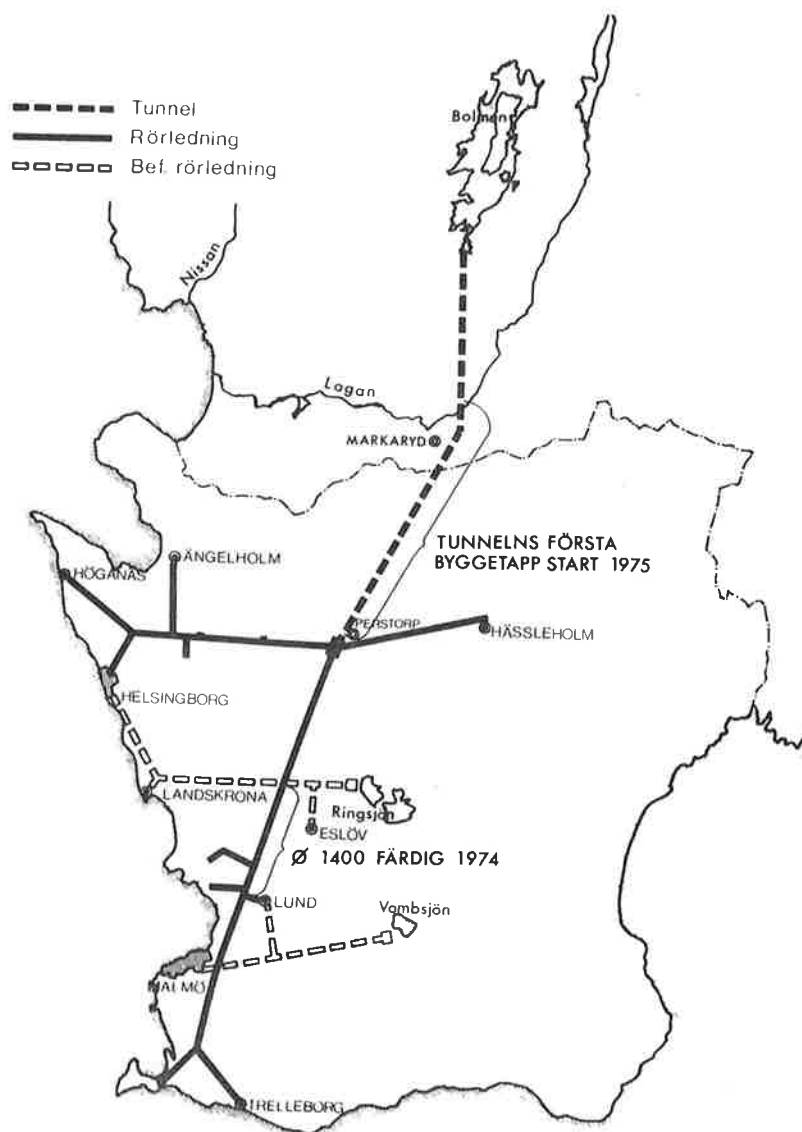


Fig 1
Översikts-
karta
General
map

Tunneln kommer att bli 80 km lång, gå fram helt i urberg på ett djup under markytan av i genomsnitt 50 m. Arean blir ca 8 m². Tunnelbygget påbörjades hösten 1975 och hela anläggningen beräknas vara klar om ca 10 år.

När de geologiska förundersökningarna påbörjades 1967 var uppgiften i första hand att fastställa ett huvudalternativ för tunnelns sträckning och därefter mera detaljerat utforma tunnelns definitiva läge med hänsyn till områdets geologiska förhållanden.

Geologiskt kan det aktuella området närmast karakteriseras som en djupt nederoderad gnejsterräng med talrika inslag av amfibolit och diabasgångar. Tektoniskt präglas området av spricksystem i NNO och VNV. Topografiskt är landskapet flackt och intetsägende. Blottat berg förekommer mycket sporadiskt. Redan i rekognoseringsskedet stod det därför klart att behovet av geofysiska mätningar - och i första hand då seismik - skulle bli mycket stort.

Inför möjligheten att behöva använda seismik i storleksordningen 100 km eller mera är det ganska naturligt att man som beställare gärna vill ha svar på en del frågor som t ex.

1. Vilka problem kan lösas med hjälp av seismik?
2. Hur pass tillförlitliga är de seismiska resultaten?
3. Vilka skillnader finns det i de olika seismiska firmornas sätt att utföra och redovisa seismik?

För att om möjligt få svar på några av dessa frågor beslöt AB Sydsvatten att arrangera ett försök med jämförande mätningar på en ca 1100 m lång teststräcka - belägen några km öster Markaryd. Tre seismiska firmor deltog i försöket och utförde oberoende av varandra seismiska mätningar längs den angivna sträckan.

För att kontrollera de seismiska resultaten har inom sträckan utförts fem kärnborrhål - i allmänhet till ca 10 m djup i berg.

I avsikt att om möjligt kartlägga såväl ytliga lager med dåligt berg som mera djupgående störningszoner utförde samtliga tre konsulter försök med "djupseismik". Detta innebar att ett antal impulser alstrades genom skott i punkter belägna 200 å 300 m utanför den egentliga mätsträckan. Det bör betonas att den praktiska erfarenheten av detta tillvägagångssätt är ringa. Resultatet bör därför betraktas som ett intressant experiment, se figur 2.

De heldragna kurvorna redovisar resultatet i form av profiler av bergytans läge tillsammans med den seismiska hastighetsfördelningen i ytberget. De streckade kurvorna visar på motsvarande sätt "djuphastigheterna" och därmed det friska bergets ungefärliga nivå. Varje konsults resultat har fått en färg som är gemensam för bergnivå och berghastighet. Hastigheten i de lösa avlagringarna har inte medtagits. För att ge

läsaren ett bättre underlag för sin bedömning bör något nämnas om testområdets geologiska uppbyggnad.

Berggrunden i undersökningsområdet består av gråröd medelkornig gnejs med ibland relativt talrika inslag av amfibolitbankar. Skiffrighetens strykning bedöms vara NV. Bergblottningar i direkt anslutning till testprofilen saknas dock. Ur tektonisk synpunkt är det aktuella området att beteckna som relativt oroligt. Den intensiva störningszonen i riktning NNO - längs Lagans dalgång - korsas nämligen här av en VNV sprickzon. (Lagans "förlängning" österut).

Som framgår av profilen är terrängen flack - småkuperad. De 5-10 m mäktiga lösa avlagringarna består av såväl morän som isälvsavlagringar. Topografin ger inga direkta antydningar om eventuella störningszoner i berget. De fem utförda kärnborrhålen visar att ytberget vanligen är vittrat och sprickigt.

Avsikten med denna artikel är närmast att presentera de tre konsulternas mätresultat och att i någon mån kommentera dessa. Någon ingående analys av resultaten medger inte utrymmet.

Beträffande jorddjupsbestämningarna kan man konstatera en god överensstämmelse mellan de tre konsulternas resultat, speciellt vid borrhål 1, 4 och 5. Variationerna i borrhål 2 och 3 är karakteristiska för krosszoner, där övergången jord-berg normalt är omöjlig att ange. Det vore för övrigt önskvärt att detta förhållande framhölls tydligare i de seismiska rapporterna. Med tanke på de i allmänhet ringa jorrdjupen får det seismiskt bestämda läget av bergytan betraktas som godtagbart i borrhålen. Om hastighetsfördelningen i ytberget, (heldragna linjer) kan först konstateras att samtliga tre konsulter redovisar de två största och tydligen mest intensiva svaghetszonerna, som förekommer längs profilen, nämligen de vid längdmätning omkring 300 resp 750-850. Om man på vanligt sätt betrakta partier i berggrunden där berghastigheten understiger 4000 m/sek som svaghetszoner, finner man emellertid att längden på dessa varierar ganska avsevärt för de olika konsulterna. Anmärkningsvärd är den stora skillnaden i berghastighet i avsnitten 0-150 och 850-1100. Den förklaras delvis genom de olika nivåer i berggrunden som registreringarna förlagts till, men visar samtidigt, att man inte enbart bör fästa avseende vid berghastigheternas numerära värden utan snarare bör ge akt på variationerna längs profilen. Den mycket markanta nedgången i berghastighet-från 5500 m/s till 4000 m/s - som konsult C redovisar vid längdmätning ca 150 bör sålunda ge anledning till misstanke om dåligt berg även om hastigheten inte understiger 4000 m/s.

Mest anmärkningsvärt är kanske den skillnaden som förekommer på sträckan 900- ca 1000, där konsult C anger en ca 50 m bred låghastighetszon (3000 m/s) medan konsult B i samma avsnitt anger drygt 4500 m/s.

Här kan skillnaden mellan konsulterna inte förklaras genom registreringarnas olika nivå i berggrunden.

Om vi jämför de redovisade låghastighetszonerna för ytberg och friskt berg kan konstateras att dessa genomgående visar en tendens att smalna av mot djupet. Detta är helt i överensstämmelse med vad man erfarenhetsmässigt vet om många svaghetszoners tendens att relativt snabbt avtaga i bredd och intensitet med tilltagande djup.

Även om metoden med registrering av "djuphastigheter" präglas av stor osäkerhet bör den i många fall vara motiverad för att ge en anvisning om vilka svaghetszoner som tunnelbyggaren kan besväras av på den för honom aktuella nivån i berggrunden och vilka som är harmlösa störningar i ytlagren.

Sammanfattning

Sammanfattningsvis kan sägas att det utförda försöket visar en god överensstämmelse mellan de tre konsulternas resultat vad gäller jorddjupen i de kontrollerade punkterna. De två dominerande svaghetszonerna har lokaliserats även om tolkningen av dessa varierar. Även om facit för bedömning av seismikens tillförlitlighet erhålles först när tunnelprojektet är genomfört, bekräftar den genomförda testen, att vi i den seismiska metoden - trots dess brister - har ett av de viktigaste hjälpmedlen för bedömning av berggrundens kvalitet i jordtäckta områden.

SUMMARY

In order to convey raw water from Lake Bolmen in southern Småland to the province of Scania (Skåne) the construction work of a rock tunnel with a length of 80 km newly started (Fig 1).

To specify the location of the tunnel geological and geophysical investigations have been performed during a period of four years.

The tunnel region is a part of the old Precambrian bedrock in southern Sweden. The main rocks in the actual area are different types of gneisses with minor interlayers of amphibolite. The southern part of the tunnel will intersect about 40 dikes of almost vertical Permain dolerites.

The tectonic headlines are dominated by two main joint directions: WNW and NNE. The morphology of the region is characterized by a very low relief with only few outcrops of the bedrock. For this reason very extensive seismic refraction measurements were carried out to get knowledge about the major defect zones in the bedrock.

Fig 2 illustrates the results obtained from seismic refraction measurement carried out by three companies in the same section.

The aim of this test was to be able to compare differences in measurement or calculation technique.

Litteratur.

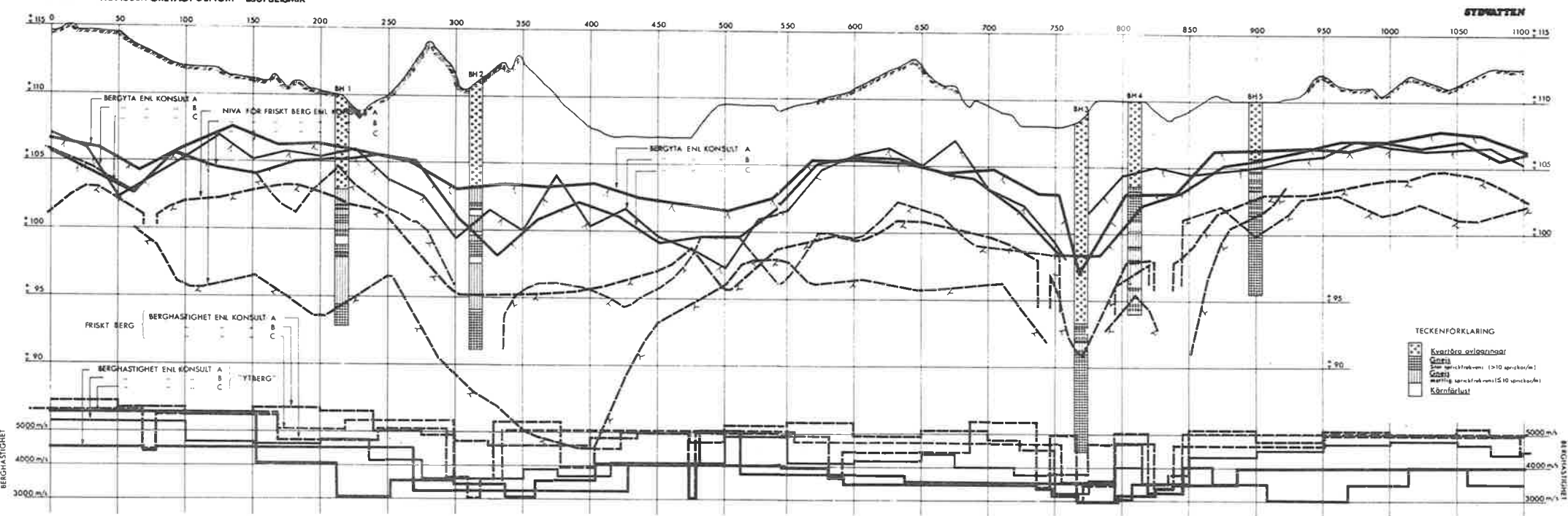
Sjöstrand B - Stanfors R:

Geologiska undersökningar för Sydvattentunneln, - Väg- och Vattenbyggaren nr 8-9 1975.

Stanfors R - Alestam M:

Refraktionsseismiska mätningar - tre konsulters mätresultat på en gemensam teststräcka , - Väg- och Vattenbyggaren nr 8-9 1975.

REFRAKTIONSSEISMISK TESTSTRÄCKA UNDERSÖKT
AV TRE OLIKA KONSULTFÖRETAG. GENOM "DJUPSEISMIK"



Figur 2. Refraktionsseismiska mätningar - tre konsulterers mätresultat på en gemensam teststräcka

The results obtained from seismic refraction measurement carried out by three compaines in the same section.

DISKUSSION

Docent Per H Lundegårdh, S G U, Stockholm

En bergmassa är ett stycke berggrund, och för att studera berggrunden behövs en karta. Över Sverige har vi berggrundskartor i varierande skalor och av växlande ålder. Många är tyvärr mycket gamla och många är också föga användbara.

Ur ett stycke berggrund kan vi ta ett prov, och vad jag nu visar i bild är ett prov av en av våra bästa bergrumsbergarter: gnejsgranit. Den har liksom alla andra bergarter vissa egenskaper, som man ska försöka åskådliggöra i en geologisk karta: dels den kemiska sammansättningen, som bl a betingar halterna av huvudmineralen kvarts, fältspat och glimmer, dels strukturerna. I det här fallet är bergarten väsentligen linjärstrukturerad eller stänglig, och vi ser i stuffen på bilden en strimmighet längs det som är stängligheten till höger och en massformighet med till synes riktningslöst utströdda mineral Korn i en yta vinkelrätt mot stängligheten till vänster. I de flesta gnejsgraniter finns dessutom en svag skiffriighet. Viktigt är att veta, att stängligheten alltid ligger i skiffriighetsplanen.

Nu ska vi infoga denna bergart och många andra i en karta, den typ av kartor som Sveriges geologiska undersökning gör idag. Först ser vi ett prov på våra småskaliga kartor, det är berggrundskartan över Gävleborgs län (SGU, serie Ba, nr 22), den första karta vi har gjort med det färgschema som nu används. Där har vi omvandlade vulkaniska bergarter av typ leptit i gult, sedimentära bergarter i urberget i blått, gnejsgraniter i brunt och unga graniter i rött. Länskartor ges numera ut i skala 1:200 000 och lämnar bara en första anvisning om berggrundens utseende. De kan inte användas till några mer förfinade ändamål. På kartorna finns dessutom uppgifter om linjär- och planstrukturer samt viktigare tektoniska zoner: krosszoner, förkastningar och överskjutningar. Grönt på kartorna är grönstenar, violett är diabas. Sådana här kartor finns över stora delar av mellersta och norra Sverige, fast ålder, skala och färgbeteckningar växlar starkt.

Över delar av mellersta och södra Sverige har vi börjat göra berggrundsblad i större skala, 1:50 000, ävensom i övre Norrland (SGU, serie Af). Vi ska titta närmare på ett av berggrundsbladen i 1:50 000, nämligen Eskilstuna NV (SGU, serie Af, nr 111). Det är ett av våra modernaste blad. Där ger vi en planbild över hur det ser ut i backen, dels vad de nakna berghällarna visar, dels hur berget ter sig när man tagit bort jordlagren. Det har dragits en linje, en longitud, i nord-syd rätt genom kartan, genom den mörkblå fläcken mitt i vad som är

urkalksten. Längs den linjen har upprättats en tvärsektion eller profil genom berggrunden, så som geologen tänkt sig att det hela ser ut ner till några kilometers djup. Den här kartan ger också de väsentligaste strukturererna. Vi ser till exempel en förkastning i sidled till höger, och om vi tittar lite närmare ser vi en hel del andra strukturer. I huvudfägerna finns överbeteckningar för växlingar i bergarterna och olika främmande inslag som bitar av äldre bergarter och gångar av yngre. Med en sådan här karta följer även andra kartor: en flygmagnetisk och en tektonisk karta i samma skala som huvudkartan.

Inom kartbladet Eskilstuna NV går bergartsstråken väsentligen i öst-väst. Man har följaktligen flugit i nord-syd, på 30 m höjd och med 200 m avstånd mellan linjerna. Med magnetometer har man i flygplanet mätt den magnetiska totalintensiteten. Kartan visar en del saker, som inte framträder när man går ute i terrängen, särskilt där jordtäcket är tjockt. Vi ser starkare magnetiska anomalier dels längs en öst-västlig zon i kartans västra och mellersta del: malmförande, genom veckning brantställda berglager, dels längs en smal zon i kartans västra del med riktningen norr till nordnordväst: den krosszon som Hjälmare kanal går i och som längre mot nordnordväst visat sig vara fylld med diabas. Krosszonen är inte blottad på något ställe inom kartbladet. Det är alltså en mycket värdefull information, som den flygmagnetiska kartan här ger.

I den tektoniska kartan har alla viktiga sprickor och sprickzoner markerats i rött som tunna linjer. Bredare röda strecklinjer utmärker förkastningar och överskjutningar. Med en sådan här karta kan man leta fram plintar av bättre berg för undermarksbyggnation. Ett praktiskt prov har gjorts inom kartbladet, och det har slagit väl ut. På kartan finns dessutom diabasgångar samt alla redovisade observationer av stänglighet och skiffighet.

Till alla de geologiska kartorna finns beskrivande text med bilder i särskilda häften eller böcker. Närmare information om SGU:s kartor kan erhållas ur ett informationshäfte utgivet år 1975. Detta liksom de olika publikationerna kan erhållas från Liber Förlag, 162 89 Vällingby.

Ytterligare en sak av värde i detta sammanhang. Det gäller uniformiteten i beteckningarna på berggrundskartorna. Den är det ofta dåligt ställt med. Särskilt gäller detta ifråga om kartor i svart-vitt, men även färgkartor växlar ofta väl mycket. Inte ens SGU:s nya serie av berggrundsblad i skala 1:50 000 är homogen. Kartorna från Norrbottens län skiljer sig markant från dem i Mellansverige. Nu ska man dock beakta, att de förra, Norrbottenskartorna, utgör experiment i samband med malmprospektering, medan de senare får betraktas som slutgiltiga produkter.

Överingenjör Imre Hansági, LKAB, Stockholm

Jag vill säga några ord om bergklassificeringen med C-faktor i Kiruna.

Professor Helfrich har sagt att RQD-faktorn är enklare än C-faktorn. Detta är helt riktigt. Vi tyckte emellertid att RQD-faktorn var för enkel och därför kompletterade vi sprickighetsfaktorns beräkning med ytterligare bergegenskaper. Det synes nu att dessa ambitioner var riktiga när vi idag hörde att RQD-faktorn skall kompletteras med inte mindre än fem andra faktorer.

Redan för 8-10 år sedan sammanförde vi i Kiruna sprickighetsfaktorn med bergarternas tryckhållfasthet och detta resulterade i en bra bergklassificering för förstärkningsbehov i Kiruna. Vi kommer att redovisa de praktiska resultaten av bergklassificering på den kommande bergmekanikdagen.

Professor Helfrich omnämnde vidare att det är onödigt att ange sprickighetsfaktorn med 3 decimaler. Nuförtiden räknar man emellertid med fickkalkylator, dvs man får gratis inte bara tre utan minst åtta decimaler.

Byrådirektör Torbjörn Hahn, Fortifikationsförvaltningen, Stockholm

Det gällde föredragen av Barton och sedermera Helfrich.

Min fråga gäller hur RQD- resp Q-faktorerna kan kopplas till aktuell geometri, såväl bergrummens geometri som bergets sprickgeometri. Erinrar man sig Helfrichs föredrag så förekom i slutet värdeomdömen av berget kopplat mot olika RQD-värden. Om man försöker använda sig av dessa relationer mot sina erfarenheter förefaller det mig stämma mindre bra. Man kan ofta ha en bergart med hög RQD-faktor och likväl ha mycket gynnsamma bergtekniska förhållanden. Går man med en ort i lämplig riktning mot en glimmerskiffer, vilket är en kraftigt anisotrop bergart upplever man inte de bergtekniska problem man skall ha enligt RQD-faktorn. Därför frågar jag mig om inte RQD- resp Q-faktorn är användbar enbart i en massformig bergart med kubisk förklyftning som ett kvantitativt värde? Annars måste man koppla den till geometrin på något sätt.

Professor Hans Helfrich, Stiftelsen Bergteknisk Forskning - BeFo, Stockholm

I sitt anförande menade väl Torbjörn Hahn ett lågt RQD-värde. Orienteras bergrummet gynnsamt i förhållande till bergstrukturen, så kan bergets beteende vara bättre än det som kunde förväntas med ledning av RQD-värdet.

Självfallet har anisotropt berg olika RQD-värden i olika riktningar och värdenas koppling till den geologiska miljön är förutsättningen för en ändamålsenlig tillämpning.

Tekn dr Sten G A Bergman, Stocksund

Jag har en fråga till dr Stanfors med anledning av hans föredrag. När man gav de tre konsultfirmorna i uppdrag att utföra sina djupseismiska undersökningar, fick de då också några direktiv om vilka kriterier de skulle använda eller fick var och en söka sig fram själv? Har de i sistnämnda fall senare redovisat sina kriterier i jämförbara termer?

Fil dr Roy Stanfors, Lunds Universitet, Lund

Helt allmänt kan sägas att de tre firmorna inte har erhållit några speciella direktiv. Det bör framhållas att vi inte betraktar dessa mätningar som något vetenskapligt försök. Avsikten var att se hur de tre seismiska firmorna löser en sådan uppgift på sitt eget sätt. Beträffande djupregistreringen finns inget angivet i rapporterna om utskottens exakta belägenhet. Man anger endast att de ligger 2-300 m längre ut än normalt.

Tekn dr Sten G A Bergman, Stocksund

Detta innebär således, att man knappast kan analysera varför resultaten visade de redovisade avvikelserna.

Fil dr Roy Stanfors, Lunds Universitet, Lund

Det är möjligt att man genom en mera noggrann analys av mätvärdena kan få fram förklaringar till de olikheter som resultaten uppvisar. Detta ligger dock utanför denna preliminära redovisning.

Professor Hans Helfrich, BeFo, Stockholm

Skillnaden i hastigheternas storlek kan gärna bero på t ex hur geofonerna är fastsatta i marken, men främst på hur distinkta impulsinsatsen är på filmen. Genom diffusa insatser kan man få mycket avvikande hastigheter.

Hastighetsskillnader erhålles likväl, när man jämför profiler med olika utskjutningslängd. Korta utskott ger ett av bergytan influerat hastighetsresultat med lägre hastighet som följd. Långa utskott påverkas av bergets djupt belägna zoner med högre hastigheter som resultat.

Det här med djupbestämningen tycker jag är oerhört intressant och jag kan tala om att det pågår flera olika försök och de har lyckats ganska väl. Det finns ett ord som jag faktiskt måste varna för och hoppas att det inte användes som Stanfors har sagt nämligen att refraktionsseismiken är en osäker metod utan att det är en begränsad metod liksom alla geofysiska metoder.

Civilingenjör Magnus Bergman, Hagconsult AB, Stockholm

Jag skulle vilja ge ytterligare några kommentarer till zon-RQD-faktorn som Hans Helfrich talade om här tidigare. Den undersökning som utmynnade i förslaget till Zon-RQD eller Z(RQD), BeFo-rapport nr 22, baserar sig på en förutsättningslös jämförelse mellan utvärderingstekniken av olika undersökningsmetoder och de därvid brukbara faktorerna och parametrarna såsom t ex RQD, C-faktor, geologiska studier av borrhälar, TV-granskning m m. Z(RQD)-faktorn är en ansats till att i en faktor förutom den mekaniskt okänsliga RQD-faktorn inkludera de ofrånkomliga geologiska ofta okvantifierbara bedömningsmässiga faktorerna. Denna parameter kan således ses som ett hjälpmedel att ifrån den lilla volymenhet av bergmassan som borrhålet upptar komma över till den mycket större volymenheten eller skalan, som har relevans i och för det aktuella bergprojektet. De avskilda zoner som denna zonindelning ger till resultatet kan sedan vid behov karakteriseras eller klassas med olika klassificeringssystem såsom t ex det av Barton här omnämnda Q-faktor-systemet. Man kan på så sätt på ett logiskt sätt hitta, gränsa av och specificera bergtekniskt relevanta zoner eller partier i bergmassan.

Att vi i samband med denna undersökning studerat C-faktorn och berghållfastigheten har varit helt naturligt då de är parametrar som används idag. Vi har för de olika analysmetoderna studerat i vilken utsträckning de korrelerar med varandra. Det är således varken fråga om att värdera upp eller värdera ned C-faktorn utan det är ett faktiskt konstaterande av hur t ex RQD-faktorn korrelerar med C-faktorn i det studerade fältmaterialet.

Docent Heinz Thurner, Geodynamik AB, Stockholm

Jag skulle vilja kommentera Roy Stanfors utredning om en jämförelse mellan olika konsulters seismiska undersökningar. Utredningens resultat bör värderas mot bakgrunden att man har kontrollerat resultat från 1100 meters seis-

miska undersökningar genom 5 st borrhål. Seismiken är en kvantitativ metod och kan således endast ge genomsnittliga värden för olika lagers gränssyter. Om man dessutom drar sig till minnes hur varierende berggrunden kan vara i Sverige med höjddifferenser på flera meter inom ett mycket begränsat område, så kan det inte överraska att resultatet från dessa 5 borrhål avviker från varandra. Skiljaktligheterna mellan resultatet från de tre olika konsulterna kan bli beroende på olika oppstillinger eller geofonavstand. Redovisningen av två olika berggånghastigheter - den ena för ytberget, den andra för berggrundens bashastighet - möjliggjør opppenbarligen en god bedømming av forekomst og läge f r krosszoner.

Vad gäller Stanfors fråga om utveckling av den seismiska mätmetodiken kan jag nämna att både Styrelsen för Teknisk Utveckling och Byggnadsforskningsrådet har utdelat betydande medel för FoU-projekt inom området. Resultatet förän dessa projekt kommer att redovisas i olika rapporter under året.

Dr Ing Arne M Myrvang, NTH, Trondheim

Jeg skal gi en liten orientering om det klassifiserings-system som vi bruker ved Institutt for gruvedrift, NTH. Metoden er basert på borkjerner. I korte trekk består den av to ting, nemlig for det første hva vi kaller kjernebitsfaktoren, og for det andre av bergets strekkfasthet (dragh llfasthet) iflg. punktlastmetoden.

Kjernebitsfaktoren fremkommer ved at man for hver bormeter måler lengden av alle kjernebiter. Kjernebitene deles inn i klasser etter lengden og hver klasse gis vektall etter følgende skala:

Kjernelengde m	Vektall f
> 0,50	1,00
0,20-0,50	0,75
0,05-0,20	0,50
0,01-0,05	0,20
< 1	0

Kjernebitene multipliseres med sine respektive vektall og produktene summeres. Dette gir kjenebitsfaktoren $K = \sum 1 \cdot f \leq 1$.

Strekkfastheten (dragh llfastheten) bestemmes ved   ta 3 tester for hver meter. Den midlere strekkfasthet σ_t (kp/cm²) multipliseres med kjernebitsfaktoren K og gir en såkalt styrkeindeks S: $S = K \cdot \sigma_t$

Styrkeindeksen deles så inn i klasser:

Betegnelse	Styrkeindeks
Meget dårlig	< 5
Dårlig	5 - 20
Middels	20 - 50
God	50 - 100
Meget god	> 100

Sammenlignende forsøk med denne metoden og Hanzagis metode har gitt meget god overensstemmelse, men vi mener at denne metoden er meget enklere. Hele analysen kan og bør foretas på borplassen på helt ferske kjerner. Dette er mulig ved bruk av en bærbar punktlastprøvemaskin.

KRAV PÅ BERGRUM VID FÖRLÄGGNING AV KÄRNKRAFT UNDER JORD

Design criteria for a rock cavern for a nuclear power plant

Civilingenjör Tord Lindbo, Statens Vattenfallsverk,
Stockholm

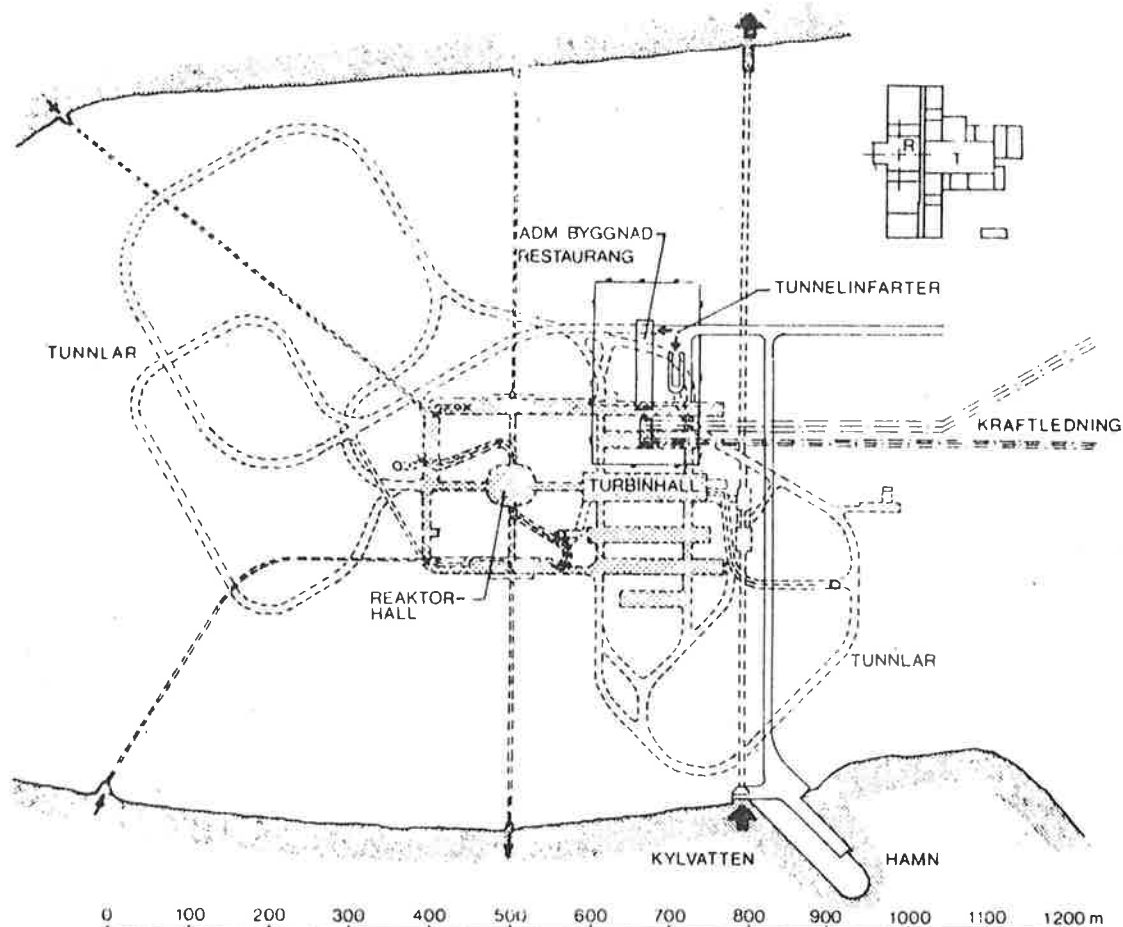
Vid 1974 års bergmekanikdag lämnades en kortfattad information om den utredning inom CDL som då pågick och som avsåg att klarlägga merkostnaden av en kärnkraftstation i krigsskyddad bergförläggning. I det arbetet ingick inte att utforma anläggningen så att möjligheterna till förbättrad reaktorsäkerhet tillvaratogs. Detta har i stället skett i en ny utredning, fortfarande med CDL som huvudman, som fått den långa titeln "Bergförläggning av kärnkraftstationer från reaktorsäkerhetssynpunkt". Den bedrevs från våren 1974 till november 1975 under medverkan av ett 50-tal specialister varibland åtminstone sex professionella bergmekaniker. Utredningsmaterialet är mycket omfattande, totalt över 500 sidor, och det här anförandet avser endast att översiktligt belysa de krav på bergrummen som framkommit.

Kraven kan från funktionssynpunkt delas i tre grupper:

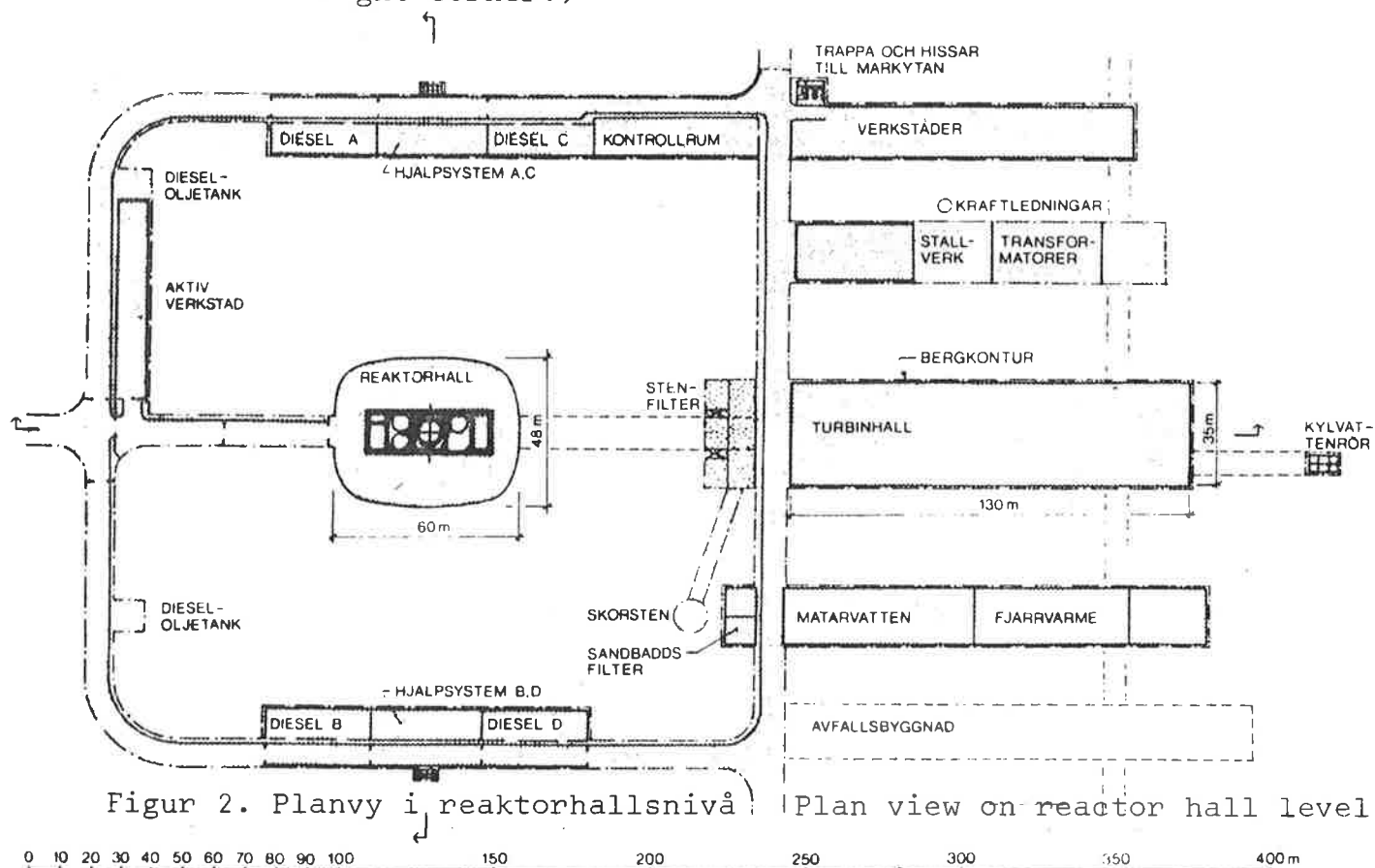
LAYOUTKRAV	- Utrymmesbehov, nivåer
MILITÄRA KRAV	- Vapenverkan, skydd
SÄKERHETSKRAV	- Belastningar från reaktorhaverier och skydd mot dessa

Layoutkrav, d v s sådana krav som är hänförliga till utrymmesbehov, nivåer etc, militära krav, vapenverkan och säkerhetskrav d v s krav som är betingade av reaktorsäkerheten. Att redogöra för kraven med den här indelningen på grupper blir alltför abstrakt och jag väljer därför att redovisa kraven i samband med att bergrummen behandlas.

Som en orientering visar jag först ett par planer över bergrummen.

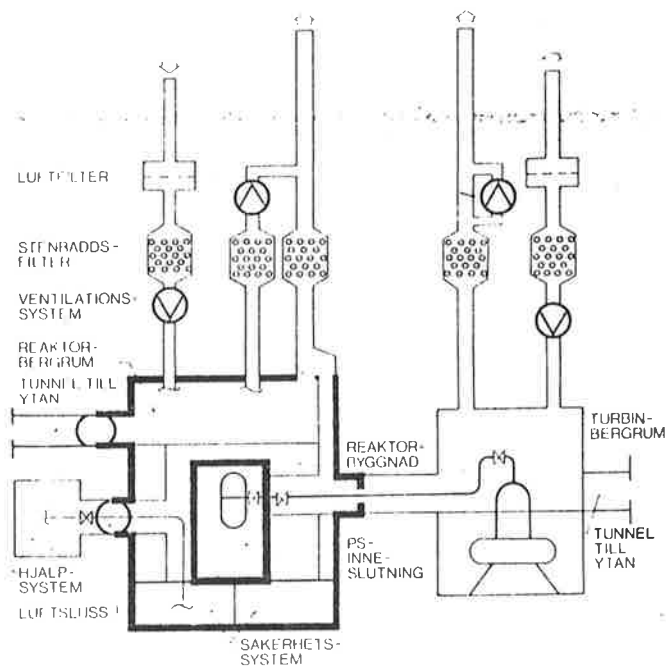


Figur 1. Teoretisk situationsplan för berggrumförlagd kärnkraftstation. (Motsvarande ovanjordförläggning visas infälld i övre högra hörnet.)
Theoretical surface view of a rock-sited nuclear power plant. (Corresponding above ground plant in upper right corner.)



Figur 2. Planvy i reaktorhallsnivå. Plan view on reactor hall level

Förutom välkända bergmekaniska förutsättningar har ett reaktorsäkerhetskrav pålagts här nämligen att reaktor-bergrummet skall isoleras från övriga rum av en bergmassa motsvarande bergtäckningen. Då kan bergets tätande förmåga utnyttjas. Till vilken grad detta sker beror sedan på tätningsåtgärderna och dessa utformas med hänsyn till behovet från total reaktorsäkerhetssynpunkt.

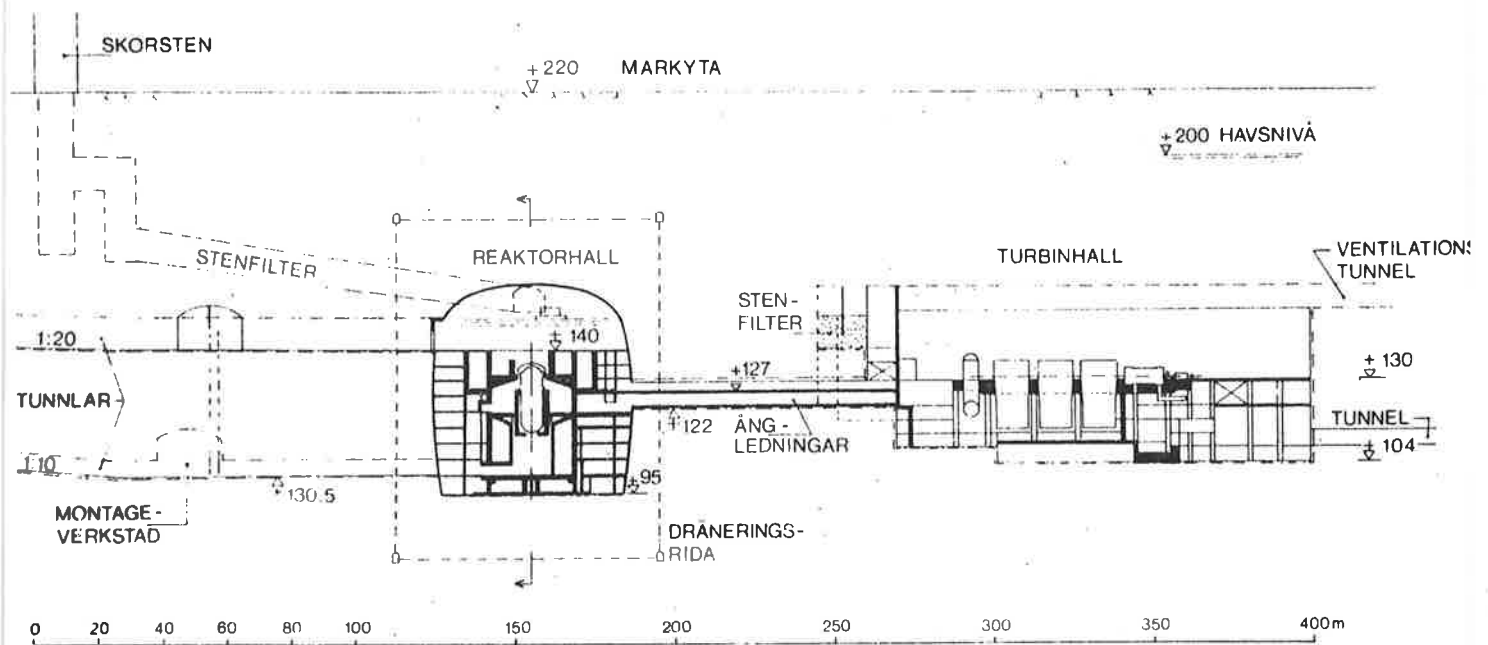


Figur 3. REAKTOR MED FULLSTÄNDIG INNESLUTNING PLACERAD TILLSAMMANS MED HJÄLPUTRUSTNING I ETT MOT ATMOSFÄREN ÖPPET BERGRUM

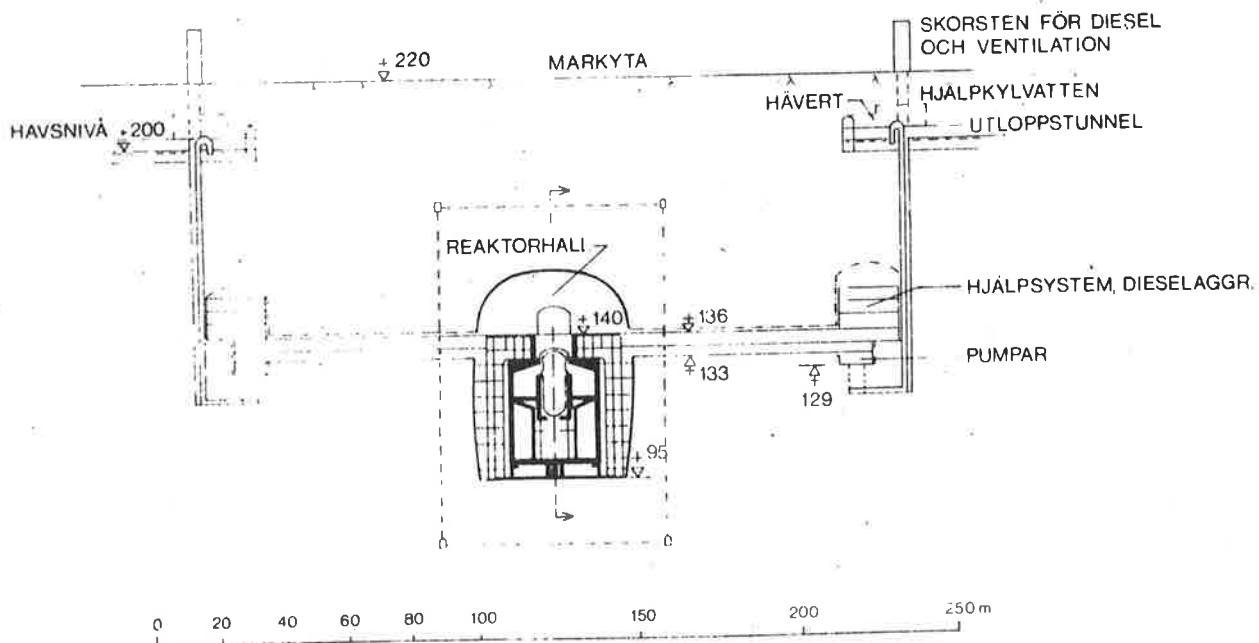
REACTOR WITH COMPLETE CONTAINMENT
PLACED TOGETHER WITH AUXILIARY
EQUIPMENT IN A CAVERN OPEN TO
THE ATMOSPHERE.

Det kan vara av intresse att nämna att med det alternativ som utredningen går fram med blir berget endast vid extrema osannolika haverier utsatt för ett relativt kortvarigt tryck. I stället avledes aktiviteten (som visas på Fig. 3) till atmosfären vid stenbäddar i schakt och tunnlar varvid ett lägre tryck kan utvecklas i bergrummet under viss tid. Mindre än en tiondel av aktiviteten släpps då på hög höjd från skorsten med ringa omgivningspåverkan som följd.

Av den här planen på figur 2 som vi nyss såg framgår också att de båda bergrummen för reaktorn och turbinen har stora spännvidder, 45 à 50 meter för reaktorn och 35 à 40 meter för turbinen. Detta gäller för den blockstorlek som här är aktuell 1000 MW. Bergrummens i förhållande till storleken relativt korta längder framgår av figur 4. Spännvidderna ser vi på figur 5.



Figur 4. LÄNGDSEKTION REAKTOR - TURBIN
LENGTH SECTION REACTOR - TURBINE



Figur 5. TVÄRSEKTION REAKTOR - HJÄLPSYSTEM
CROSS SECTION REACTOR - AUXILIARY SYSTEMS

För turbinen gäller att kravet är utan egentlig diskussion - vissa turbinleverantörer med kompakt processutrustning kan utnyttja rum med ett fåtal meter lägre spännvidd än andra. Vägghöjden ligger på 45 meter och rummets längd är ca 150 meter.

Layoutkravet på reaktorns bergtrum utgår från behovet av att med endast smärre modifikationer inrymma en reaktorbyggnad av ovanjordsmodell. Teoretiskt är det visserligen tänkbart med en ändrad utformning av layouten så att spännvidden minskades. Därvid skulle dock uppkomma mycket stora förändringar av system och säkerhet med åtföljande nykonstruktioner. Erforderliga testningar och provningar av processutrustningar skulle få en avskräckande stor volym och ändå innebära osäkerhet. En avvägning av problem på reaktortekniksidan och på bergtekniksidan har då visat att det är rimligare att bestämma sig för den stora spännvidden som medger en layout av i princip samma utseende som ovan jord.

Bergtäckningen ställs det speciella krav på. Från bergmekanisk synpunkt brukar man översiktligt använda tumregeln att täckningen skall vara lika som spännvidden. Vid en noggrannare analys inverkar också bergkvalitet och förstärkningar.

I detta fall skall bergtäckningen också ge krigsskydd mot s k konventionella bomber som dimensionerande storlek valdes 10 tons minbomb. För dem gäller följande data:

- Att 10 m Bergtäckning erfordras
för genomslag
- Att 15 m klarar utstötning
- Att 30 m räcker för skada från
skakningar men att skakningarna eventuellt kan lösa ut
viss reglerutrustning eller
felutlösning av kontrollutrustning

Viss extra marginal på här visade 30 m torde således vara önskvärd.

Bergtäckningen över reaktorbergtrummet skall också motstå ett kortvarigt inre övertryck om maximalt 10 bar vid extremt osannolikt haveri. Detta tryck motsvarar vikten av en bergmassa av ca 40 meters tjocklek.

Takpartiet av reaktorrummet skall också beräknas för stora inre missiler som visserligen inte dimensionerar bergtäckningen men kräver en betongbeklädnad av storleksordningen 1,5 à 2 m. Med tanke på denna beklädnad och på bergtrummets ringa längd borde en minsta bergtäckning kunna sättas till 40 meter. För att ligga på säkra sidan med detta viktiga mått som även bestämt avståndet horisontellt till omkringliggande bergtrum har man dock i utredningen angett bergtäckningen till 60 meter.

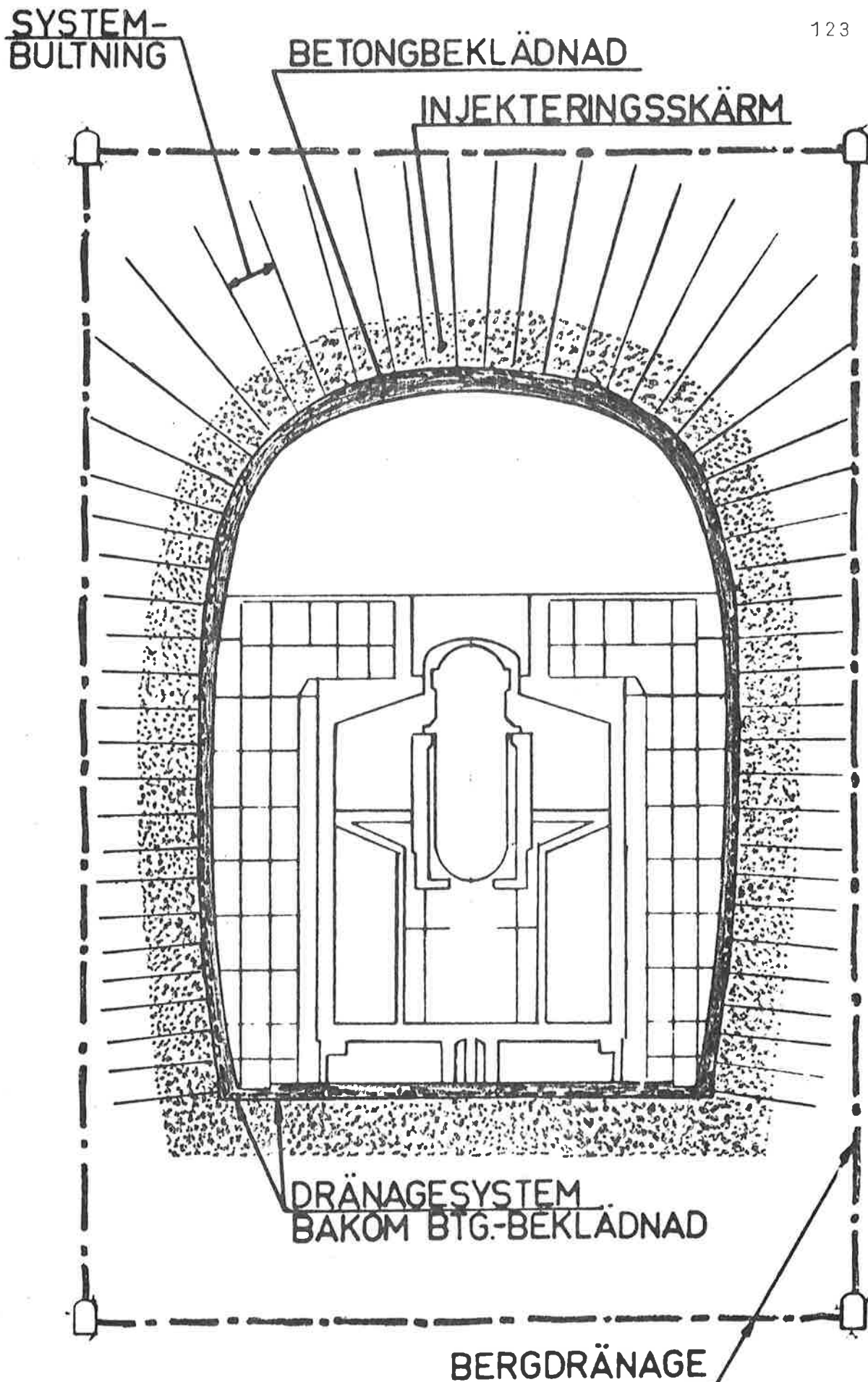
Kravet på säkerhet mot bergras är vid reaktorbergrummet högre än för konventionella bergrum. Detta motiveras med att konsekvenserna vid ett stort ras, t ex att hela bergtäckningen störtar in, innebär en klar risk för ett stort reaktorhaveri. De händelser i själva reaktorprocessen som kan leda till ett reaktorhaveri analyseras och åtgärdas i förväg så att risken för att de skall inträffa blir mindre än en gång på en miljon reaktorår. När nu ett maximalt bergras är jämförligt med en sådan reaktorolycka följer härav att risken för ett sådant bergras skall vara mindre än en på en miljon reaktorår.

Eftersom myndigheterna kräver godtagbar bevisning av reaktorriskerna krävs bevisning även för bergrasrisken. Normalt krävs att sådan bevisning skall redovisas i förväg så att myndigheten kan ta ställning innan en anläggning påbörjas. Av CDL-utredningen framgår emellertid att bergrasrisken inte kan redovisas på ett godtagbart sätt förrän alla förhållanden i och kring bergrummet är fullständigt klarlagda d v s då bergrummet inklusive alla förstärkningar står fullt färdigt.

Hur den här bevisningen skall genomföras ligger utanför ämnet för detta anförande - det blir i stället Tommy Groth, som talar efter mig som tar den frågan där FEM-beräkningar kommer att ha stor betydelse.

Jag vill bara säga att bevisningen eller verifikation av bergrasrisken kommer att genomföras successivt under bergrummets tillblivelse. Den inleds under förundersökningarna, fortsätter under utsprängningen och fullbordas i och med utförandet av betongarbeten och förstärkningar. En uppföljning under kärnkraftverkets drift blir också erforderlig.

Till sist vill jag nämna något om det krav som ställs på bergets täthet. Detta har visserligen inte precisrats mera exakt i CDL-utredningen men från säkerhetsanalysen kan man härleda kravet som motsvarande ett halvdussin procent av i reaktorutrymmet innesluten luftvolym. Det kravet är inte så stort att bergrummet behöver beklädas med något tätande membran, t ex av plåt, utan det räcker med en betongbeklädnad, berget självt och dränerande ridåer dels bakom betongbeklädnaden, dels inne i berget som framgår av principskiss, figur 6. Den luft och de gaser som kan tränga genom betong och berg uppsamlas i de båda dränagesystemen och tas därefter omhand. Medföljer aktivitet kan filtrering ske före utsläpp på hög höjd i atmosfären eller också kan återpumpning ske till bergrummet. Det finns möjlighet att mäta hur stort det läckage är som når markytan och bedömningen är den att kravet även om det ännu inte är exakt definierat med mycket god marginal kan innehållas.



Figur 6. System för tätning och förstärkning
System for Grouting, Drainage and Reinforcement

Sammanfattningsvis kan jag således konstatera att de nya krav som ställs på bergrum för kärnkraftverk har en speciellt ovanlig karaktär för reaktorns bergrum. Jag avser då främst kravet på 45-50 meters spännvidd och kravet på bevisning av risken mot bergras. För möjligheterna att uppfylla kraven kan man idag i huvudsak endast lita på omdömet hos den expertis som varit engagerad i CDL-utredningen och den expertis som mera sekundärt fått ta del av frågorna under arbetets gång.

Från vad som hitintills framkommit råder full enighet om att det är tekniskt genomförbart att uppfylla kraven.

Denna positiva bedömning förutsätter följande:

Noggranna och omfattande förundersökningar.

Hög bergkvalité (högsta eller näst högsta uttryckt i femgradig skala).

Bergtäckning av friskt berg om 40 meter.

Omfattande bergmekaniska mätningar under sprängning, förstärkning och byggnad samt även under stationens drift.

SUMMARY

The study has aimed at surveying the advantages and disadvantages of a rock sited nuclear power plant from a reactor safety standpoint, compared to a plant above ground.

The study group has developed general criteria for designing a nuclear power plant in rock. Based on these criteria, alternative theoretical plant designs have been studied.

The chosen technical design of the reactor plant demands a cavern with a 45-50 metre span. Caverns without strengthening efforts with such spans are used in mines, but have not previously been used for industrial plants.

Studies of the stability of such caverns show that a safety level is attainable corresponding to the safety required for the other parts of the nuclear power plant. The conditions are that the rock is of high quality, that necessary strengthening measures are taken and that careful studies of the rock are made before and during the blasting, and also during operation of the plant.

When locating a rock sited nuclear power plant, the same criteria must be considered as for an above ground plant, with additional stronger demands for rock quality.

A superficial judgement may give the impression that considerable safety advantages are gained by rock siting. It is possible to gain some safety advantages by rock siting, but these mostly take into account the environmental consequences of extreme, very improbable accidents. For the accidents that are normally considered in designing nuclear power plants - which are also very improbable - one cannot correspondingly count on a further improvement of the safety. In addition to the advantage of protection against war action and other external impacts, rock siting may also give advantages in restoration after termination of operation.

The presented rock sited nuclear power plant has been assessed to cost 20 % more in total construction costs than a corresponding above ground plant. A large portion of the increase depends on interest during construction, due to the 1 1/2 year longer construction time. Also operation and maintenance costs are somewhat increased by rock siting.

Whether these extra costs are justified or not depends on how the values of the advantages are assessed. Especially the judgements of the safety aspects depend on the choice of location. The motivations for rock siting also depend on whether a condensing plant for only electricity production, or a plant for combined power production and district heating, is considered. The latter would under certain circumstances make rock siting look more attractive.

BEDÖMNING AV STORA BERGRUMS STABILITET MED FINITA ELEMENTMETODEN

Estimation of the stability of large underground excavations by the finite element method

Tekn lic Tommy Groth, KTH/Bergteknik

Vid all form av byggnation är man intresserad av att åstadkomma en hållfast och stabil konstruktion. Dimensioneringen grundar sig härvid på kunskap om konstruktionsmaterialets egenskaper och de påkänningar konstruktionen kommer att utsättas för.

Ett hjälpmedel för att bemästra dimensioneringen vid geometriskt komplicerade konstruktioner har vuxit fram i form av en numerisk beräkningsmetod kallad finita elementmetoden FEM (1, 2, 3, 4). Detta är en kraftfull diskretiseringsteknik, som bygger på lösning av stora jämviktsekvationssystem. För att FEM skall vara lyckosam krävs därför tillgång till stor beräkningskapacitet med stor precision.

När datorerna möjliggjorde FEM för snart 20 år sedan, blev det genast intressant att försöka med tillämpningar på bergmekaniska problem. Om berget uppträdde som ett kontinuerligt linjärelastiskt material, skulle man säkert kunna lösa samtliga bergmekaniska problem med FEM. Men så väl är det nu inte. Bergmaterialet ser tyvärr oftast ut som i figur 1. En oregelbunden blockstruktur. När ett bergrum utsprängs här, rubbas naturligtvis det i början rådande jämviktstillståndet. Är förutsättningarna gynnsamma, återställs dock jämvikten efter en viss deformations- och spänningsomlagringsprocess, vilken i denna typ av berg till stor del kommer att bestå av rörelser av plastisk karaktär mellan blocken. Jämvikt och stabilitet uppstår i regel först efter en ordinär sk valvbildning, och ju större spännvidden är på bergrummet, desto längre in i berget kommer valvbildningen att sträcka sig.

Den process som styr uppsökandet av det nya jämviktstillståndet kommer därför att i högsta grad bli olinjär. De flesta parametrarna är antingen spännings- eller deformationsberoende.

Skall man ha någon framgång med FEM, eller någon annan numerisk metod på en konstruktion i dylikt material, måste man alltså ha en numerisk modell, som förmår simulera ett blockigt bergs beteende. Denna modell får sedan modifiera jämviktsekvationernas utseende och det lösningsförfarande, som skall tillämpas i FEM-analysen.

Har den bergmekaniska forskningen nu åstadkommit någon fungerande modell? Svaret på denna fråga beror till stor del på vilka krav man ställer. Med t ex den typ av diskontinuitetsmodell, som beskrivs av Goodman (5) med dilatans- och rotationsegenskaper, bör man kunna åstadkomma en hyfsad approximation, förutsatt att rörelserna i sprickplanen kan anses vara små. Med Cundalls (6) numeriska behandling av stela blockmetoden spelar rörelsernas storlek mellan blocken ingen roll. Själva blockens deformation måste däremot vara av underordnad betydelse. Eftersom Cundalls metod tar hänsyn till stora rörelser, kan den konventionella FEM-tekniken ej användas för att lösa jämviktsproblemet.

Vilken beräkningsmodell man nu än har, så återstår problemet att bestämma siffervärden på bergets egenskaper och däri rådande spänningar.

Detta är helt nödvändigt för att genomföra en kvantitativ beräkning. Eftersom bergets egenskaper varierar rätt avsevärt ifrån punkt till punkt, bör och kan man taga hänsyn till detta. Se bl a Pariseaus rapport (7) där Monte Carlo-metoden använts. Kvalitativa beräkningar för utvärderingar av olika alternativ kan däremot utföras med gissade värden.

Vid många projekt spelar det inte så stor roll om alla värdena är kända från början. Preliminära bedömningar kan göras på en modell med uppskattade konservativa värden. Under bergarbetenas gång erhålles successivt bättre värden beträffande bergets egenskaper och bergets spänningar, som då lämpligen får modifiera modellen.

I samband med CDL-utredningen (8, 9) om förläggning av kärnkraftverk under jord har FEM använts för att bedöma stabiliteten hos ett mycket stort bergrum (50 m spännvidd). Bergrummet har förlagts 60 m under markytan i ett småblockigt berg av samma karaktär som i figur 1. En studie har gjorts, som omfattar ett 40-tal beräkningsfall, där olika parametrar varierats. Det har alltså varit fråga om en kvalitativ studie.

Bergrummets profil och bergets blockighet framgår av figur 2. Alla linjer representerar sprickplan. I dessa har införts dels hållfasthetsparametrar såsom friktion och kohesion, dels deformationsparametrar. En relativt enkel tillämpning av Mohr-Coloumbs brottkriterium har härvid fått styra sprickornas beteende. På grund av att den i nuvarande FEM-program inprogrammerade sprickmodellen ej tar hänsyn till de stabilitetsbefrämjande egenskaperna rotation, dilatans och interlocking, kommer man vid stabilitetsberäkningar i blockigt berg att få lösningar, som hellre ger instabilitet än stabilitet. Dilatans t ex befrämjar stabilitet, genom att en form av svällningstryck uppstår mellan icke släta bergytter vid skjuvrörelse.

Lösningsmetoden i detta fall har gått ut på att i ett fixt antal iterationer eller beräkningscykler låta

berget relaxera ut mot den skapade bergöppningen, som har tänkts utsprängd i ett enda steg.

Vid beräkningens begynnelse är berget försett med initialspänningar och randvillkor som framgår av figur 2. Gravitationen ger upphov till de pådrivande krafterna. Man frågar sig nu vad denna lösningsmetod under de givna förutsättningarna ger för slags resultat. Eftersom problemet är icke-linjärt, måste en iterativ lösningsprocedur användas. Varje iteration drar stora datorkostnader. Att göra fler iterationer än vad som är nödvändigt, för att avgöra om stabilitet uppnås eller ej, bör alltså undvikas. Kan man nu spåra en konvergens eller divergens efter bara 3 - 4 iterationer i fall som kräver 50 iterationer för full visshet? Kan den stora lastförändring, som sker när öppningen skapas i ett enda steg, sätta lösningsproceduren på fel spår, så att konvergens uppstår i stället för divergens, eller vice versa?

En uppfattning om hur lösningen växer fram ifrån iteration till iteration, erhålles ur datorplottarna presenterade i figurerna 3 och 4, som visar ett icke stabilt fall som exekverades ända till kollaps. Observera att förskjutningsskalan är överdriven och ej överensstämmer med den geometriska skalan.

En av de viktigare uppgifterna i denna CDL-beräkning var att med utgångspunkt från detta sprickiga berg med mycket dåliga hållfasthetsegenskaper visa hur mycket bergbultning man måste sätta in för att uppnå stabilitet. Figur 5 visar berget i hjässan indelat i två zoner. Den inre zonen är tätbultad med slaka bultar. I den yttre zonen är långa kraftigt förspända bergbultar förankrade. Sättet att införa en bults förstärkande förmåga är detsamma som beskrivs i (10). För det första har antagits att kohesionen och i viss mån friktionen i sprickorna ökats i proportion till bulttätheten i enlighet med resultaten från skjuvförsök av bultade bergblock, som beskrivs av Bjurström i (11, 12). För det andra införes motriktade, under beräkningarna konstanta punktkrafter, motsvarande förspänningen i förspända bergbultar. På så vis har egenskaperna i dessa två zoner ändrats ifrån det oförstärkta bergets egenskaper till de max-värden, som ges i figur 5. Samtidigt har bultförspänningar på upp till 160 Mp införts i de långa bultarna.

I det oförstärkta berget med de dåliga egenskaperna rasar taket in omedelbart redan i 2:a iterationen. Det är först när man närmar sig de max-värden, som givits ovan, som stabilitet uppnås. Denna förstärkning motsvarar ungefär vad som krävs för att bära eller hänga upp det bergparti som vill glida ner utmed brottplanet.

Bultinsatsen för att klara av detta är ganska avsevärd. De långa bultarna måste i stort fungera som hängslen och ta upp nästan hela tyngden. Någon valvbildning av betydelse har ej uppstått.

Horisontalspänningarna och friktionsegenskaperna har alltså ej varit tillräckliga för att ge stabilitet hos detta bergrumstak.

Förbättrad beräkningsmetodik

I den fortsatta utredningen, som skall utföras beträffande bedömning av rasrisk i stora bergrum, skall en förbättrad sprickmodell införas. Modellen har sammanställts av Goodman och bygger på forskningsresultat ifrån skjuvförsök (5). De främsta egenskaperna, som skiljer denna modell från den tidigare använda, är att hänsyn toges till dilatation och rotation mellan blocken, se figur 6. De i modellen använda konstitutiva sambanden kräver att följande åtta parametrar måste bestämmas eller uppskattas:

- Qu - den enaxiella tryckhållfastheten hos det bergmaterial som ligger närmast sprickan, egentligen utstickande partier från sprickväggarna
- To/Qu - förhållandet mellan drag- och tryckhållfasthet hos berget i sprickväggarna
- Ks - sprickans skjuvstyvhet
- Bo - förhållandet mellan topp- och residualsjuv-hållfastheten hos sprickan vid låg normalspänning
- Vmc - hur mycket en spricka kan sluta sig (tryckas ihop) ifrån ett visst initialtryck
- ξ - initialtrycket varifrån Vmc mätes
- $\emptyset$ - friktionsvinkeln för en jämn spricka
- i_0 - dilatationsvinkeln vid normaltrycket noll

Hur dessa egenskaper skall bestämmas praktiskt är fortfarande oklart. Önskvärt vore om man i samband med klassificering av berget kunde utföra detta. Beträffande konvergens-divergensproblemet är en bra följsamhet till det icke-linjära beteendet i konstruktionen en nödvändighet för att en säker lösning skall uppnås. Detta innebär bl a att den verkliga utsprängningen bör följas steg för steg, se figur 7. Dessutom bör laständringen i varje steg påföras i små inkrement och anpassas till det icke-linjära beteendet med en iterativ teknik. När man nu kommer till det sista steget i konstruktionen och löst ut detta, torde man med mycket större säkerhet kunna lita på resultatet än tidigare, där hela öppningen togs ut på en gång.

Tre-dimensionell beräkningsteknik

Figur 8 visar en bild av en tre-dimensionell modell av ett bergrum (13). Intrycket är minst sagt komplicerat. Det är dock dylika modeller man måste lita till, om man på numerisk väg vill ge sig i kast med de verkligt

svåra problemen. En fördel i förhållande till två-dimensionella modeller är att man slipper ta ställning till hur stor approximationen blir vid transformation av en tre-dimensionell verklighet till en två-dimensionell modell.

Nackdelen med tre-dimensionella modeller är, som tidigare framhållits, att främst exekveringskostnaden på datorn blir mycket hög.

ABSTRACT

This paper discusses some problems, connected with finite element calculations of excavations in blocky rock masses. Large relative displacements between blocks e.g. are difficult to treat by the FEM. In solving such problems, Cundall's rigid block method (6) seems to be advantageous.

On the whole it is difficult to simulate the non-linear behaviour of rock discontinuities. The new joint-element, presented by Goodman (5), has, however, overcome some difficulties connected with closing, rotation and dilatation of joints. This element is intended to be used in a system with incremental loading combined with the iterative stress-transfer technique.

In connection with an investigation of underground nuclear power plants (8, 9) the earlier, simpler "Goodman joint-element" has been used in a stress-relaxation scheme. Some results are shown in figures 3 and 4. These results are very conservative, as no dilatation or rotation is considered. The author now intends to test the new element for the same kind of problem.

If the new numerical methods will be of real value, one also has to face the problem of a correct measuring or estimation of the mechanical properties that are used as input for the calculations.

Three-dimensional-calculations are still very expensive and require very sophisticated pre- and post-processors in order to be practically useful. However, such calculations will decrease a lot of idealizations.

LITTERATURREFERENSER

- 1 Smith, G N
 An Introduction for Matrix and Finite
 Element Methods in Civil Engineering
 Applied Science Publisher Ltd, 1971
 ISBN 0-85334-502-3

- 2 Zienkiewicz, O C
 The Finite Element Method in Engineering
 Science
 Mc Graw-Hill, London, 1971

- 3 Desai, C S, Abel, J F
 Introduction to the Finite Element Method
 A Numerical Method for Engineering Analysis,
 Van Nostrand Reinhold Co , New York, 1972

- 4 Wiberg, N E, red
 Finita Elementmetoden
 Liber Läromedel, Lund 1975
 ISBN 91-40-03768-1

- 5 Goodman, R E
 Methods of Geological Engineering
 West Publishing Co, 1976
 ISBN 0-8299-0066-7

- 6 Cundall, P A
 Rational Design of Tunnel Supports:
 A Computer Model for Rock Mass Behaviour
 Using Interactive Graphics for the Input
 and Output of Geometrical Data
 U.S. Army Corps of Engineers, Omaha,
 Nebraska 68101, 1974
 Technical Report MRD-2-74

- 7 Pariseau, W G
 Limit Design of Mine Pillars under
 Uncertainty 16th Symposium on Rock Mechanics,
 Minneapolis, 1975

- 8 CDL-rapport
 Bergstabilitet. Bilaga 4 till Bergförlägg-
 ning av kärnkraftstationer från reaktorsäker-
 hetssynpunkt
 Slutrapport November 1975

- 9 Groth, T, Bergman S G A
 Redovisning av FEM-beräkningar för bergrum
 med stor spännvidd
 Vattenfall, 1975

- 10 Groth, T
 Beräkning av förstärkningseffekter med hjälp
 av finita elementmetoden
 Bergmekanikdagen 1973, BeFo-rapport

- 11 Bjurström, S
Bultförband i sprucket berg
Fortifikationsförvaltningen,
Rapport 121:3, 1973
- 12 Bjurström, S
Bergbultförband i sprucket berg,
Etapp II, fältförsök
STU-rapport 1974
- 13 Isenberg, J
Analytic Modeling of Rock-Structure
Inter-Action, Vol. 1
(Agbabian Associates)
Final Report, Bureau of Mines
H0220035, 1973

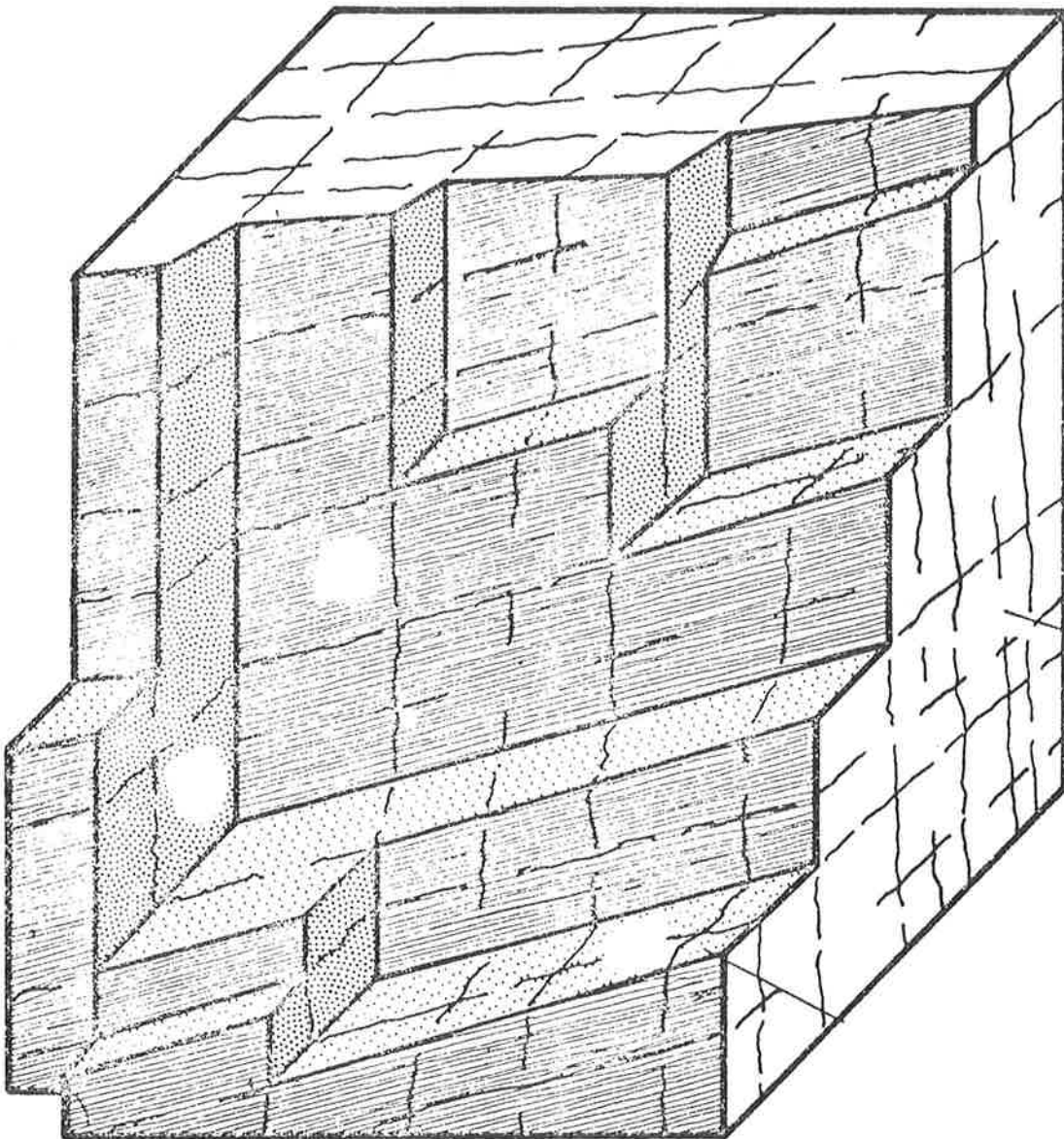


Fig. 1 Illustration av ett blockigt bergmaterial

Illustration of a blocky rockmass

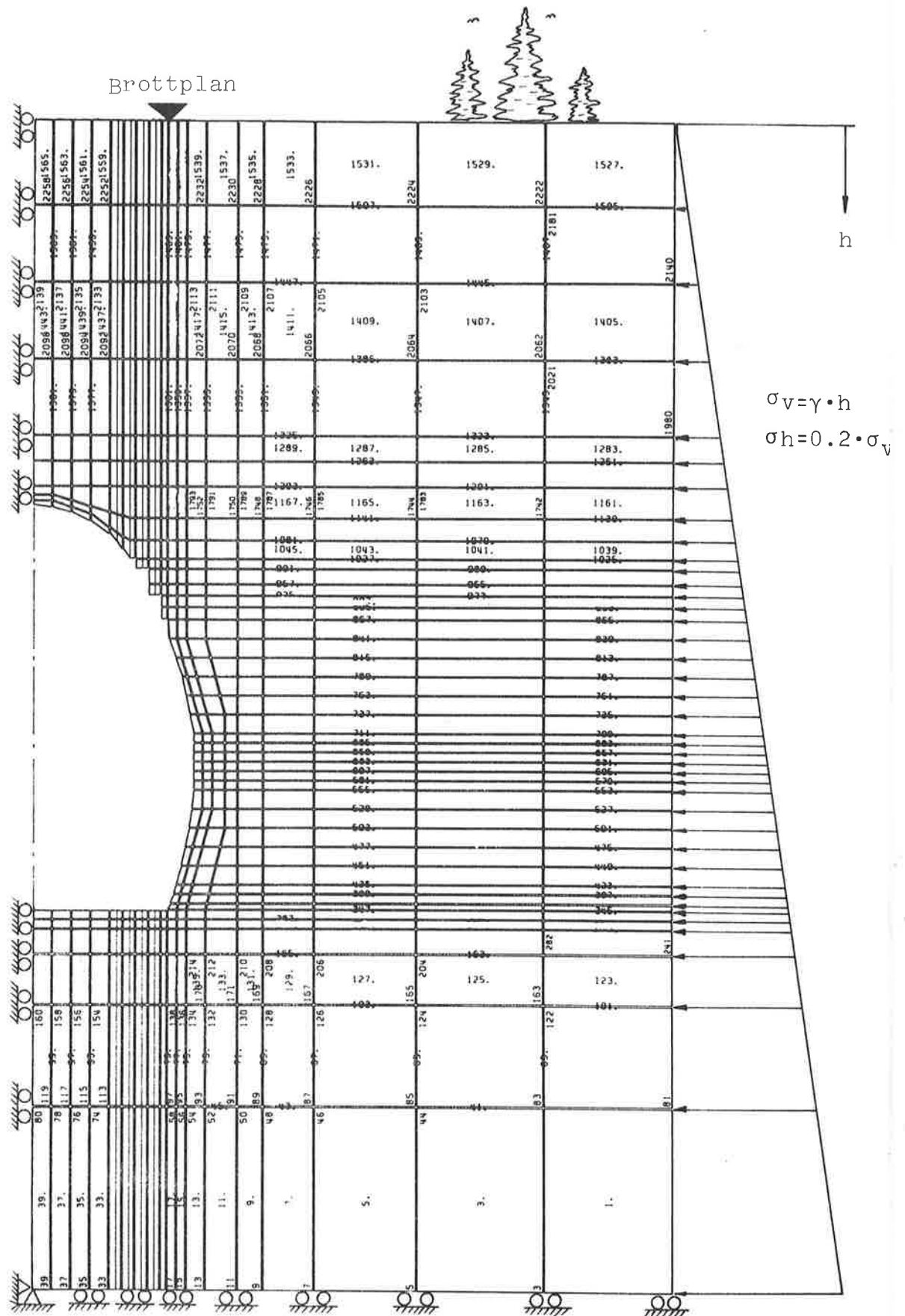
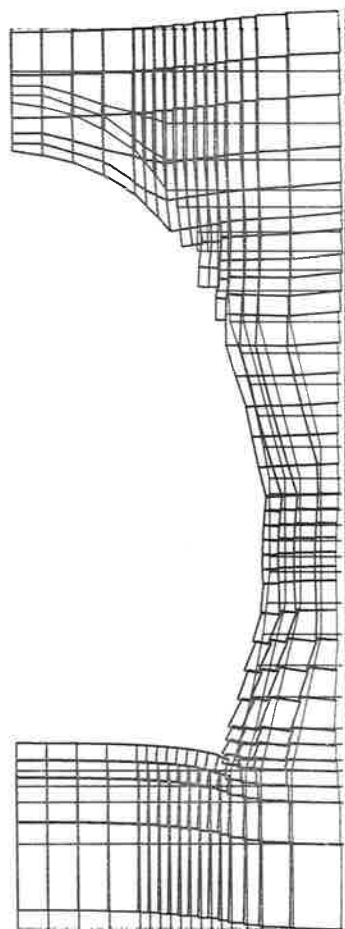


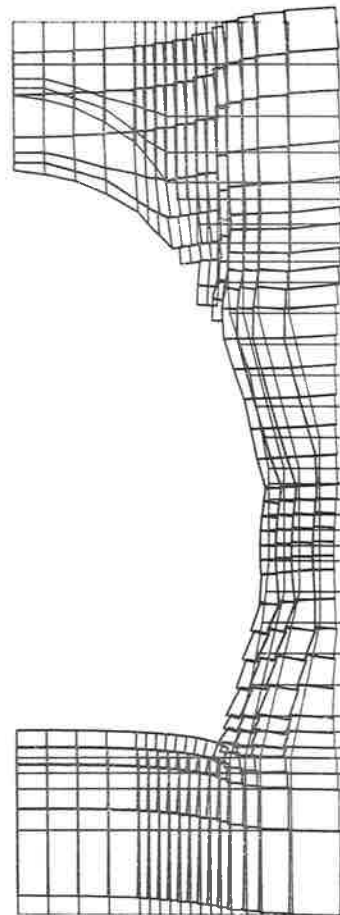
Fig. 2

Elementnät med rand- och belastningsvillkor.

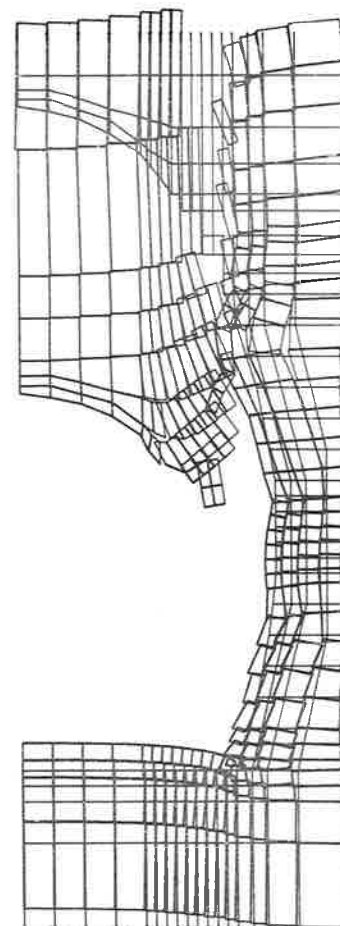
Elementmesh with boundary- and loadingconditions.



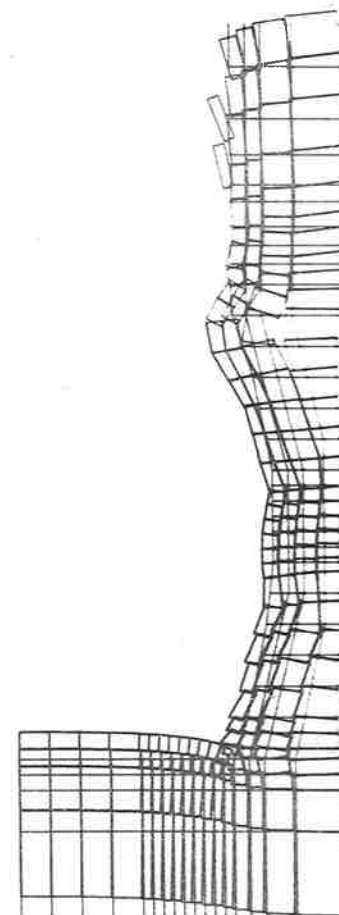
Iteration nr 3
Max def. = 14 mm



nr 9
21 mm



nr 17
80 mm

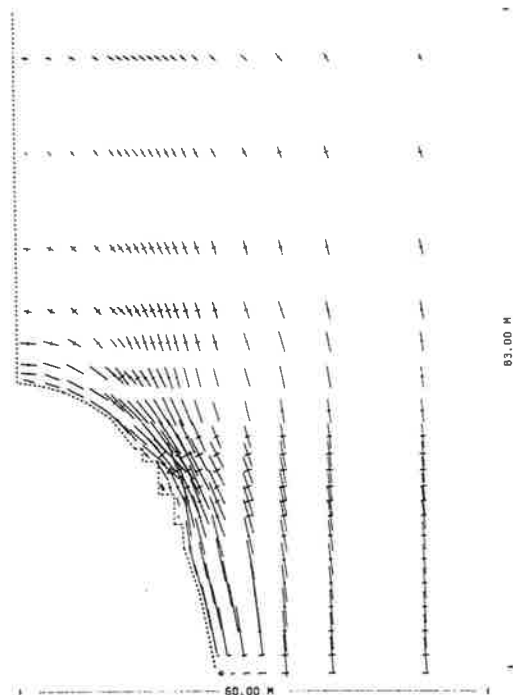


nr 18
kollaps collapse

Fig. 3 De svagare linjerna avbildar den odeformerade strukturen.
Deformationsskalan är starkt överdriven i förhållande till den geometriska skalan.

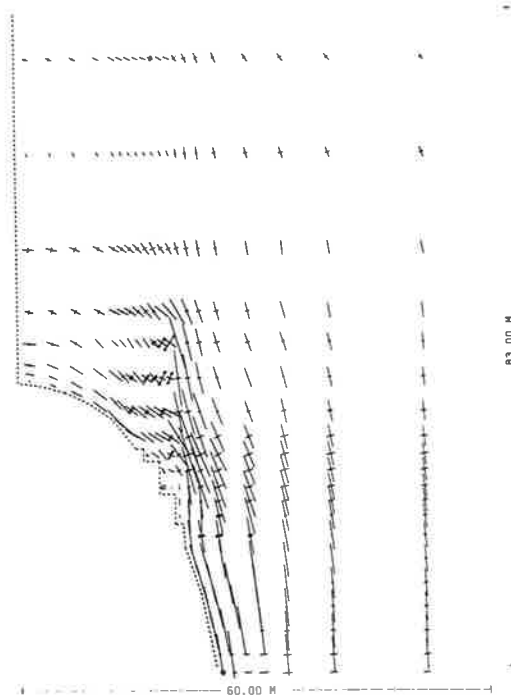
The weaker lines are showing the undeformed structure.
The deformation scale is exaggerated in comparison to the geometrical scale.

THE ROYAL INSTITUTE OF TECHNOLOGY
DIVISION OF MINING, S-10044 STH 70, SWEDEN
MAY 14, 1975



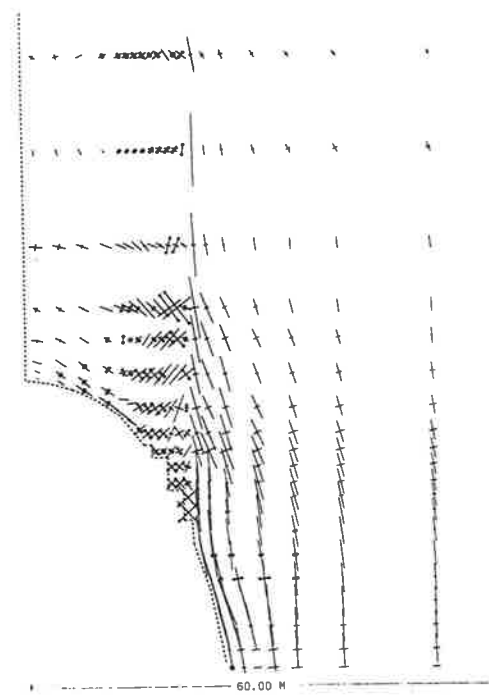
Iteration nr 3

THE ROYAL INSTITUTE OF TECHNOLOGY
DIVISION OF MINING, S-10044 STH 70, SWEDEN
MAY 27, 1975



nr 9

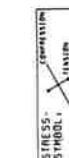
THE ROYAL INSTITUTE OF TECHNOLOGY
DIVISION OF MINING, S-10044 STH 70, SWEDEN
JUN 12, 1975



nr 17

Fig. 4 Här visas hur spänningarna i taket ändras när berget luckras upp. Jmf. fig 3.

Here is shown how the stresses in the roof are changing when the rock is breaking up. Comp. fig 3.



STRESSES IN THE STRUCTURE
CON - DEFORMATION - BUILDING NO. 1
STEP NO. 4, CYCLE 0
STRESS SCALE 0
GEOM. SCALE 1:1
UNIT: MP/CM2
PRINTED ON PAPER

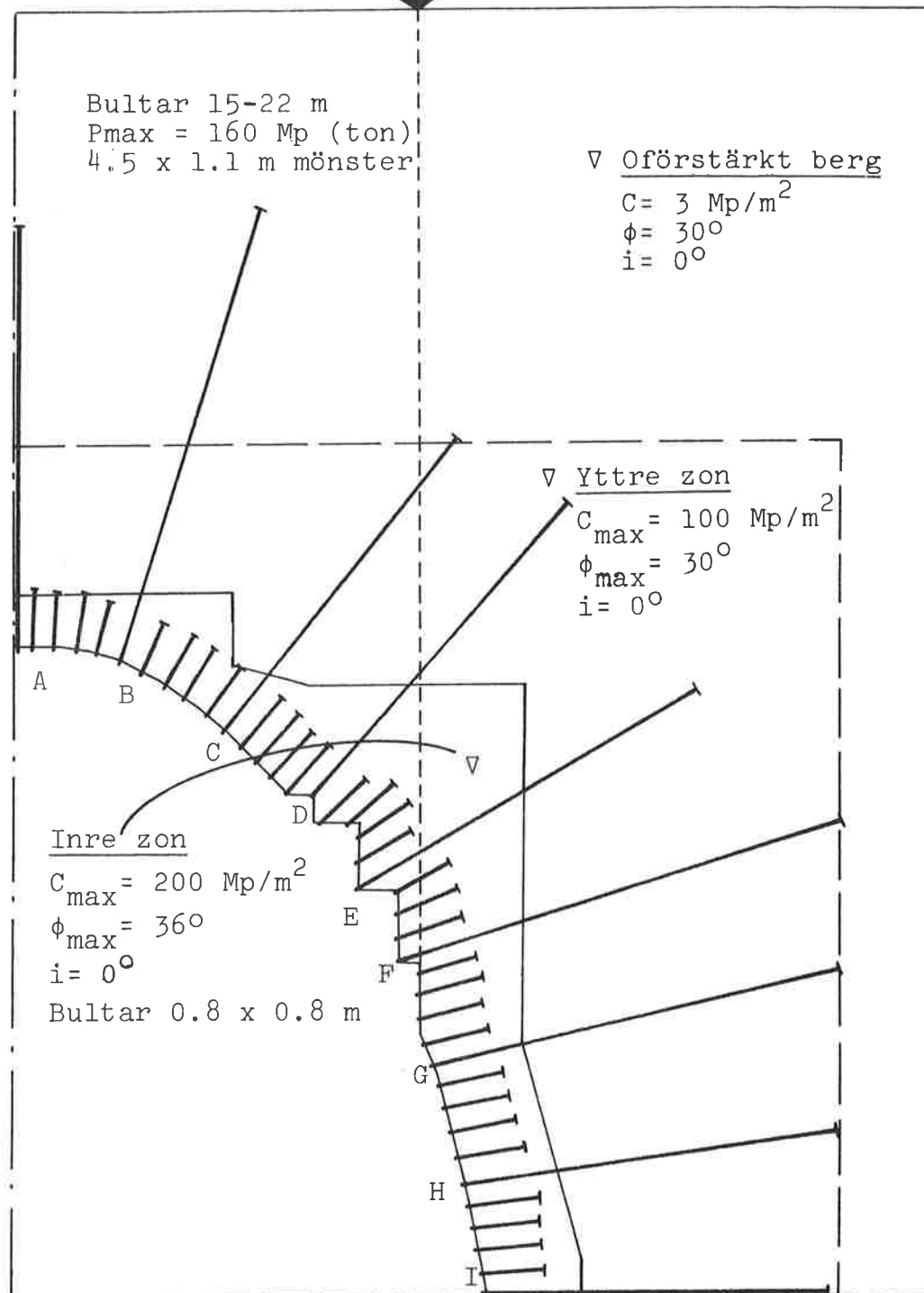


Fig. 5

Bergbultplacering för FEM-beräkningarna.

Rockanchorplacering for the FEM-calculations.

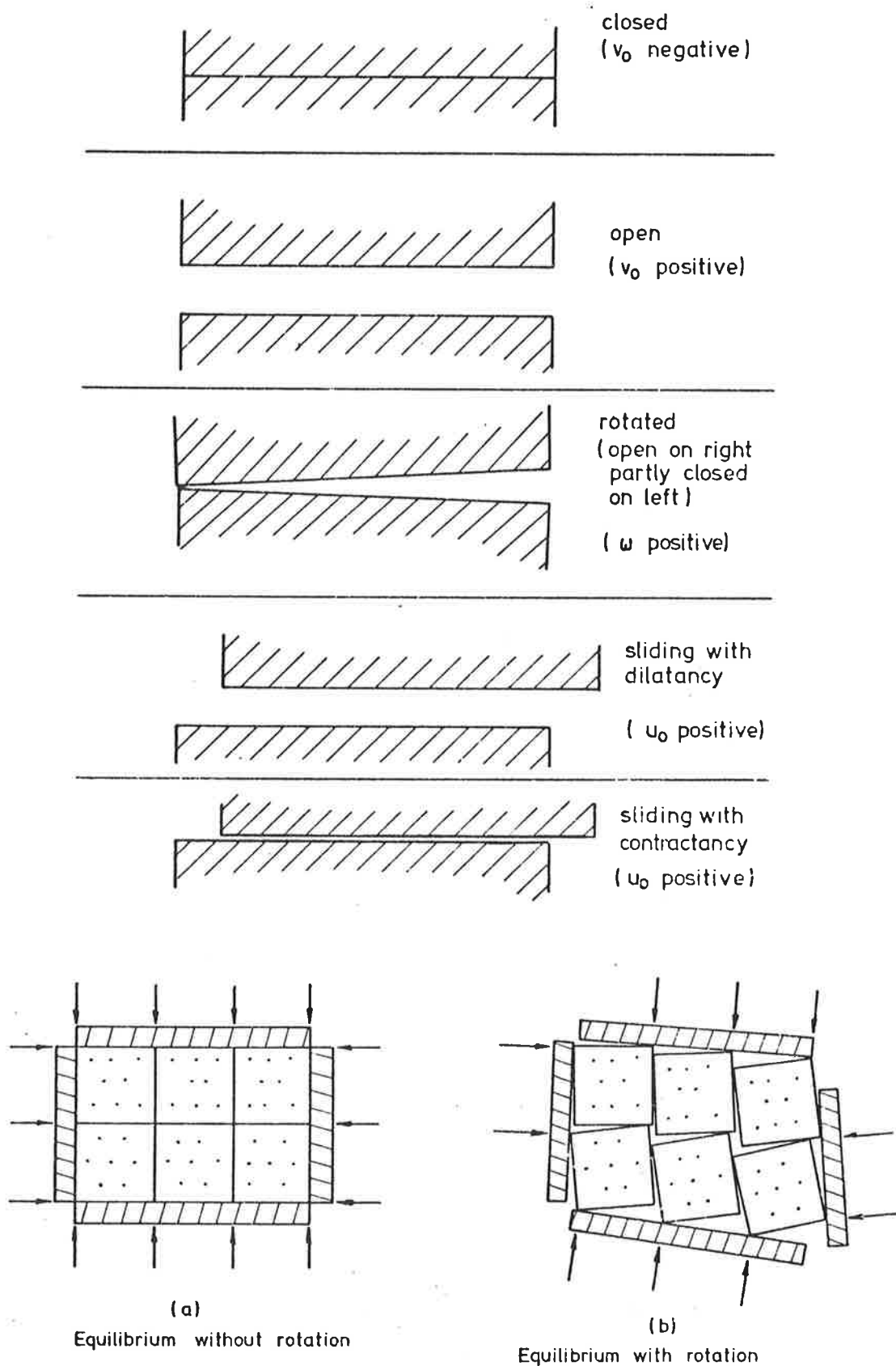


Fig. 6 Deformationssätten för sprickelementet som beskrives i (5) och exempel på rotation i ett blockigt berg

Modes of deformation of a joint element described in (5) and an example of blockrotation

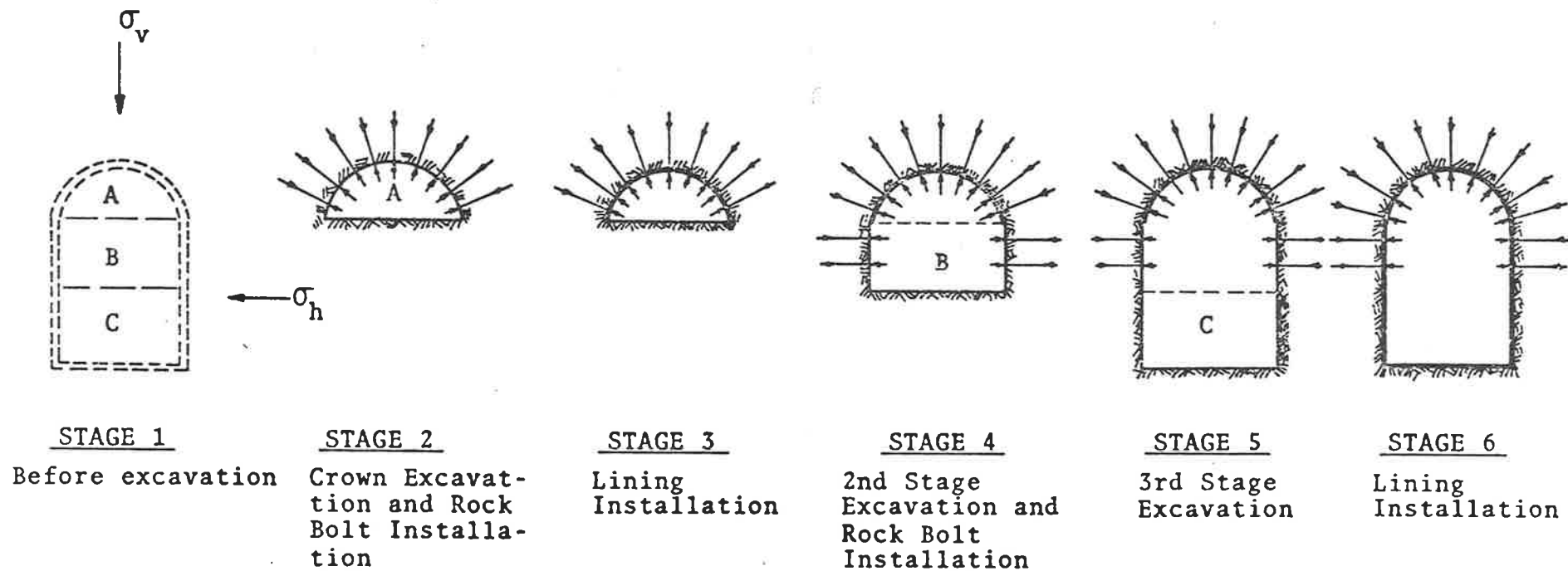


Fig. 7 Vid icke-linjära materialegenskaper måste FEM-beräkningarna följa den verkliga processen så noga som möjligt

At non-linear materialproperties the FEM-calculations have to follow the real process (After Woodward-Lundgren)

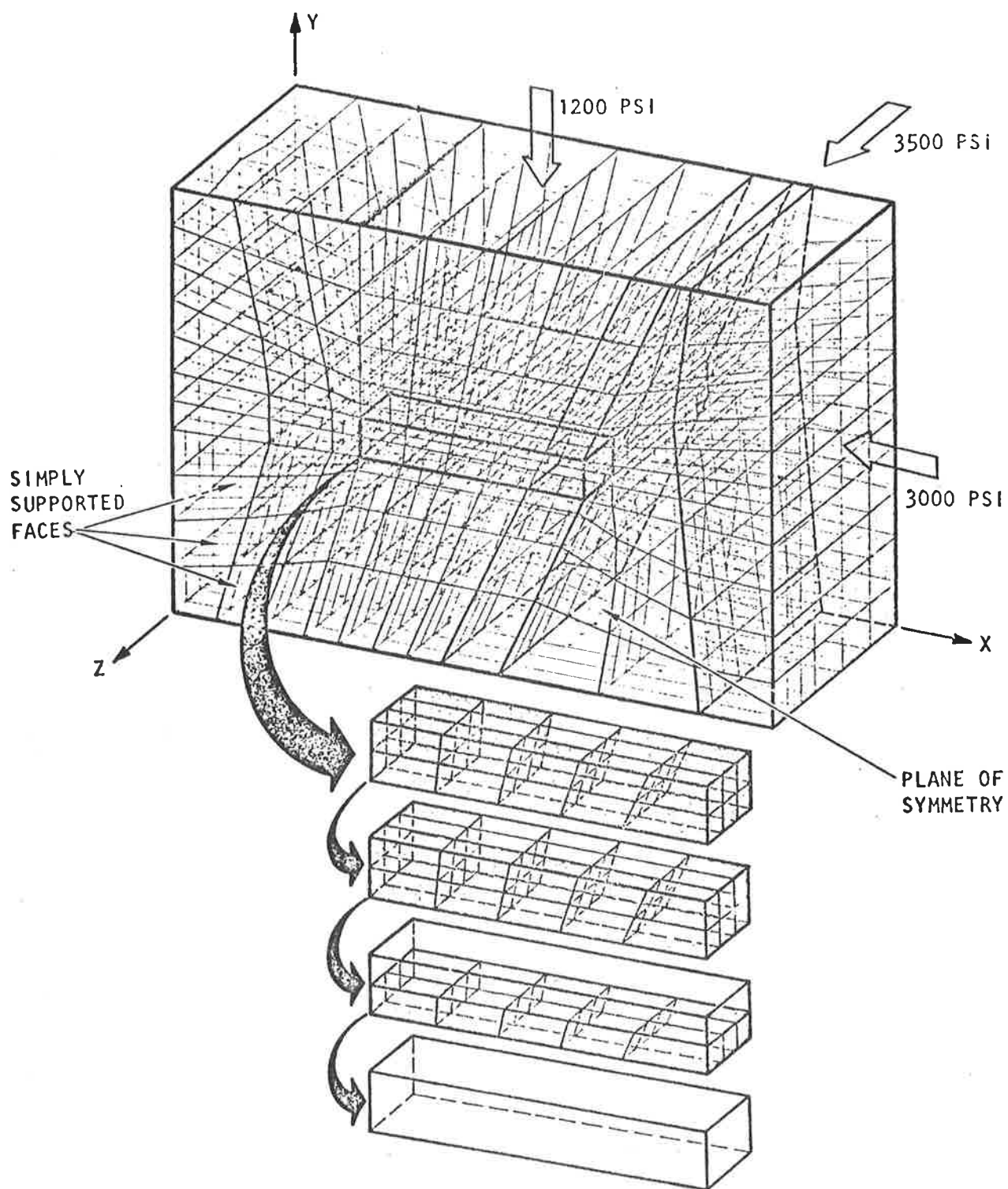


Fig. 8 Tredimensionell FEM-analys av ett bergrum

Threedimensional FEM-analysis of an underground excavation. See Litt.ref. 3

STORA GRUVVRUM - RESULTAT AV INVENTERING

Large mine openings in Sweden.

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

Inledning

Att värdera risk för bergnedfall och andra instabilitets-effekter i bergrum är normalt en omfattande och komplicerad bergmekanisk fråga, som endast i enklare undantagsfall kan realistiskt beräknas.

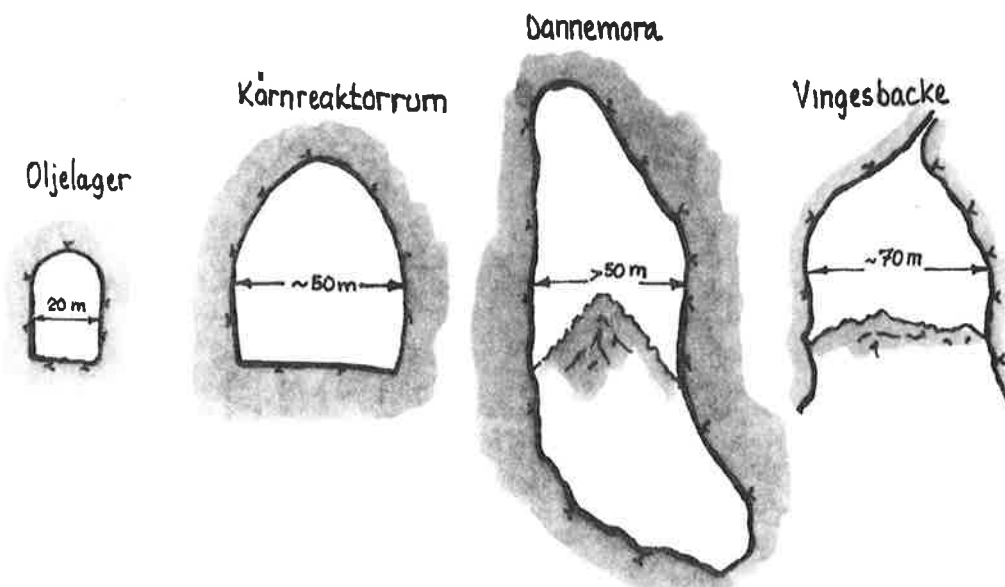
Begränsade möjligheter att i undersökningar ta fram representativt beräkningsunderlag, bristfälliga och ofta allt för orealistiska teorier samt ofullständig och begränsad erfarenhetsåterföring från redan byggda bergrum innebär att vi idag har synnerligen begränsade möjligheter att i förväg bedöma en anläggnings stabilitet, än mindre uttrycka denna i sannolikhetstermer.

Inom en nyligen utförd utredning inom CDL beträffande "Bergförläggning av kärnreaktorer" (1) har en rad sådana bergmekaniska frågeställningar aktualiserats, där sannolikheten för bergras i ca 35-50 m breda bergrum varit en av kärnfrågorna.

Emedan de teoretiska överväganden som man kan göra idag (2), främst då med FEM-modeller, är otillfredsställande verifierade, utgör existerande stora bergrum värdefullt jämförelsematerial för dessa. Inom Stiftelsen Bergteknisk Forskning - BeFo har därför utförts en delstudie inom ramen för nämnd CDL-utredning, i vilken spännvidder o dyl samt geologiska förutsättningar översiktligt studerats för en rad stora svenska gruvrum (3).

Bristerna i teorierna blir särskilt påtagliga när man skall värdera en anläggning, vilken har spännvidder som med det dubbla överstiger dagens erfarenhet. Särskilt då det finns välgrundad anledning att tro att avsevärt ökade spännvidder innebär ökade stabilitetsproblem. Man kan i dessa fall ej direkt falla tillbaka på erfarenheter från t ex alla de många oljelager som byggts i Sverige. Inom anläggningsområdet i Sverige har spännvidderna hittills i stort begränsats till mindre än 20 m. Några få anläggningar med omkring 25 m spännvidd är byggda. Utomlands har under senare tid byggts ett fåtal anläggningar med stora spännvidder. Anmärkningsvärt stora i förhållandevis dåligt berg har man t ex i en stationshall för ett pumpkraftverk (Waldeck II) (4) nära Kassel i Tyskland med ca 35 m spännvidd och i Veytaux i Schweiz (5) har ett liknande rum med ca 30 m spännvidd byggts.

Utsprängda rum i svenskt berg av jämförbar storleksordning med ett ev kärnreaktorrum, (35-50 m bredd och 60 m höjd) finns endast i vissa av våra gruvor. Vissa av dessa rum härrör från äldre tider då malmen bröts i öppna rum. Dagens stora gruvrum uppstår vanligen som en följd av rasbrytning ovan rasmassorna och beträds sålunda aldrig av människor.



Figur 1. Jämförelse av storleken hos ett ev kärnkraftstationsrum och några existerande berggrum

Comparison between the span in an opening for a nuclear power plant and some existing mine openings in Sweden.

Speciella bergtekniska förhållanden vid gruvrum

Gruvor är oftast belägna i ur bergmekanisk stabilitetssynpunkt ogynnsam berggrund. Det ligger därför en viss fara och "orättvisa" i att jämföra väl utförda berganläggningar med gruvrum. Veckningar, förkastningar och andra svaghetszoner i berggrunden har ju ofta varit förutsättning för mineraliseringen. Även ur andra avseenden kan gruvrum vara stabilitetsmässigt ogynnsamma bl a kan formen vara spänningsmässigt olämplig då malmens belägenhet ofta bestämt rummets geometri. Ofta är brytningsrummen endast temporärt driftsförstärkta och i många fall har utsprängningen skett utan särskild skonsamhet.

Trots detta finner man idag i mellansverige många gruvrum med 20-30 m spännvidd. Rum med mer än 30 m är dock tämligen sparsamt förekommande.

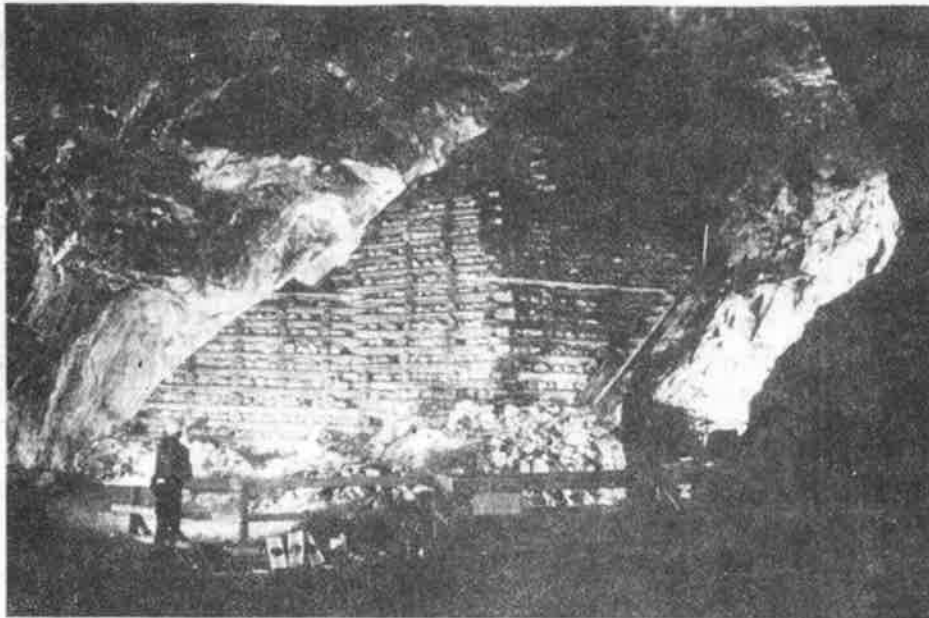
Utförd undersökning

Förekommande gruvrum med spännvidder över 25 m har värderats utifrån tämligen sparsamt förekommande litteraturuppgifter (6-12), gruvkartor samt besök på ort och ställe. Det har varit möjligt att få en god översikt då inventeringsarbetet har kunnat utgå från en nyligen gjord sammanställning över de flesta mellansvenska malmkroppar - mer än 1.000 st - som varit utsatta för brytning av nämnvärd omfattning (13). I tabell 1 har huvuddelen av de gruvor i Sverige som har stora rum sammanställts av geolog Folke Back vid GAK.

TABELL 1

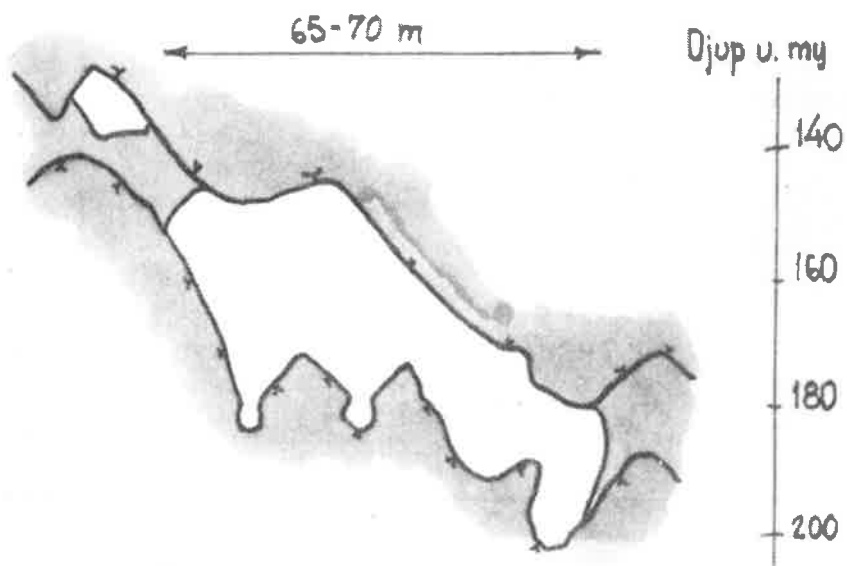
<u>GRUVRUM MED STORA SPÄNNVIDDER</u>			
Gruva	Bergart	Spännvidd (m)	Anmärkning
Dannemora	Hälleflinta	30-50	Öppna rum
Vingesbacke	Skarn, granit leptit	> 50	Ovan ras
Kantorps	Gnejs	> 35	Öppet rum
Falun	Kvartsit	20-30	Öppna rum
Stripa	Leptit	> 40	Öppna rum
Idkerberget	Leptit	40-60	{Ovan ras rasat
Forsbo	Leptit	40-50	{Ovan ras nedskjutet
Sala Silvergr	Dolomit	> 40	Öppna rum
Björka	Dolomit	35-40	Öppna rum
Långban	{Dolomit leptit	25-35	Öppna rum
Skorovas (Norge)	Grönsten	60-70	Öppet rum
Tytyri (Finland)	Kalksten	100	Öppet rum

En detaljerad beskrivning av de enskilda rummen ges i (3). I det följande kommenteras kort några karakteristiska drag och observationer som framkommit vid inventeringen.



Figur 2 Allmänna Freden. Brytningsrum i Falu gruva
utbrutet omkring 1750-1800

Open Stope in Falu Mine, Sweden, mined by
"fire setting" during 1750-1800



Figur 3 Tvärsnitt av brytningsrummet "Svarta havet"
i Stripa gruva

Open Stope in Stripa Mine, Sweden

Dannemora gruva är känd för sitt mycket starka berg (hällflinta och kalksten) och i gruvan finns ett flertal öppna brytningsrum med 30-50 m spännvidd, jfr fig. 1. Berget i gruvan är blockigt uppsprucket med skrovliga sprickor i ett kompakt förbund. Trots att gruvan ligger delvis under en sjö är den mycket torr. Spänningarna bedöms vara måttliga då man ej noterat några speciella brottfenomen som relaterats till förhöjda spänningar.

I Falu Gruva har man, liksom i Dannemora, flera rum som varit stabila i flera hundra år, se fig. 2. I och för sig har rummen i Falu gruva endast ca 20-30 m spännvidd, men då de i flera fall endast är åtskilda av mycket tunna väggar, är det inte osannolikt att den verkliga effektiva spännvidden är avsevärt större. Trots en tämligen intensiv uppsprickning och blockighet bidrar ett "kompakt" berg och en gynnsam geologisk situation i övrigt (skarnbildning kring malmer) till stabila rum.

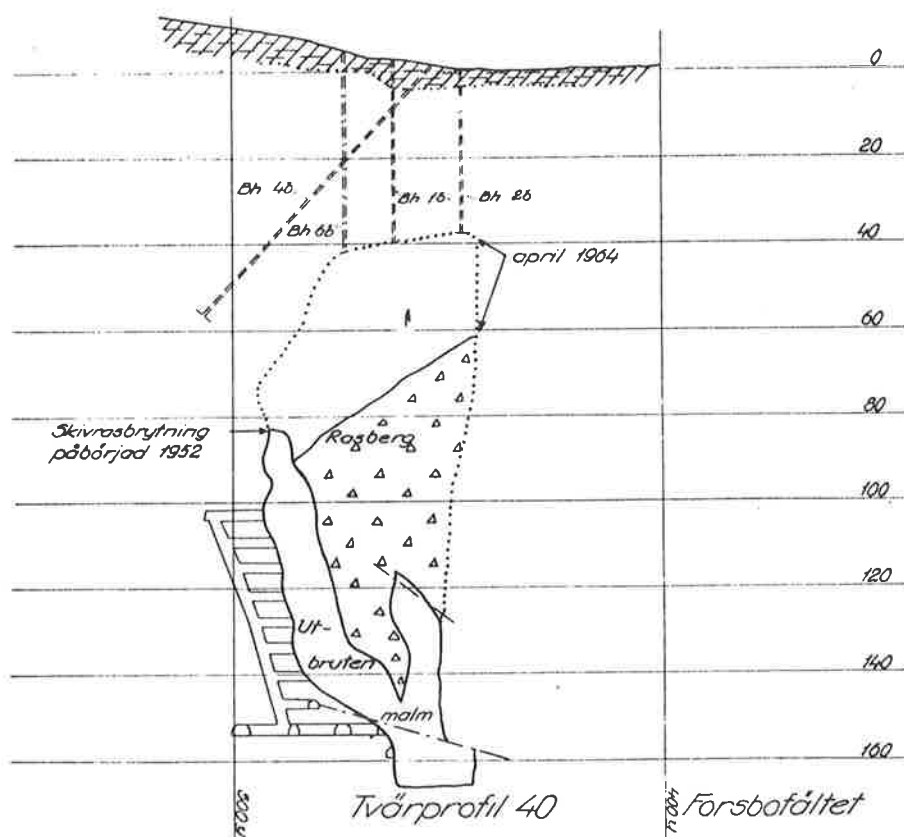
I Stripa gruva bedöms en gynnsam vecktektonik verksamt bidra till stabiliteten hos flera mycket stora rum i gruvan, se figur 3. Ett mycket kompakt och starkt sidoberg (leptit) är gissningsvis väl så stabilitetsbefrämjande.

Icke på långt när alla gruvrum tillåter stabila spännvidder av ovannämnd storlek. I många gruvor har malmen brutits i avsevärt mindre rum, trots stor mäktighet - på grund av dåligt berg.

Förekomst av skölar, diabasgångar, blankslag o dyl samt en i allmänhet "lucker" fogning i berget leder förr eller senare till ras. I figur 4 visas hur ett hålrum uppstår ovanför en skivrasbruten s k blind malm. Det hålrum som uppstår när malmen utbrytes blir normalt fyllt med nedrasat berg från tak och väggar. Sker ej detta uppstår ett hålrum ovan malmen, ofta av ansevärliga dimensioner. I figur 4 visas Forsbo gruva i Dalarna där ett hålrum med 40-60 m spännvidd uppstod ovan malmen trots dåliga bergförhållanden. Då man noterade vissa successiva mindre ras från tak och väggar bedömdes risken så överhängande för ett stort ras (med åtföljande skadande tryckluftvåg) att man så småningom tvingades skjuta ned taket. En pådrivande orsak härtill var dåliga erfarenheter från ett ras i Idkerbergets gruva under liknande bergförhållanden. I figur 5 visas raskratern ovan malmen i den s k Väggruvan i Idkerberget. Genom en rad osannolika och olyckliga omständigheter utbildades ej rasdomen över det ca 40-70 m breda rummet ovan malmen som man trott. Materialet rasade utan den procentuella svällning som normalt är fallet och rasdomen styrdes troligen av geologiska svaghetszoner, vid sidan av ett närbeläget dagbrott (8)(10)(11). I såväl Forsbo som Idkerberget har man en skölig, sprickig leptit med lucker

kornförgning. Flera plana diabasgångar förekommer. Berget ansågs dåligt och man hade bl a avsevärda problem med tillfartsorternas stabilitet. Helt uppennbart tillåter en sådan berggrund normalt ej stora rum men det torde ej vara aktuellt för kärnreaktorrum i något nu tänkbart fall.

I Vintjärnsgruva har man exempel på förhållandevis stabila rum ovan rasbrytningen, jfr fig 1. Här har malmuttaget resulterat i att ett rum med upptill 70 m spännvidd uppstått. Rummet, vars stabilitet kontrolleras med bl a inspända trådar, bedöms vara tämligen säkert. Ett förhållandevis starkt sidoberg (granit) och ett lagom stort bergtryck (horisontalspänningar $\approx$ vertikalspänningar) anses här främja stabiliteten.



Figur 4 Öppet rum bildat ovan rasmassorna i Forsbo gruva

Open cavern above the caved material created in connection with sub-level caving in Forsbo Mine, Sweden



Figur 5. Ras vid Väggruvan, Idkerberget

Collapse of the roof above a mine opening
in Idkerberget Mine, Sweden

Slutsatser

Utförd översiktlig studie har pekat på en rad förhållanden som borde bättre studeras vid en ev förläggning av en kärnkraftstation i berg. Observationerna kan kort sammanfattas i följande punkter:

1. Stabila öppna rum med upptill 40-50 m spännvidd förekommer i flera gruvor och under varierande geologiska förutsättningar. Genom enkla förstärkningsåtgärder torde tillträde kunna tillåtas.
2. Berget kring dessa stora rum utgöres av sprickigt, ofta blockigt, hårt berg (granit, gnejs, leptit) eller karbonatbergarter. Gemensamt synes vara att sprickytorna är mer eller mindre skrovliga och de enskilda blocken i berggrunden är fogade i god kontakt med varandra och bildar en kompakt struktur, som vid små rörelser sväller (dilaterar) och därigenom låser strukturen.
Förekommande sprickavstånd och blockstorlekar är tämligen "normala" för eruptivberg (0,5 - 1,5 m), varför det förefaller som om den "mindre" blockstorleken (sett i relation till spännvidden) ej givit några speciella problem.
3. Karbonatbergarter erbjuder väl så gynnsamma stabilitetsförhållanden som gnejser o dyl.
4. Riklig förekomst av skölar, diabasgång och berg med i allmänhet "lösa" fogar (som erbjuder rörelsemöjligheter längs sprickytor utan låsande effekter) tillåter ej byggnad av stora rum med rimliga konventionella förstärkningsinsatser.
5. Gynnsam tektonik (veck) och geologi i övrigt samt lagom stora bergspänningar bidrager till ökad stabilitet.
6. Fördjupade studier i våra gruvor (och stora berganläggningar) kompletterade med vissa mätningar torde ge värdefulla kunskaper om stabilitetsförhållandena kring stora rum tämligen billigt och snabbt.

SUMMARY

Large Mine Openings in Sweden

As a complement to theoretical analysis of the stability of large underground openings for nuclear power stations, existing large openings mainly in Swedish mine, has been examined. Stable openings with a span between 35-60 m exist in several mines situated as well in hard rock (granite, gneis) as different kinds of dolomites.

A common feature for the large stable rooms seems to be a "compact" structure, with well mated fairly rough joints. The distances between joints are normally 0,5-

1,0 m, which indicate that the influence of the block-size seems not to be critical under such geological conditions. Favourable folding and stresses seems to increase the stability of the openings.

On the other side, tectonic zones, diabasedlike and a "loose" structure in general will not allow a stable 40-50 m span without an unacceptable amount of reinforcement. One can find examples from mines with such geological surroundings where the roof above the opening have totally collapsed, fig 5.

REFERENSER

- (1) CDL, "Bergförläggning av kärnkraftstationer från reaktorsäkerhetssynpunkt". Slutrapport nov 1975 Stockholm
- (2) Groth, T. Redovisning av FEM-beräkningar för bergrum med stor spännvidd. Vattenfall, nov 1975 Stockholm
- (3) Bjurström, S. "Bergrum med stora spännvidder i svenska gruvor". BeFo-rapport, augusti 1975 Stockholm
- (4) Rescher, O. "Ein Kavernenbau mit Ankerung und Spritzbeton unter Berücksichtigung der geomechanischen Bedingungen." Rock Mechanics, supp. 2. 1973.
- (5) Rescher, O. "Erfahrungen beim Ausbau der Kavernenzentrale Veytauz mit Spritzbeton und Felsanker". Felsmechanik und Ingeniurgeologie. Supp. IV. 1968.
- (6) Grip, E & Wirström, Å. "Hållfasthet, spricksystem och ras i nordsvenska sulfidmalmsgruvor".
- (7) Gruvforskningens komm. Bergtryck och bergstyrka. "Hållfasthetsbestämningar på bergarter och malmer ur borrhärdar från Svenska järn- och sulfidmalmsgruvor". Gruvforskningens rapport ser B nr 14, Stockholm.
- (8) Magnusson, N H. "Geologisk belysning av svaghetsfenomen i berggrunden i mellansvenska gruvor". Jernkont. Annaler Vol 141, 1957 nr 10. Stockholm
- (9) Norges Geotekniske Institutt. Fjellforlegning av kjernekraftverk. Synpunkt på muligheten av å bygge och bruke bergrom med 40-60 m spenn. NGI-rapp 74605-1, 1974, Oslo.
- (10) Vestergren, S. "Praktiska synpunkter på ras vid gruvor" Jernkont. Annaler 1964
- (11) Wesslén, A. "Hur stor kan ett bergrum göras?" T T '75:3
- (12) Barton, Lien, Lunde. Engineering classification of Rock Masses for design of tunnel support. Rock Mech dec 74 Vol 6/4
- (13) Grip, E & Wirström, Å. "Hållfasthet, spricksystem och ras i nordsvenska sulfidmalmsgruvor."

BERGSPÄNNINGSMÄTNING SOM UNDERLAG VID PROJEKTERING AV STORA BERGRUM

Rock stress measurements in connection with
the design of large underground openings.

Docent R Hiltcher och avd.ing. L Strindell,
Statens Vattenfallsverk, Stockholm

1. Principiell skillnad mellan stora och "normala" bergrum

Spänningsfördelningen i berget omkring ett bergrum är i princip oberoende av bergrummets storlek. Men varför är då bergrum med stora spännvidder besvärligare att bygga? Skillnaden mellan större och mindre bergrum är, något för-
enklat, att man för ett stort tak måste räkna med ett större antal felställen i berget (slag och sprickor) än för ett mindre stort.

För att vara stabila fordrar alltså stora bergrum bättre berg, gynnsammare bergstruktur och kanske även gynnsammare initialspänningsförhållanden. Dessa påståenden finner man verifierade i naturliga grottor, där spännvidder upp till 200 m förekommer, och i stora gruvrum. I båda fall konstaterar man förekomsten av kompakt berg med slutna sprickor. Orsaken till sådana tydligen ihoppressade spricksystem är möjligtvis ett gynnsamt initialt bergtryck.

Om man närmare studerade vilka förutsättningar och villkor beträffande berg och bergspänning måste vara uppfyllda för att kunna räkna med ihoptryckta spricksystem och om man visste vad som är väsentligt i detta sammanhang, kunde man söka och välja läget för ett stort bergrum, t.ex. för oljelagring eller vid underjordsförläggning av ett kärnkraftverk efter gynnsamma berg- och bergspänningsförhållanden och på så sätt vinna stora fördelar.

2. Spänningstillståndet omkring ett bergrum och dess följder för takets stabilitet

Spänningsfördelningen i ett plant snitt genom ett bergrum vid olika initiala spänningsförhållanden är känt sedan länge och gäller i princip för alla i praktiken förekommande profilformer. I fig. 1 visas som exempel spänningsfördelningen utmed en profils kant (maximala spänningar) för två extremfall av det initiala bergtrycket, nämligen enaxligt vertikalt och enaxligt horisontellt tryck. Som diskuterats i [1] uppkommer enbart i dessa båda gränsfall eller i närliggande fall med förhärskande vertikalt eller horisontellt bergtryck ogynnsamma dragspänningar vilka leder till uppluckring av berget och instabilitet. För bedömning av bergrummets stabilitet kan man för det första begränsa diskussionen till takets stabilitet, eftersom en

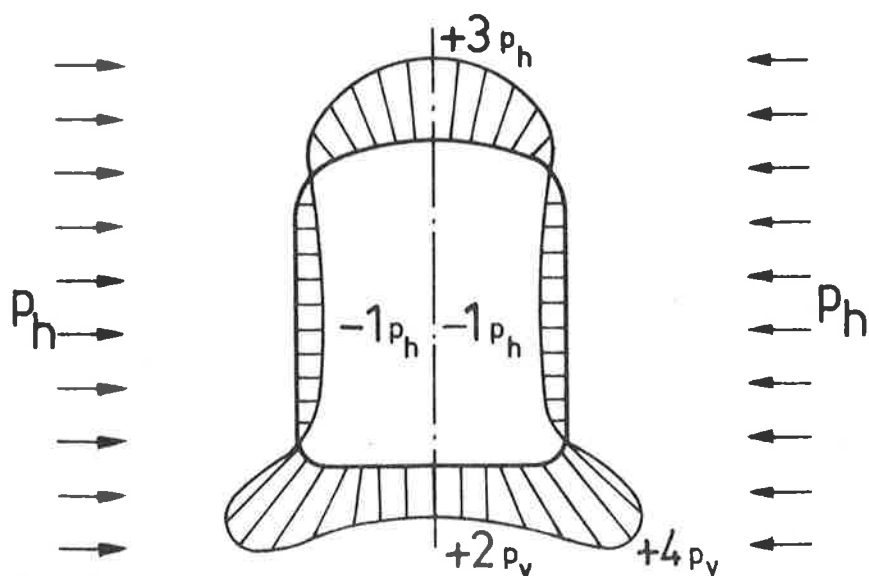
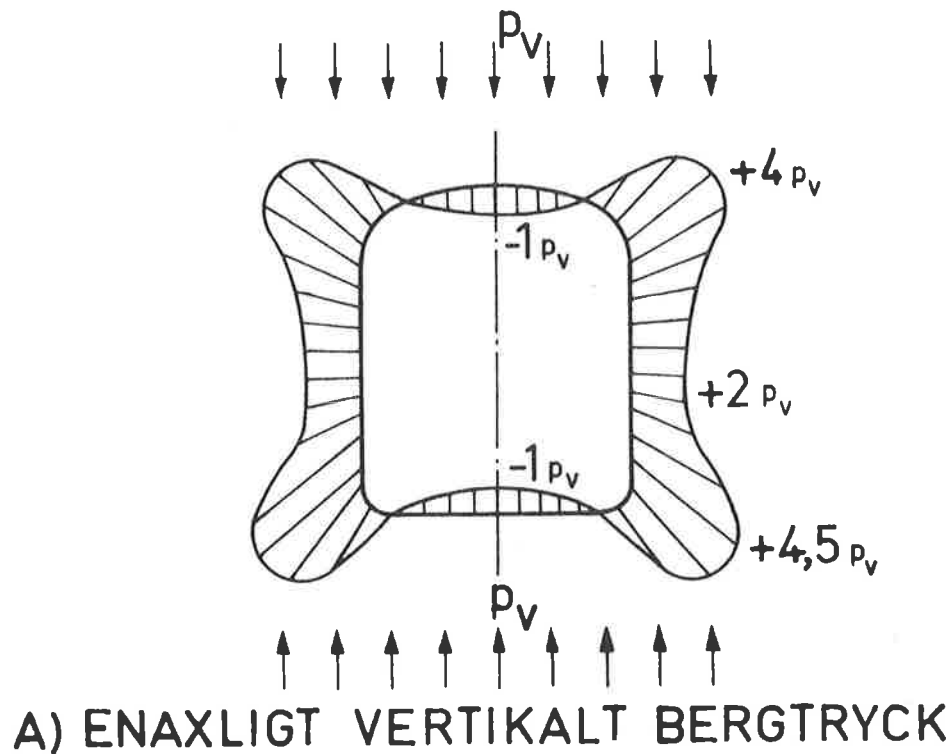


Fig. 1. Principiell spänningsfördelning utmed konturen av ett bergrum. a. enaxligt vertikalt initialt bergtryck. b. enaxligt horisontellt initialt bergtryck

Basic stress distribution around the profile of an underground opening. a. uniaxial vertical initial rock pressure. b. uniaxial horizontal initial rock pressure

uppluckring resp. instabilitet av väggarna relativt lätt kan bemästras genom gynnsam utformning av profilen och lämplig förstärkning.

En jämförelse av de båda i fig. 1 skisserade fallen ger:

Fall A. Förhärskande vertikalt initialt bergtryck:

Dragspänningar resp. uppluckring av berget i taket, ingen valvbildning, sprickorna i taket är troligtvis öppna redan från början och öppnar sig ytterligare vid utsprängning av bergrummet. Detta kan leda till bergnedfall från taket och permanent instabilitet vid icke alltför bra berg.

Fall B. Förhärskande horisontellt initialt bergtryck:

Stort tryck i taket, gott valvtryck, sprickorna redan från början ihoptryckta, pressas ihop ytterligare vid utsprängning av bergrummet, berget är kompakt med slutet spricksystem och stabiliserat.

Naturligtvis bör dessa principiella spänningsförhållanden också tolkas mot bakgrunden av bergets lokala struktur (jfr. [1]), vilken måste utredas samtidigt. Som extremt exempel ur [1] må nämnas att ett utpräglat system av 45°-slag i taket skulle göra valvbildningen omöjlig trots stort horisontellt bergtryck.

3. Bergspänningsmätning i djupa borrhål

3.1 Metod

För att kunna bedöma ett läges lämplighet ur bergtrycks-synpunkt måste bergspänningsmätningar kunna utföras redan i förundersökningsstadiet, i praktiken alltså i djupa hål borrarade i samband med den geologiska undersökningen. För detta ändamål utvecklades en sond för automatisk limning av töjningsgivare på borrhålsväggen, oberoende av djupet och av hålets vattenfyllning. Sonden, vars utseende i princip (men inte skalenligt) framgår av fig. 2, steg 5, förs ner i borrhålet, hängande i en ställlina, och är förbunden med ytan genom en 12-ådrig kabel. Röret, som utgör den tjockare delen av sonden, rymmer en fallvikt, vilken utför det mekaniska arbetet under limningsprocessen. Sondens spets bär en löstagbar hållare för töjningsgivarna, vilka är anordnade på tre tungor i en placering enligt metoden av Leeman-Hayes [2], [3]. Tungorna hålls ihop genom limbehållaren, vilken sitter i spetsen.

De olika momenten vid sondens användning för bergspänningsmätning är sammanställda i fig. 2 och är de följande:

- ① Borrhålet 76 mm $\varnothing$ borraras till avsett djup.
- ② Ett hål med 36 mm $\varnothing$ borraras ner från första hålets botten.
- ③ Kärnan ur detta hål (inom det senare mätområdet) provas

på sprickfrihet. Är området inte sprickfritt, fortsätter man med det stora hålet och försöker sedan med en ny 36-mm borrar.

- ④ Kontrollsonden sänks ner. Den avkänner om det lilla hålet är fritt och tillräckligt djupt.
- ⑤ Limbägaren fylls med tillblandat acrylatlim och sätts över tungorna. Mätsonden sänks ner. När känselstiften berör botten av det stora hålet utlöses limningsmekanismen: limbägaren stöts bort, tungorna med givarna slås genom en fallande kon mot hålväggen, vattnet pressas bort, limningen sker. Limmets härdning tar 2 timmar.

Sonden är försedd med magnetkompass vars vätska stelnar redan vid rumstemperatur. Under limmets härdning uppvärms den frusna kompassvätskan elektriskt till smältning av vätskan, kompassnålen inställer sig och vätskan får sedan svalna och stelna igen, varvid orienteringen av sonden och givarna är fixerad. (Senare utförs kontroll på ev. magnetiska störningar utmed borrhålet.)

Vid slutet av limmets härdningstid avläses givarnas "lastvärden" (spänt tillstånd av bergkärnan).

- ⑥ Sonden dras uppåt, spetsen med givarbärarna separeras från sondens överdel och sitter kvar i det lilla hålet. Ledningarna klipps automatiskt av.
- ⑦ Rörkärnan friborras och bryts.
- ⑧ Rörkärnan dras upp till ytan, de avklippta ledningarna löds ihop igen, töjningsgivarnas "nollvärden" (avspänt tillstånd) mäts.

Ur töjningsgivarnas noll- och lastvärden beräknas sedan spänningarna.

3.2 Exempel

Ett exempel på resultatet av sådana mätningar visas i fig. 3. För varje mätpunkt beräknades och uppritades spänningarna i horisontalplanet samt den vertikala spänningen. Med givarna placerade i Leeman-anordning [2], [3], [4] hade man även kunnat beräkna den tredimensionella spänningstensorn för varje mätpunkt. Men eftersom man observerade att bergarten (gnejsgranit) hade avsevärda egen-spänningar [3], [4] (de tre längstöjningarna parallellt med hålaxeln visade olika värden), begränsades utvärderingen till ovannämnda spänningar, där beräkningen i motsats till den av den tredimensionella spänningstensorn är enkel och ingen felfortplantning kan förekomma.

Trots förefintliga överlagrade egen-spänningar i berget ger mätningarna ett entydigt resultat på att de initiala tektoniska spänningarna är väsentligt högre än egen-spänningarna. Det måste dock uttryckligen påpekas att de erhållna

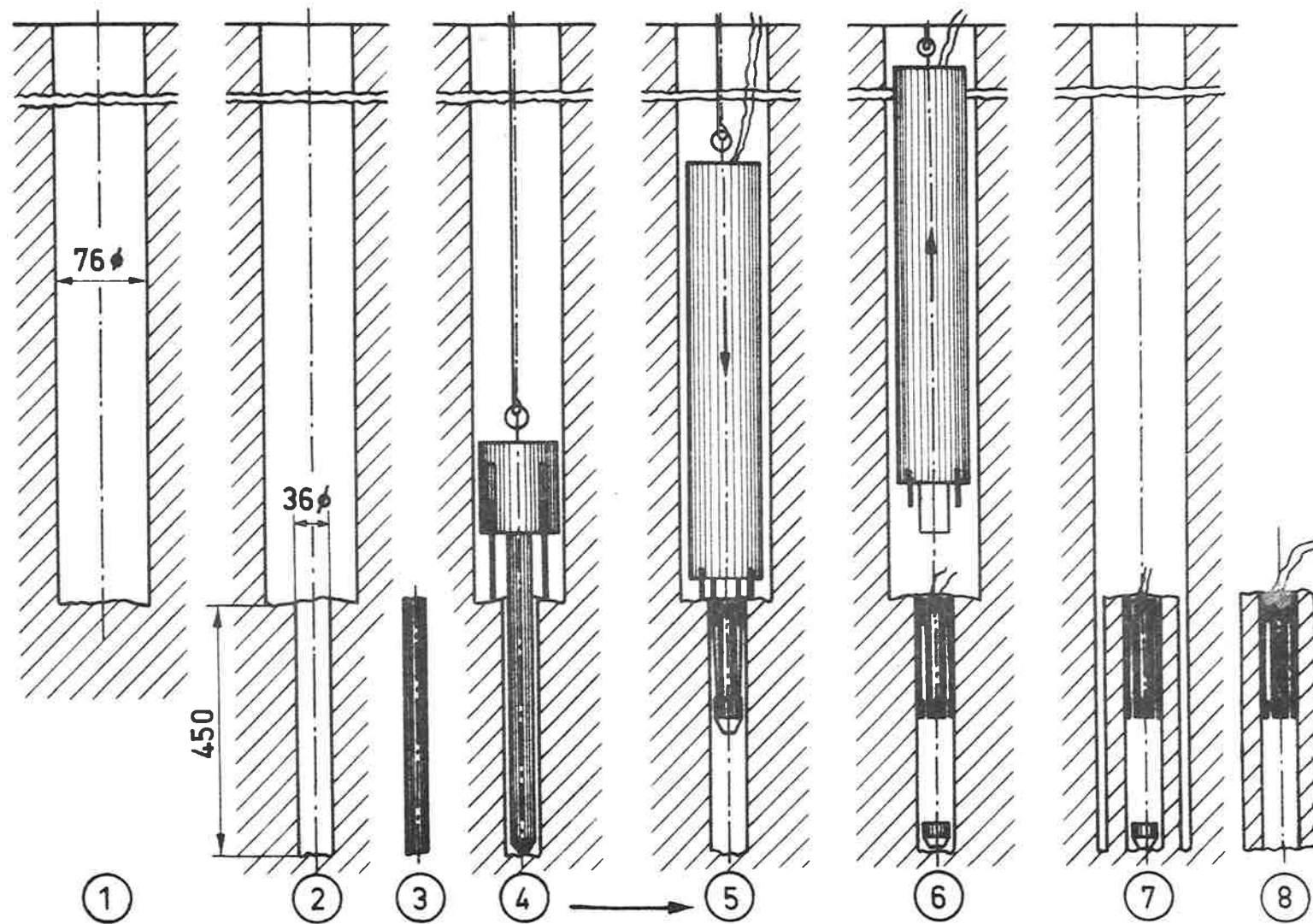


Fig. 2. Olika moment vid förfarandet för bergspänningsmätning i djupa hål (förklaring till nr 1 till 8 i texten)

Consecutive steps in rock stress measurement in deep boreholes

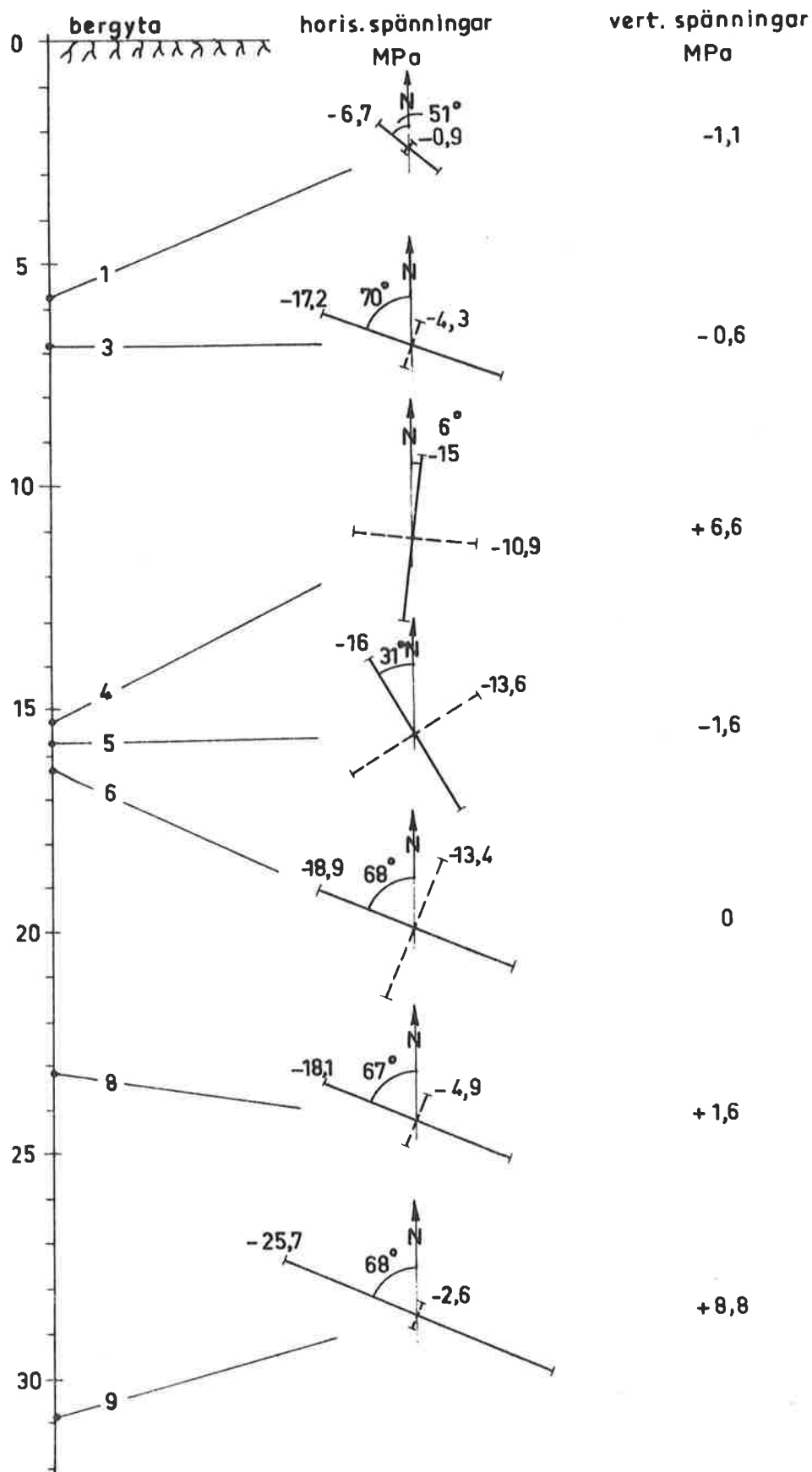


Fig. 3. Uppmätta bergspänningar i Forsmark, block 3, borrhål D-358. Sekundära huvudspänningar i horisontalplan och vertikala spänningar. Rock stresses measured at Forsmark, unit 3, borehole D-358. Secondary principal stresses in the horizontal plane and vertical stresses.

mätvärdena är enstaka stickprov, gällande för de uttagna få mätkärnorna. Man får alltså inte fästa för mycket uppmärksamhet åt de enstaka mätvärdena eller sluta sig till en karakteristisk spänningsfördelning i horisontellt eller vertikalt led. Resultatet av dessa mätningar med endast 7 lyckade mätpunkter kan enbart tolkas därhän att man i mätområdet kan räkna med ett horisontellt initialt bergtryck i NW-SO-riktning av storleksordningen 15-25 MPa och vinkelrätt därtill med ett mindre tryck.

Samtliga givares funktion kontrollerades medelst kalibreringsförsök, där mätkärnorna utsattes först för ett känt längstryck och sedan för ett känt hydrauliskt radialtryck. Spännings-töjningssambandet befanns vara linjär för samtliga givare, E-modulen var ca 80 GPa, varierande ca $\pm 10\%$ i de olika kärnorna och berget visade sig vara isotropt med hänsyn till E-modulen. Enbart för kärnan nr 10 gav kontrollmätningen för några givare uppenbarligen allt för höga E-värden (ca 140 GPa), vilket tyder på att dessa givare mäter för små töjningar, trots att spännings-töjningssambandet är linjärt. Möjligtvis var härdningstiden för limmet för kort. Mätvärdena i punkt 10 måste därför kasseras som otillförlitliga. Det kan tilläggas att punkterna 2 och 7 föll bort p g a ledningsbrott i en givare.

3.3 Förutsättningar för möjligheten till bergspänningsmätning

För att bergspänningsmätning enl. ovan beskrivna eller liknande metoder över huvud taget skall vara möjlig, måste följande förutsättningar vara uppfyllda.

- 1) Berget måste vara så bra och sprickfattigt att det är möjligt att borra ut sprickfria rörkärnor med minst 300 mm längd.
- 2) De tektoniska spänningarna vilka man vill mäta, måste vara avsevärt större än bergartens egenspänningar [3], [4], annars druknar mätresultatet i egenspänningarna.
- 3) De tektoniska spänningarna får inte heller vara alltför stora, för då spjälkas rörkärnan i ringar under friborrningen.

4. Slutord

De tekniska förutsättningarna för att i förväg för olika tänkbara lägen kunna bestämma bergets initialspännings-tillstånd samt dess geologiska struktur och hållfasthet är därmed givna.

Berget här i landet är i allmänhet av god kvalitet och områdena med dominerande horisontellt bergtryck är inte alltför sällsynta. Man har därmed goda utsikter för att kunna hitta gynnsamma lägen för stora bergrum, där man, som ovan framhållits, från början får ett självbärande stabilt valv. På så sätt kan man undvika en del besvärligheter och extra-kostnader vilka lätt kan uppstå vid ett lägesval utan

hänsyn till bergstrycksförhållanden.

Ett sådant i och för sig redan stabilt valv kan sedan efter behov lokalt förstärkas och slutligen säkras extra med betonginklädnad. Man vinner därmed största säkerhet till rimlig kostnad.

Litteratur

- [1] Hiltscher, R: Spänningar och deformationer i berg (kap. 182 i Handboken "BYGG", vol. 1B) s. 511-522.
- [2] Leeman, E R och Hayes, D I: A technique for determining the complete state of stress in rock using a single borehole. Proc. 1st Congr. ISRM, Lissabon 1966, vol. II, s. 17-24.
- [3] Hiltscher, R: Bemerkungen zur Technik der Gebirgsspannungsmessung. Diskussionsinlägg till 22. Geomechanik-Kolloquium, Salzburg 1973. Rock Mech. 8 (1976) No. 1.
- [4] Hiltscher, R: Bergspänningsmätning. Synpunkter på dagens teknik och utvecklingstendenser. Bergmekaniskt diskussionsmöte Stockholm 1974. BeFo-rapport, s. 94-103.

Summary

The stress distribution around underground openings due to initial rock stresses is known in principle. It is pointed out that, depending on the initial state of stress, it is possible to obtain either a stable roof with good arch effect (predominantly horizontal initial stresses) or a roof with permanent instability due to loosening up of the rock (predominantly vertical initial stresses).

For the design of large underground opening it is, therefore, proposed to investigate rock stresses at several possible sites in order to have the opportunity to select one with favourable conditions. In Sweden, where the bed-rock in general is of good quality and regions with dominating horizontal initial rock pressure are not too rare, it should always be possible to find such a site.

In order to make it possible to investigate the initial rock stresses (besides the geological investigation) in an early state of design, a method has been developed for rock stress measurement in deep water-filled boreholes. A new apparatus allows automatic cementing of strain gauge rosettes (Leeman configuration) on the walls of a borehole. The consecutive steps of the procedure are shown in fig. 2. Fig. 3 gives an example of the results of such a measurement.

BERGMEKANISK FORSKNINGSPOLICY - NU OCH FRAMDELES

Rock mechanics research policy - now and in the future

Direktör Jan Boman, Svenska Gruvföreningen, Stockholm

Vid förra Bergmekanikdagen tog jag mig friheten ifrågasätta om vi hade tillräckliga resurser för bergmekanisk forskning vid våra läroanstalter och ute i näringslivet. Mot bakgrunden av de behov, som då tryckte på, tror jag att många med mig upplevde resurserna som otillräckliga. Jag vill idag gå ett steg vidare och fråga om vi använder våra resurser för rätt saker och på rätt sätt.

Jag är medveten om att behoven fortfarande är stora men också att resurserna vid våra högskolor ökat och ökar. Institutionen för bergteknik vid KTH:B, professor Janelid, kommer visserligen att avvecklas och därmed den bergmekanik som bedrivs där. I stället har tillkommit dels institutionen för jord och bergmekanik, professor Broms, vid KTH:V, dels bergmekaniken vid geoavdelningen vid Högskolan i Luleå, professor Stephansson.

Arbetet med att programmera och planera de nya institutionerna har säkerligen bidragit till en bättre ordning i kön - framför allt genom att behoven blivit bättre preciserade. Man vill därför gärna tro att de akuta problem som lagrats upp, relativt snart skall avverkas. Därmed skulle man kunna överblicka hur våra behov på sikt kommer att se ut och vilka resurser som behövs.

Då man kommer in i bergmekaniska diskussioner inträffar i allmänhet endera av följande två saker:

antingen - vilket är vanligast - att man träffat en praktiker, som frankt förklarar - att bergmekanik har han alltid använt sig av - även om han inte använt just det namnet. Han har sannerligen på ort och ställe lärt sig hur berget bär sig åt och han har utan anmärkning hittills löst sina uppgifter. Det tänker han göra även framdeles och inte heller tänker han dölja sig bakom symboler, formler eller finita element;

eller också har man råkat en ambitiös kollega, som blivit medveten om att han känner till för litet om bergets beteende och variationer. Detta hindrar honom från att definitivt räkna ut och rita upp sina intelligenta lösningar på bergtekniska problem - vare sig dessa existerar i verkligheten eller endast i hans egen föreställningsvärld.

Vad skall vi hålla på för häst? - Vet praktikern eller teoretikern bäst? Ja, det kan diskuteras, men diskussionen lönar sig föga eftersom svaret ändå är givet, nämligen "ingen eller båda". Det är deras sammantagna kompetens, det är återkopplingen mellan praktik och teori som vi är ute efter.

Detta kan innebära att teoretikern/forskaren mer än nu måste - liksom Mohammed - gå till berget för att ute på anläggningarna verkligen se och ta reda på vad som sker innan han börjar analysera observationerna och göra sina slutsatser. Det betyder emellertid också att praktikern i sin utbildning måste få åtminstone elementära kunskaper om bergmekanikens teoretiska elementa. Då först kan de båda förstå varandra.

Samspelet mellan teori och praktik kan illustreras av denna figur, Fig 1. Den upptar fem steg - i vissa steg dominerar teoretikern, i andra praktikern; relationerna mellan teori och praktik är subjektiva bedömningar och får stå för min räkning.

- 1) Först av allt måste man observera hur berget ser ut och bilda sig en uppfattning om hur det bär sig åt under olika förhållanden. Där gäller det att praktikern med sin iakttagelseförmåga, inlevelse och erfarenhet måste öppna ögonen på teoretikern.
- 2) Diskussionerna mellan dessa båda kring föreliggande fakta blir sedan underlaget i andra steget för teoretikerns fortsatta analys, teoretiserande och utvärderingar som i
- 3) tredje steget leder fram till en modell eller ett system som syftar till praktiskt inriktade lösningar
- 4) Därmed skulle praktikern åter komma in i huvudrollen för att - nu bättre preparerad än hittills - föra ut resultaten i form av rekommendationer av tänkbara, praktiska lösningar
- 5) Vi är då framme i det läge då man väljer åtgärder - förmodligen efter förnyad kontroll av de aktuella förhållandena - och då man skall genomföra de åtgärder, som förhoppningsvis skall leda till det uppställda målet - bättre placerade och dimensionerade berggrum, väl dimensionerad pelarsättning eller bättre förstärkningsrutiner m m m m.

Vi har så gått varvet runt och börjar ånyo våra observationer, mätningar och registreringar - i första hand för att få en kontroll på att våra slutsatser var - om inte helt så åtminstone i väsentlig grad - riktiga. Vi fortsätter alltså varvet runt med de modifikationer, som de erhållna erfarenheterna motiverar.

Jag nämnde inledningsvis att forskningsresurserna vid våra högskolor utökats - särskilt gäller detta högskolan i Luleå, där bergmekanikprofessorn ingår i en berg- och anläggningsteknisk institution med geoteknik, bergteknik, bergmaskinteknik, anläggningsteknik, konstruktionsteknik, men också med tillgång till geologi och geofysik. Det synes mig som om bergmekaniken där fått den inramning den behöver för att kunna verka effektivt. Forskning och utbildning sker också på KTH:B och V och utbildning dessutom även vid CTH och LTH.

Man frågar sig då om man ute i näringslivet följt med i denna utveckling? Mitt svar blir ett "jasså" - eller "vet ej". Bergmekanikavdelningar eller bergmekanikgrupper finns ute vid några av våra större gruvföretag, i Vattenfall, FortF och i några andra verk, och våra större entreprenörer håller också på att bygga upp bergmekaniska funktioner. Dessa borde ha goda kontakter med de praktiska behoven. Tillåt mig emellertid att lite provokativt påstå att alla dessa liksom de experter våra konsulter tillhandahåller mer intresserar sig för generella problemställningar - i och för sig också de befogade - men att man alltför lite för ner bergmekaniken till ortsulan och ut i fronten.

Våra gruvföretag har insett värdet av olika slags specialister och gett dem möjligheter att fullfölja sina uppgifter - en stab tekniker bispränger t ex geologen med karteringar, mätningar, provtagningar. Det är min uppfattning att om en väl utbildad bergmekaniker fick samma möjligheter, då skulle våra gruvor dels bättre än nu genomföra sina nuvarande program, dels bättre utveckla och anpassa den teknik, som de skall använda när nya arbeten tas upp.

Jag är medveten om att anläggarna bl a genom arbetsplatsernas mer temporära karaktär inte har samma möjligheter att ändra under pågående projekt. Likväl torde även de komma att finna att ökad bergmekanik ute vid "stuffen" blir till nytta.

Vi kan alla konstatera

att samhällets krav ökat på användningen av undermarksutrymmen och

att förväntningarna på bergteknikens möjligheter därför ökat men också

att bergmekaniken bör göra det möjligt för oss att höja vår ambitionsnivå när det gäller att planera och utföra ännu bättre anläggningar i berg

att våra högskolor och i någon mån våra företag fått ökade resurser men också

att dessa resurser är begränsade och

att vi därför måste hushålla och rätt utnyttja dem dvs

att vi i möjligaste mån skall göra rätt sak på rätt sätt.

Svårigheten att avgöra vad som är rätt sak kan jag belysa med ett fall jag nyligen fick del av. Jag hörde en entusiastisk redogörelse för hur man i samband med övergång till en ny bulttyp, mekaniserat bergbultningen och verkligen lyckats bra - av de snabba, precisa svaren framgick att effekten hade ökat kraftigt och kostnaderna hade sänkts - det nämndes 15-20 %. Så småningom kom emellertid frågan: Vad skulle nu ha hänt om Du kunnat ändra bultningsgeometrin och därigenom minskat med en bult på tre eller en bult på fyra? Vi fick inget svar då och frågan är förmodligen ännu obesvarad.

Hur vet vi sedan att vi gör det på rätt sätt? Jag har inget enkelt svar men min erfarenhet är, att får man fram ett bra resultat och om detta snabbt tränger igenom då har man i allmänhet inga erinringar mot kostnaderna - nåja i alla fall inga allvarliga.

Som underlag för diskussionerna kring bergmekanikens användning har jag skissat upp ett program. Detta innebär i de olika stegen:

- A. Att våra blivande och nu verksamma tekniker utbildas i bergmekanikens teoretiska elementa och i dess praktiska tillämpningar - detta gäller grundutbildning vid LuH, CTH, LTH och Bergskolan i Filipstad, men också att vidareutbildning kommer till stånd genom etablerade kursarrangörer.
- B. En ökad tillämpning av nu aktuell bergmekanik. Denna är vanligen helt avhängig den bergteknik, som empiriskt vuxit fram. Bergmekaniken tillgrips nu som hjälp i de fall då den tillämpade bergtekniken visar sig otillräcklig.

Detta betyder, att vi bör sprida och mer systematiskt tillämpa de kunskaper och erfarenheter som är kända eller borde vara kända. Vidare att vi utvecklar ytterligare mätutrustningar och rutiner samt att vi återkopplar mellan vidtagna åtgärder och uppnådda resultat. Det är min uppfattning att vi kan vänta oss både bra och snabba resultat till rimliga kostnader.

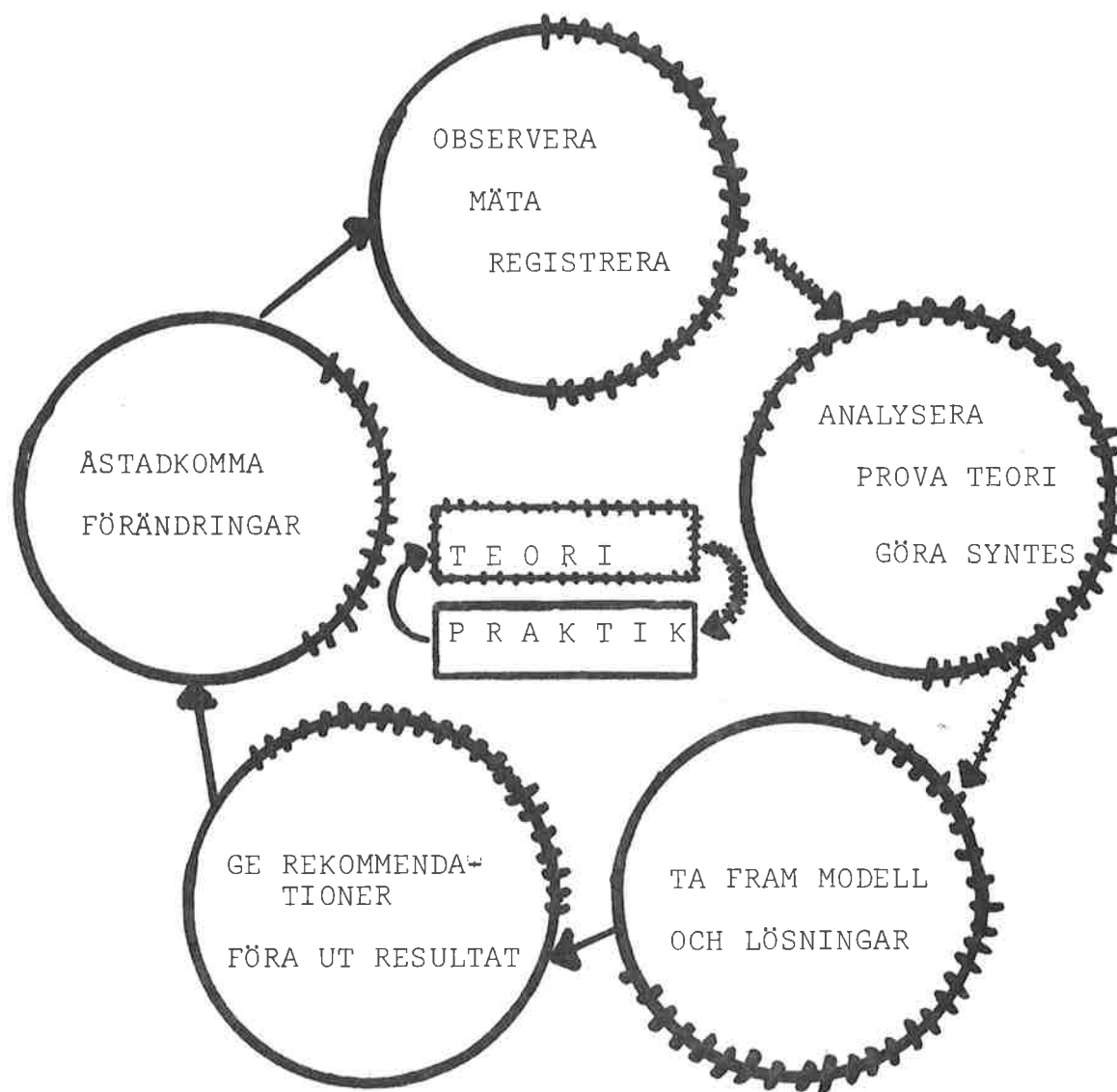
- C. På sikt måste vi emellertid utveckla en bättre bergteknik - en teknik där bergets egenskaper och beteende utnyttjas positivt. Vi måste med andra ord så behärska bergmekaniken, att vi på den kan planera den berg- och anläggningsteknik, som låter oss rationellt bryta sönder och ta ut önskade bergmassor samtidigt som vi skapar ett rum där berget som konstruktionsmaterial utnyttjas optimalt.

Låt oss konstatera att långsiktig forskning av denna senare typ bedrivits på institutioner världen runt. Våra svenska högskolor spårade tidigt in på ett samarbete med industrin - jag erinrar om projekt rörande bergtrycksmätning, micro-

seismer och på senare år finita element, FEM.

Professor Janelid nämnde i sin inledning Näsleden-projektet. Detta har just nu kommit ur planeringsstadiet och bör såvitt jag förstår snabbt ge värdefulla resultat. Det bör väl motivera de ingalunda små kostnader som det kommer att dra. Tack vare framsynta bergmekaniker i Boliden AB finns ett stort antal bergmekaniska ingångsvärden och ytterligare mätningar och observationer kommer att ske under arbetets gång. Avsikten med projektet är att ställa upp en praktisk FEM-modell baserad på befintliga ingångsvärden. I denna simuleras rådande berg- och brytningsförhållanden liksom stabilitetsbefrämjande åtgärder och de så framkomna effekterna avstämmer med de som registrerats och observerats under bergarbetenas gång. Slutresultat blir ett mått på finita elementmetodens praktiska användbarhet.

Jag slutar därför som jag började, nämligen med att understryka samordningen mellan teori och praktik. Näsleden-projektet får tjäna som exempel härpå.



Figur 1. BERGMEKANISK FoU

BERGMEKANISKT HANDLINGSPROGRAM

- (A) SPRIDA KÄNNEDOM OM BERGMEKANIKENS INNEBÖRD OCH MÖJLIGHETER
- (B) 1 STUDERA BERGETS BETEENDE PÅ ORT OCH STÄLLE - NÄR, VAR OCH HUR HÄNDE VAD
SAMLAR IN ERFARENHETER OM DETTA
- 2 REDOVISA FAKTA, SOM FRAMKOMMIT OCH - TILLSAMMANS MED DRIFTS-
 SIDAN -
DISKUTERA EV SAMBAND MELLAN NÄR, VAR, HUR OCH VARFÖR
- 3 MODIFIERA RUTINERNA MED LEDNING AV VAD MAN NU VET OCH MED
 DRIFTSSIDANS MEDVERKAN
- (C) 1 FORMULERA BERGMEKANIKENS TEORI MOT TEKNISKA TILLÄMPNINGAR
- 2 UTVÄRDERA TEORIERN OCH KONTROLLERA ATT DE FÖRKLARAR VÅRA
 BERGMEKANISKA ERFARENHETER OCH FÖRST
 DÄREFTER OM DESSA TEORIER KAN LEDA TILL
 ETT BERGTEKNISKT BERÄKNINGSSYSTEM FÖR
 NYA PROBLEM
- 3 SAMLAR BERÄKNINGSUNDERLAG I FORM AV KÄNDA FAKTA ELLER EXPE-
 RIMENTELLT BESTÄMDA SAMBAND -
 GENERELLA ELLER FÖR VARJE FALL
 SPECIFIKA
- 4 UPPRÄTTA EN "MODELL" TILLÄMPA DEN OCH
UTVÄRDERA RESULTATET MOT VERKLIGHETEN SAMT EFTER ERFORDER-
 LIGA JUSTERINGAR
- 5 PLANERA RATIONELLARE BERGARBETEN - SOM GENOM UPPFÖLJNING GER
 NYA KUNSKAPER OCH ERFAREN-
 HETER OCH DÄRMED ÄNNU
 BÄTTRE PLANERINGSUNDERLAG

TÄTNING AV BERGTUNNAR
PROJEKTERINGSMETODIK, INJEKTERING OCH
FÖRSTÄRKNING

The sealing of rock tunnels.
Methods for investigation, grouting and reinforcement.

Överingenjör Lars Lysén, Göteborgs va-verk
Fil lic Kai Palmqvist, Bergab

INLEDNING

Lösningen av avloppsfrågorna inom Göteborgsregionen är baserad på utbyggnad av regionalt bergtunnelnät för anslutning av regionens avlopp till ett centralt reningsverk, Ryaverket.

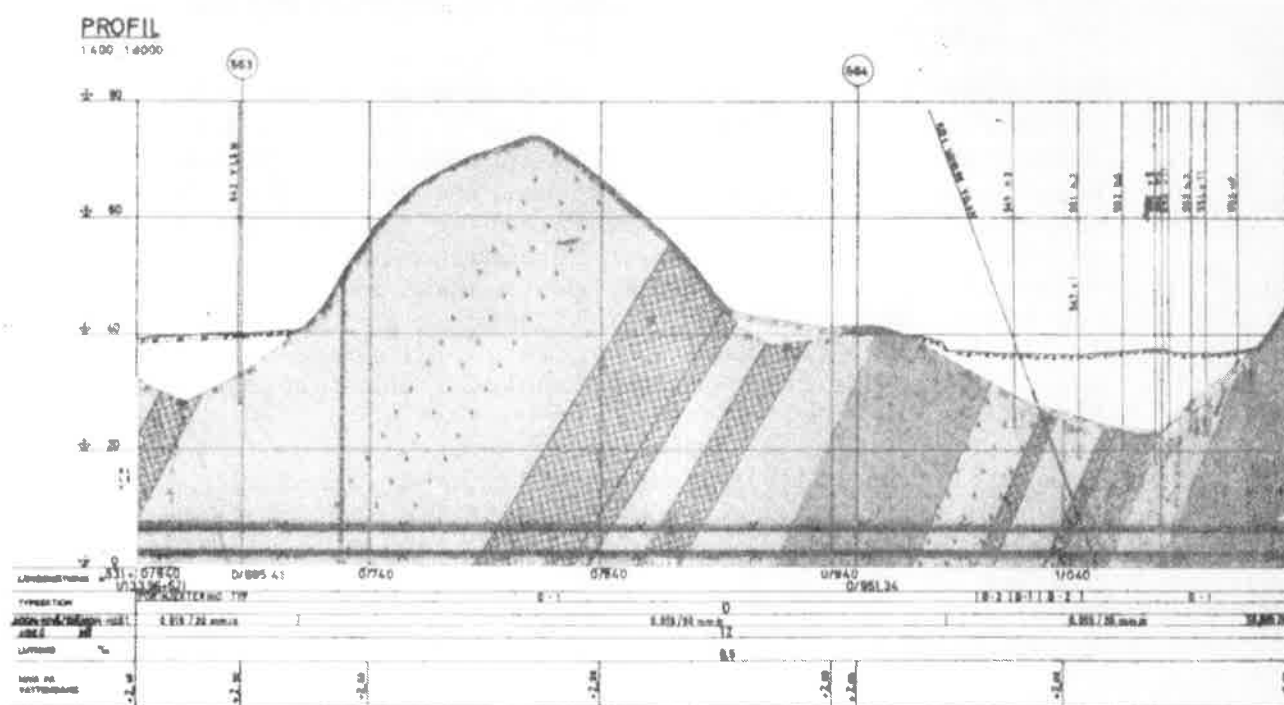
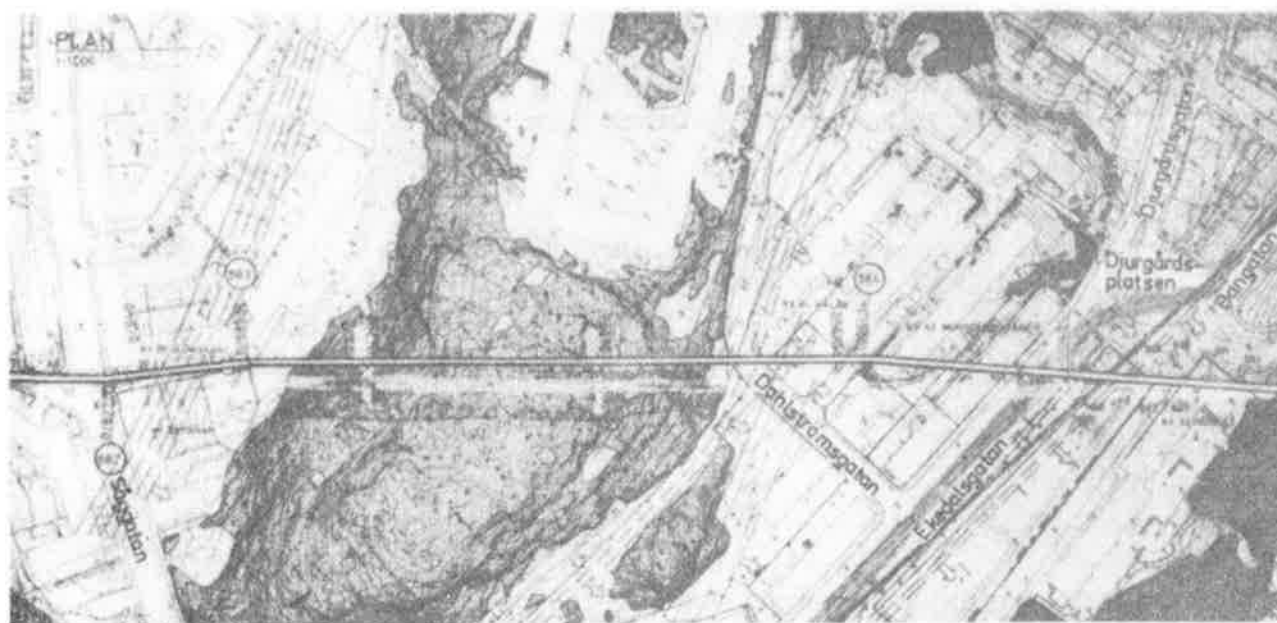
Den studerade tunneletappen - ca 8 km bergtunnlar inom bebyggelseområden - ingår som en del av det regionala tunnelnätet för spillvattenavledning, vilket färdigutbyggt kommer att omfatta ca 125 km. Vid påbörjandet av projektet inriktades såväl projektering som byggande på att med förebyggande åtgärder förhindra skadlig grundvattensänkning. För att erhålla ett såväl kvalitativt som kvantitativt tillförlitligt underlag för genomförande av tunnelprojekt inom bebyggelseområden har ett särskilt system för projektering, kontroll och uppföljning utvecklats.

I det följande redovisas en utvärdering av tillförlitligheten i tillämpad projekteringsmetodik samt injekterings- och förstärkningsbehovet med hänsyn till de geologiska förhållandena.

1 Projektering

Projekteringen inleddes med en översiktlig geologisk-tektonisk undersökning kompletterad med sonderingsborrningar inom jordtäckta områden. Undersökningarna, vilka redovisades som en tektonisk översiktskarta där de större stråken med sönderkrossad berggrund lokaliserats, bildade sedan underlag för en optimal teknisk-ekonomisk utformning av tunnelnätet med hänsyn till de va-tekniska förutsättningarna.

Längs preciserade tunnelsträckningar utfördes därefter en detaljerad kartering av bergarter och tektoniska element. Efter analys av framkomna data konstruerades en teoretisk modell av berggrunden. De fortsatta undersökningarna i form av seismiska mätningar, jordbergssondring och kärnborrning begränsades till att kontrollera den geologisk-tektoniska modellen.



GRUNDVATTENFLÖDE

Vattenförling: Bedömd grundvatteninläckning till tunneln från vattenförlande slag eller zoner om tätningsåtgärder ej vidtages.



"Ringa", fuktade bergtytor med enstaka vattendroppar.



"Måttligt", intensiv droppbildning, vilken stundtals kan övergå i rinnande vatten.



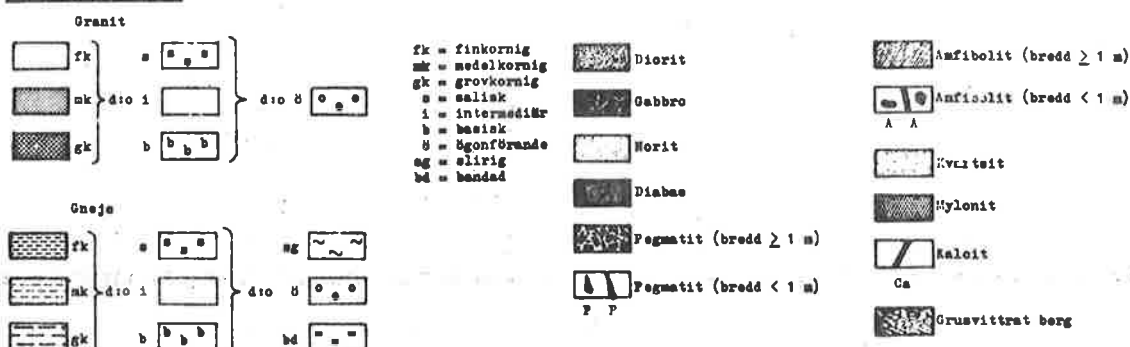
"Kraftigt", rinnande - spolande vatten, inläckningen vanligen koncentrerad till enskilda större öppna slag.

Fig 1

Plan- och profilritning (anbuds- och arbetsritning) med tillhörande beteckningssystem

BETECKNINGSSYSTEM FÖR GEOLOGISK-TEKTONISK UNDERSÖKNING

BERGARTER



TEKTONIK

Plastisk deformation

/ \ strykning och stupning av planskiffrighet (S-yta). / \ strykning och stupning av stänglighet (E-axel).

Rupturell deformation

Plan
Stupning

Profil

$\leq 75^\circ$ $> 75^\circ$

Slag: Sprickbildningar med bredd < 10 cm och längdutsträckning > 20 m.

Tektonisk zon: Sönderkrossade berggrundsstråk med bredd ≥ 10 cm.

- K1 "Skivigt berg", stråk där berggrunden är uppbruten längs huvudsakligen planparallella sprickor med ett inbördes avstånd ≥ 10 cm.
- K2 "Skiffrigt berg", stråk där berggrunden är uppbruten längs huvudsakligen planparallella sprickor med ett inbördes avstånd < 10 cm.
- K3 "Blockigt berg", stråk där berggrunden är uppbruten längs huvudsakligen korsande sprickesystem, som avgränsar block med en kantlängd ≥ 20 cm.
- K4 "Delvis sönderkrossat berg", stråk där berggrunden är uppbruten längs huvudsakligen korsande sprickbildningar, som avgränsar block med en kantlängd < 20 cm.
- K5 "Helt sönderkrossat berg", stråk där berggrunden är fullständigt fragmenterad av korsande sprickriktningar.
- S1 "Sekundärläkt sprickzon", stråk där sprickorna är ihopläkta av kvarts, kalcit, epidot etc.

LEROMVANDLING

Leromvandling: Omvandlingar i berggrunden, som medfört utbildning av lermineral av såväl svällande som ickesvällande typ.

- L1 "Lerslag", enskilda slag (bredd 0,5-10 cm) med lermineral mellan sprickplanen.
- L2 "Lergång", enskilda slag (bredd > 10 cm) med lermineral mellan sprickplanen.
- L3 "Zon med leromvandling i alla slag", tektoniska zoner där berggrunden är helt genomkorsad av lerslag.
- L4 "Allmän leromvandling", tektoniska zoner där hela berggrundsmassan är leromvandlad.



Analyserat lerprov innehållande svällande lermineral (främst montmorillonit men även svällande klorit eller vermikulit).



Analyserat lerprov innehållande s k "mixed-layer"-mineral (främst klorit-vermikulit).



Analyserat lerprov innehållande icke svällande lermineral (illit, kaolinit, klorit m fl).

Fig 2

Den geologisk-tektioniska undersökningen redovisas enligt för tunnelprojekt särskilt utformat system på anbuds- och arbetsritning. Ritningen redovisar 500 m tunnel med planbild, profil och typsektion samt sprängnings- och förinjekteringsföreskrifter (fig 1).

På ritningen har förekommande bergarter markerats med raster, vilka orienteras efter bergarternas strukturer (strykning och stupning). Avsnitt inom vilka svaghetszoner i berggrunden bedömes korsa tunnelsystemet har inlagts med särskild rasterbeteckning. Zonernas karaktär beskrives med hjälp av kodbeteckningar, vilka anger grad och typ av sprickighet, mineralomvandling och vattenföring. Till ritningen följer en textkommentar som beskriver berggrunden längs den aktuella sträckan (för beteckningar se fig 2).

Plan- och profilritningarna ger på detta sätt en såväl kvalitativ som kvantitativ bild av de avsnitt, som kan bedömas orsaka särskilda särigheter.

2 Tunnelkartering

Det aktuella tunnelsystemet har karterats i takt med drivningen och redovisats enligt samma beteckningssystem som vid projekteringen. Varje arbetsritning motsvaras härvid av en tunnelkarteringsritning omfattande samma sträcka. Karteringen redovisas för tunneltak och en väggsida i längdskala 1:500. Den tektoniska informationen har dessutom sammanställts i diagram för var 100 m. På ritningarna har införts utförda injekteringar och förstärkningar.

Den vid tunnelkarteringen valda skalan medger en mycket detaljerad dokumentation av de geologisk-tektioniska förhållandena. Karteringen tjänar inte endast ett dokumentärt syfte utan utgör även underlag för var och hur permanentförstärkningar skall utföras. Där driftförstärkningar i form av sprutbetong utförts innan den geologiska karteringen lämnas oftast små avsnitt osprutade så att en geologisk bedömning och kartering kan göras.

3 Jämförelse mellan projekteringsunderlag och karteringsresultat

Eftersom såväl den geologisk-tektioniska prognosen som tunnelkarteringen är utförda med hjälp av ett beteckningssystem som tydligt definierar olika typer av bergarter, sprickor, krosszoner, leromvandling etc möjliggörs en jämförelse mellan prognos och tunnelkartering.

Av totala tunnellängden, ca 8,2 km, utgörs i tunnelsträckningarna ca 40 % av berg i dagen och 60 % av jordtäckt mark.

3.1 Berggrund

Den geologiska prognosen rörande berggrundens sammansättning längs tunnelsträckningarna visar med smärre undantag mycket god överensstämmelse med tunnelkarteringen. Undantagen utgörs av smärre skivor eller linser av bergar-

ter som ej förekommer i bergblottningar inom det aktuella tunnelavsnitten. Helt dominerande bergarter längs sträckningen är granit, norit och gnejs.

3.2 Tektonik

Vid ytkarteringen för projekteringsunderlaget betecknas varje krosszon inom blottade bergpartier i enlighet med beteckningssystemets K-klassindelning (se fig 2). Efter sammanställning och utvärdering av materialet klassificeras de krosszoner, som bedömes förekomma inom jordtäkta avsnitt. I dessa fall betecknas zonerna vanligen med endast en K-klass.

Vid tidpunkterna för tunnelkarteringen har driftförstärkningar vanligen utförts. Tunnelavsnitt där berget är helt täckt av betong har sålunda ej kunnat karteras och har därmed ej heller kunnat jämföras med prognosen. Däremot har de avsnitt som bara är delvis betongförstärkta, klassificerats i enlighet med beteckningssystemet. Det i den följande jämförelsen upptagna meterantalet för betongsprutade, ej karterbara avsnitt gäller sålunda endast helt inklätt berg.

Tabell 1 Sammanställning av totala antalet meter krosszoner fördelade efter K-klass dels enligt projekteringsunderlaget (P), dels enligt tunnelkarteringen (T).

Uppkrossningsgrad										Betongsprutade ej karterbara avsnitt	Summa		
K1		K2		K3		K4		K5			T m	P m	T m
P m	T m	P m	T m	P m	T m	P m	T m	P m	T m				
110	207	149	65	334	548	180	202	0	0	275	773	1297	

En stor del av de konstaterade krosszonerna kan kopplas till projekteringsunderlaget d v s en i prognosen angiven krosszon motsvaras i anslutning till förutsatt läge av någon form av krosszon (K1 - K5) eller utförd betongsprutning i tunneln.

Tabell 2 Sammanställning av antal meter krosszoner som kunnat kopplas mellan projekteringsunderlaget (P) och tunnelkarteringen (T).

Uppkrossningsgrad										Betongsprutade ej karterbara avsnitt T m	Summa	
K1		K2		K3		K4		K5			P m	T m
P m	T m	P m	T m	P m	T m	P m	T m	P m	T m			
87	142	135	26	255	245	160	139	0	0	275	637	827

Av ovanstående sammanställning framgår att de karterade konnekterbara zonernas sammanlagda längd överstiger prognosen med drygt 20 %.

Krosszonerna har genomgående större bredd i tunneln än i projekteringsunderlaget. I huvudsak beror detta på att när en zon skär genom tunneln sker i många fall vid utsprängningen en ytlig uppsprickning i anslutning till zonen. Även vid inklädnad med sprutbetong fås ofta ett större antal meter inklätt berg än vad som motsvaras av krosszonens bredd. Detta beror på att inklädnaden mestadels börjar och slutar en bit från den ofta leromvandlade zonen där tunnelväggen är stabil nog att utgöra ett stöd för betongen.

Totala antalet krosszoner bedömdes uppgå till 82. Enligt tunnelkarteringen uppgår antalet till 93, varav 69 zoner eller ca 75 % är konnekterbara.

Avvikelsen är maximalt ca 15 m för zoner iakttagna i blottat berg med täckningen mer än 45 m.

Av de konnekterade zonerna är det endast ett fåtal där läget fastlagts med hjälp av seismik och borrhningar. Trots att mer än hälften av tunnelsystemet är jordtäckt är avvikelsen mindre än 10 m för 60 % av zonerna. Någon tendens hos prognosen att systematiskt ge antingen brantare eller flackare stupningar för de lutande krosszonerna har ej konstaterats.

Graden av uppkrossning i krosszonerna enligt den geologiska prognosen visar för de konnekterade zonerna god överensstämmelse med tunnelkarteringen.

För att undersöka orsakerna till den relativt stora avvikelsen mellan prognos och tunnelkartering för totala längden krosszoner sammanställs nedan skillnaden mellan sammanlagd zonbredd och bredd konnekterbara zoner.

Tabell 3 Sammanställning av skillnaden mellan totala antalet meter (tab 1) och sammanlagd bredd konnekterbara zoner (tab 2).

Uppkrossningsgrad										Betongsprutade ej karterbara avsnitt	Summa		
K1		K2		K3		K4		K5			T m	P m	T m
P m	T m	P m	T m	P m	T m	P m	T m	P m	T m				
23	65	14	39	79	303	20	63	0	0	0	136	470	

Av tabellen framgår att 136 m krosszon enligt prognosen ej kunnat konnekteras med tunnelkarteringen. Enligt tunnelkarteringen uppgår motsvarande restvärde till 470 m krosszoner. Efter reduktion för prognosens i textkommentar angivna zoner (110 m) återstår 360 m, vilket utgör en tredjedel av sammanlagda längden krosszon. Det aktuella

beteckningssystemet ger vid tunnelkarteringen en mycket noggrann dokumentation också av smala zoner med låg grad av uppkrossning. Huvuddelen utgöres av skivigt och blockigt berg (K1 och K3). Dessa typer av krosszoner medför vanligen med de aktuella spännvidderna inga större förstärkningar. Om ingen leromvandling uppträder i samband med krosszonerna brukar enstaka bergbultar vara enda förstärkningsåtgärden.

Vid uppdelning av totala antalet krosszoner med hänsyn till bildningssätt utgöres 44 % av skjuvzoner, 17 % av tensionszoner och 39 % av överskjutningszoner.

3.3 Leromvandling

I projekteringsunderlaget har angivits 62 krosszoner inom vilka någon typ av leromvandling bedömts förekomma. Vid tunnelkarteringen har lermineralisering iakttagits i 79 fall. Överensstämmelse mellan prognos och tunnelkartering föreligger i 49 av dessa, vilket motsvarar 62 % av totala antalet. Även den inbördes fördelningen överensstämmer väl.

Tabell 4 Sammanställning av leromvandlingstyper fördelade efter L-klass dels enligt projekteringsunderlaget (P), dels enligt tunnelkarteringen (T).

Leromvandlingstyp								Lera under sprutbetong	Summa	
L1		L2		L3		L4			P st	T st
P st	T st	P st	T st	P st	T st	P st	T st	T st		
45	49	0	5	17	14	0	1	10	62	79

INJEKTERING

Den systematiska förinjekteringen har i princip utförts enligt nedanstående.

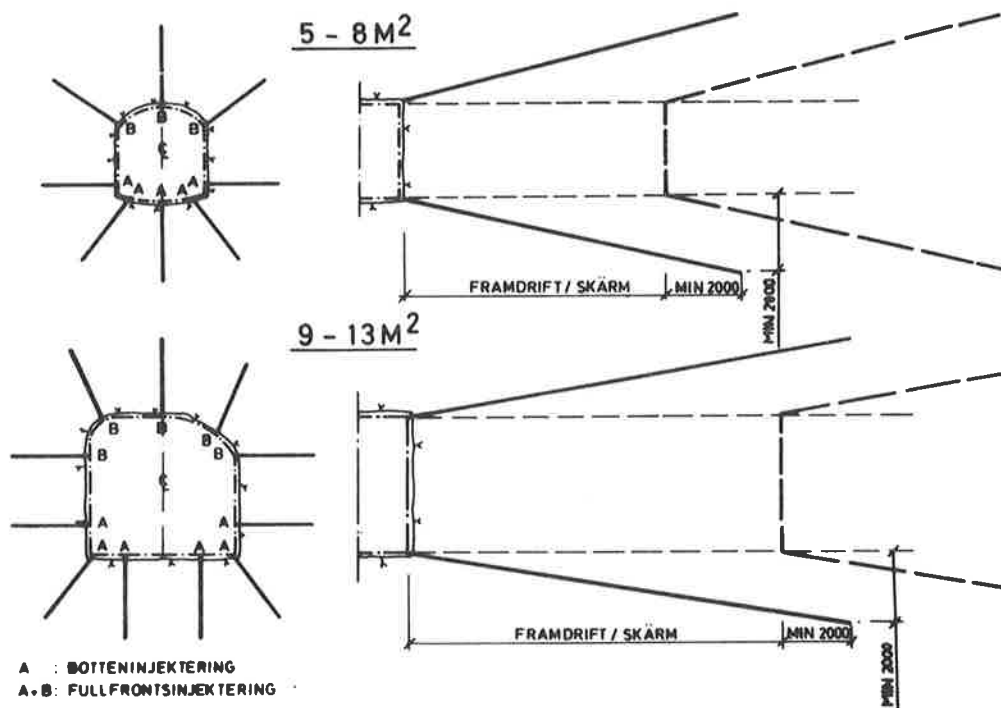


Fig 3 Förinjekteringsskärm

Längden av varje injekteringsskärm har entreprenören själv fått bestämma, dock fick utsprängning ske längst till 2,0 m från borrhålsskärmens front. Entreprenören arbetade normalt med 9 m borrhålslängd och tre salvor à 2,3 m per skärm i de små tunnlarna samt 12 m borrhålslängd och fyra salvor à 2,4 m per skärm i de större tunnlarna. Borrningen av injekteringshål utfördes av tunneldrivningslaget, medan själva injekteringsarbetet utfördes av underentreprenör.

För injekteringsarbetenas utförande gällde att kontrollanten ägde rätt att ändra hålanttal, hållplacering, hålllutning etc med hänsyn till de geologiska förhållandena.

Om vid borrning för salva inom för grundvattensänkning känsliga avsnitt grundvatten påträffades trots utförd fullfrontsinjektering, stoppades borrningen och kompletterande injekteringshål utfördes och injekterades. För kontroll av injekteringsarbetena,

vilka normalt bedrevs på tredje skift, tillämpades skiftgång även för bergkontrollanternas.

Förinjektering

I tunnelsystemet har totalt förinjekterats 740 ton cement eller 80 och 120 kg cement/tunnelmeter för 5-8 m²- respektive 9-13 m²-tunnlarna.

Tabell 5. Specifika kvantiteter för förinjektering.

Arbetstyp	5-8 m ² tunnlar		9-13 m ² tunnlar	
	Botteninjektering	Fullfrontsinjektering	Botteninjektering	Fullfrontsinjektering
Injekteringstyp % av tunnellängd	92	8	84	16
Cementmängd kg/tunnelmeter	70	285	80	240
Specifik borrhning borrmeter/tunnelmeter	8,5	19,5	8,5	18,4
Specifikt hålantal antal borrhål/tunnelmeter	1,1	2,5	0,9	2,0

Tilläggskostnaden för förinjektering motsvarar vid botteninjektering i genomsnitt ca 30-35 % och vid fullfrontsinjektering ca 75 och 100 % av sprängningskostnader för 9-13 m²- respektive 5-8 m²-tunnlarna.

För att undersöka hur den specifika injekteringsåtgången påverkas av bergbeskaffenheten har injekteringsresultaten bearbetats och indelats med hänsyn till injekteringstyp och bergbeskaffenhet i fem grupper. Materialets fördelning på bergbeskaffenhetsgrupper med avseende på kvalitet, bergart och tunnelarea framgår av fig 4.

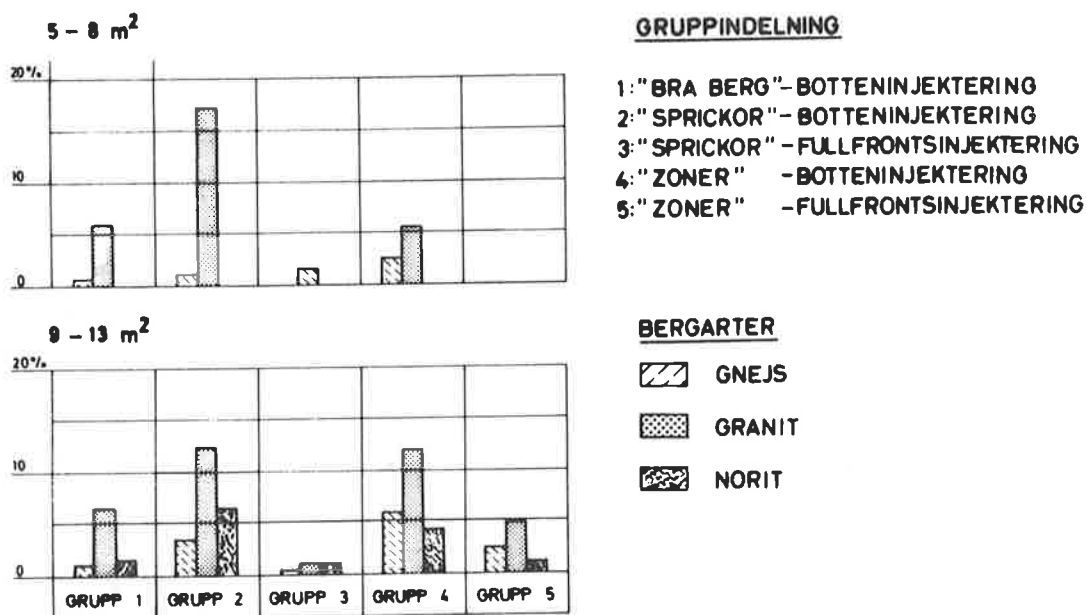


Fig 4 Gruppindelning samt bergartsfördelning i procent av tunnellängden

Någon tydlig bergartsmässig inverkan på injekteringsåtgången föreligger ej för de tre huvudbergarterna.

Bergkvaliteten har avgörande betydelse för injekteringsåtgången vid såväl botten- som fullfrontinjektering. Vid injektering i "bra berg" har för 5-8 m²- och 9-13 m²-tunnlarna den specifika injekteringsåtgången normalt legat kring 15-20 respektive 25-35 kg cement/tunnelmeter. Motsvarande värden har vid botteninjektering i "berg med sprickor" och "berg med zoner" ökat ca 30 respektive ca 130 %. Vid fullfrontsinjektering av zoner för arean 9-13 m² ligger värdena genomsnittligt ca 5 gånger högre än i "bra berg".

Med hänsyn till krosszonernas bildning sätts här vid botteninjektering cementåtgången för tensionszoner i huvudsak legat i intervallet 0-50 kg/m. Skjuv- och överskjutningszoner har i genomsnitt krävt ca 50 respektive 100 % högre injekteringsåtgång än tensionszonerna. Motsvarande inbördes förhållande mellan skjuv- och överskjutningszoner föreligger även vid fullfrontsinjektering.

Medelvärdet för botteninjekterade respektive fullfrontsinjekterade krosszoner uppgår till 75 respektive 205 kg/m.

Krosszonernas grad av uppökning (K1-K4) ger en med högre K-klass ökad injekteringsåtgång.

gång. Sålunda erhålls för botteninjektering en spridning i medelvärdena för K-klasserna mellan 65 till 115 % av medelvärdet för samtliga botteninjekterade zoner. Motsvarande spridning för fullfrontsinjekterade zoner ligger inom intervallet 50-140 %.

Efterinjektering

Med ledning av utförda läckvattenmätningar, geologisk tunnelkartering och okulärbesiktning samt bedömning av risken för grundvattensänkning har den utförda förinjekteringen successivt kompletterats med efterinjektering med cement. Inom begränsade avsnitt har även injektering med silikatbaserat injekteringsmedel utförts.

Kvantiteter och kostnader

Efterinjekteringen uppgår till totalt 276 ton cement eller ca 20 och 50 kg cement/m för 5-8 m²- respektive 9-13 m²-tunnlarna. Kemisk injektering har omfattat totalt 5 ton silikatbaserat injekteringsmedel.

Tabell 6 Specifika kvantiteter för efterinjektering.

Arbetstyp	5-8 m ² tunnlar Förinjekterad		9-13 m ² tunnlar Förinjekterad	
	botten	fullfront	botten	fullfront
Andel efterinjekterade förinjekteringsskärmar %	12	10	17	34
Cementmängd kg/meter efterinjekterad förinjekteringsskärm	150	90	270	120
Specifik borrhning borrmeter/meter förinjekteringsskärm	10,3	3,0	22,5	6,0
Specifikt hålantal antal borrhål/meter förinjekteringsskärm	3,0	1,0	3,9	1,5

Såsom verksam längd för efterinjektering har räknats längden av den efterinjekterade förinjekteringsskärmen.

Tabell 7 Total injekteringskostnad.

Injekteringstyp	5-8 m ² tunnlar Förinjekterad		9-13 m ² tunnlar Förinjekterad	
	botten	fullfront	botten	fullfront
Efterinjektering kr/tunnelmeter	150	70	285	220
Förinjektering kr/tunnelmeter	510	1 350	500	1 250
Total injekteringskost- nad kr/tunnelmeter	660	1 420	785	1 470

Totalt uppgår för- och efterinjekteringskostnaden till ca 50-60 % av sprängningskostnaden vid förinjektering av enbart botten och ca 100 % vid fullfrontsinjektering.

Vid upprättandet av förfrågningsunderlaget för tunnel-entreprenaden bedömd omfattning av injekteringsarbetena samt slutliga kvantiteter och kostnader framgår av nedanstående tabell.

Tabell 8 Sammanställning över bedömda injekteringskvantiteter, kostnader enligt anbud och verkligt utfall.

Arbetstyp	Kvantitet		Kostnad	
	Bedömd	Verklig	Anbud	Slutlig (exkl index)
<u>Förinjektering</u>				
Borrning m	65 700	69 900		
Borrhål st	12 600	7 990		
Cement ton	651	740		
Kostnad Mkr			3,90	3,83
<u>Efterinjektering</u>				
Borrning m	10 500	20 630		
Borrhål st	2 180	4 140		
Cement ton	320	276		
Kostnad Mkr			0,96	1,62
<u>För- och efterinjektering</u>				
Borrning m	76 200	90 530		
Borrhål st	14 780	12 130		
Cement ton	977	1 016		
Kostnad Mkr			4,86	5,45

Förinjekteringsprognosen överensstämmer väl såväl vad avser cementåtgång som kostnad med verkligt utfall. Även cementåtgången för efterinjektering är hyggligt uppskattad, däremot har hålantals och bormeter praktiskt taget fördubblats. Totalt överstiger de verkliga injekteringskostnaderna ej prognosen med mer än 12 %.

Komplettering av utförd förinjektering med efterinjektering har inom de enbart botteninjekterade avsnitten utförts i 12 och 17 % av antalet botteninjekterings-skärmar för 5-8 m² respektive 9-13 m²-tunnlar. Motsvarande värden för fullfrontsinjektering uppgår till 10 respektive 34 %.

Liksom vid förinjektering har bergkvaliteten betydelse för omfattningen av erforderlig efterinjektering. Jämfört med gruppen "bra berg" har "berg med sprickor" och "berg med zoner" fordrat efterinjektering i dubbelt respektive fyra gånger så stor andel av injekterings-skärmarna.

Överskjutningszoner har i genomsnitt krävt dubbelt så hög specifik efterinjektering som skjuv- och tensionszonerna.

Med hänsyn till krosszonernas uppdelning efter uppkrossningsgrad (K1-K4) visar medelvärdena för efterinjektering i bottenförinjekterade skärmar en med högre grad av uppkrossning ökad injekteringsåtgång. Förinjekteringsskärmarna i K3- och K4-zoner har krävt ca dubbelt så hög efterinjekteringsfrekvens som K1- och K2-zonerna.

För att undersöka möjligheterna att komplettera cementinjekteringar inom mycket finsprickiga avsnitt gjordes försök med silikatbaserade injekteringsmedel. För närvarande är dock tekniken ej tillräckligt utprovad för att till rimlig kostnad rutinmässigt kunna tillämpas.

SPRUTBETONG

Kvantiteter och kostnader

Totalt har i samband med tunneldrivningen utförts 6 900 m² driftförstärkning med sprutbetong eller 5 och 12 % av teoretisk vägg- och takyta för 5-8 m²- respektive 9-13 m²-tunnlarna.

Permanentförstärkningen har uppgått till totalt 11 600 m² sprutbetong eller 14 och 17 % av teoretisk vägg- och takyta för 5-8 m²- respektive 9-13 m²-tunnlarna.

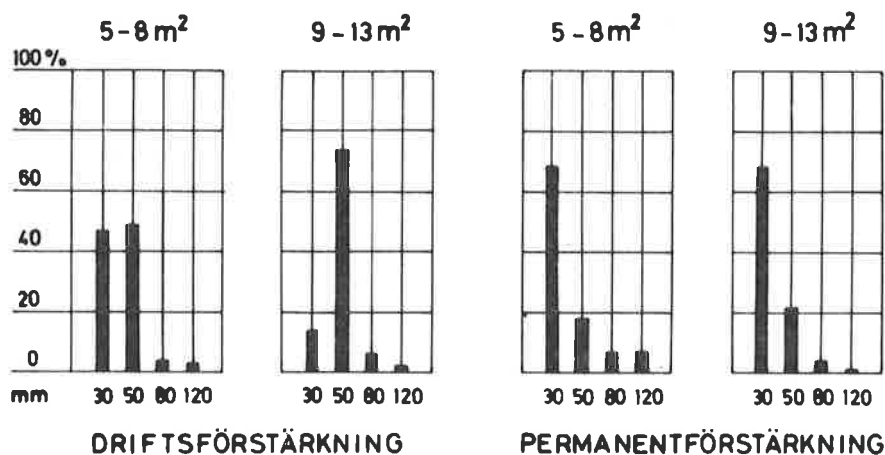


Fig 5 Drift- och permanentförstärkningens procentuella fördelning efter tjocklek för tunnelareorna 5-8 m² och 9-13 m²

Såsom komplement till sprutbetongen har i mindre omfattning även bultning använts, totalt cirka 350 bult.

Vid upprättandet av förfrågningsunderlaget bedömdes kvantiteterna uppgå till totalt 9 350 m² driftförstärkning och 14 500 m² permanentförstärkning motsvarande en kostnad av totalt 998 000 kronor. Verkliga kostnaderna uppgår till 768 000 kronor exkl index.

Med beaktande av att materialet bergartsmässigt domineras av granit (70 % av tunnelsträckan) kan man konstatera att i fråga om driftförstärkning ingen markant skillnad föreligger för de tre huvudbergarterna. Permanentförstärkning ligger däremot i gnejsavsnitten ca 50 % högre än i granit och ca 100 % högre än i norit. Inklädda och därigenom ej karterbara avsnitt är huvudsakligen belägna inom gnejspartierna, vilket ytterligare förstärker den ovan angivna tendensen.

Driftförstärkning har krävts för halva sträckan av skjuv- och överskjutningszoner. Tensionszoner har ej föranlett driftförstärkning.

Med hänsyn till graden av uppkrossning (K1-K4) har driftförstärkning förekommit huvudsakligen inom klasserna K3 och K4.

Med avseende på tunnelareans storlek har skjuv- och tensionszoner krävt betydligt mindre såväl drift- som permanentförstärkning i de små tunnarna än i de större. För överskjutningszonerna föreligger ingen sådan skillnad.

Permanentförstärkning har fordrats på ca 70-80 % av totala zonlängden. Någon markant skillnad mellan tektoniska zontyper framgår ej.

Resultat av tunneltätningen

Vid de utförda läckvattenmätningarna har momentant vid vissa mätvallar läckvattenmängder upp till 100 l/min·km registrerats. De höga värdena har genom kompletterande efterinjekteringar snabbt reducerats till maximalt 20-30 l/min·km. I slutskedet, då efter noggrann genomgång av uppträdande läckage ytterligare efterinjekteringar utförts, uppmättes för hela tunnelsystemet ett specifikt grundvattenläckage av 13 l/min·km.

Bortsett från de nederbördsberoende grundvattenfluktuationerna har någon förändring i grundvattennivån till följd av tunneldrivningen ej kunnat spåras. Ej heller har någon av de inventerade brunnarna påverkats av tunneldrivningen.

Enligt de utförda sättningsmätningarna pågick inom vissa delområden sättningar upp till 10 mm/år innan tunnelarbetena påbörjades. Hittills utförda avvägningar visar ej i något fall tendens till ökad sättning i samband med tunneldrivningen.

KOSTNADSBEDÖMNING

Kostnaderna för injekterings- och förstärkningsarbeten är på projekteringsstadiet oftast svåra att bedöma. Som framgår av undersökningsmaterialet föreligger ett tydligt samband mellan bergkvalitet samt injekterings- och förstärkningsinsatser. Kostnadsbedömningen bör därför baseras på en detaljerad geologisk-tektionisk undersökning. I nedanstående diagram skisseras hur inverkan av bergkvaliteten påverkar kostnaderna för injektering och förstärkning.

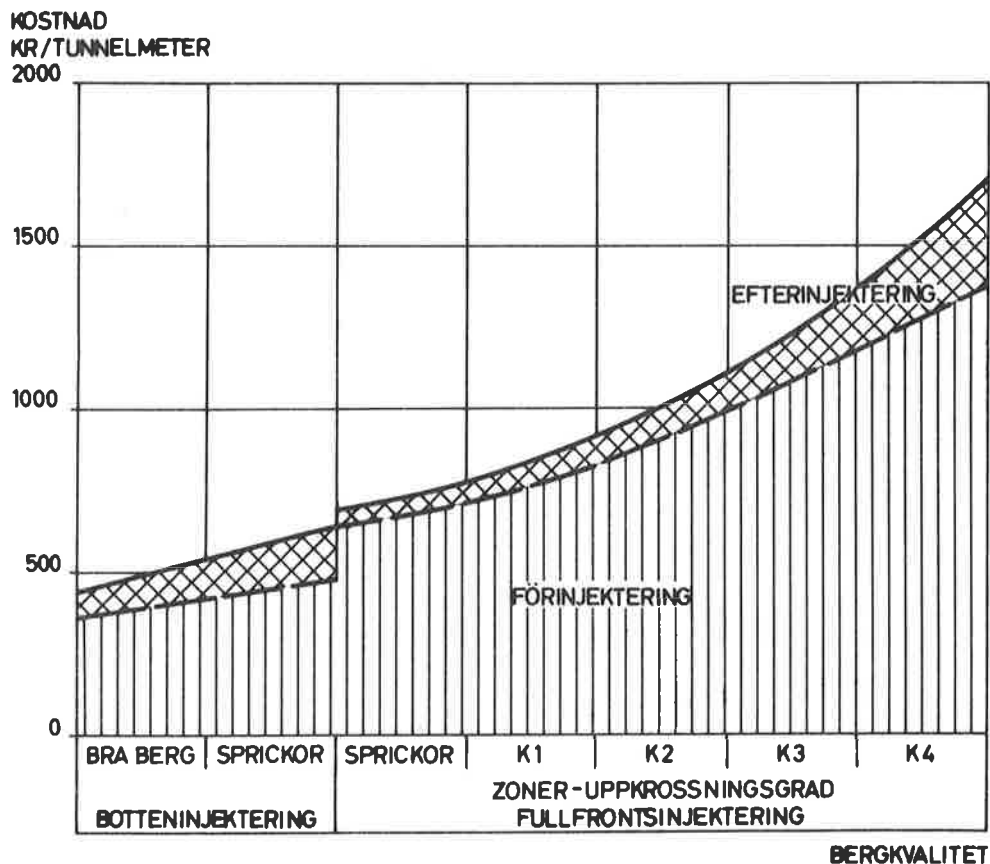


Fig 6 Kostnad för cementinjektering av 12 m²-tunnel med hänsyn till bergkvalitet (1974 års prisläge)

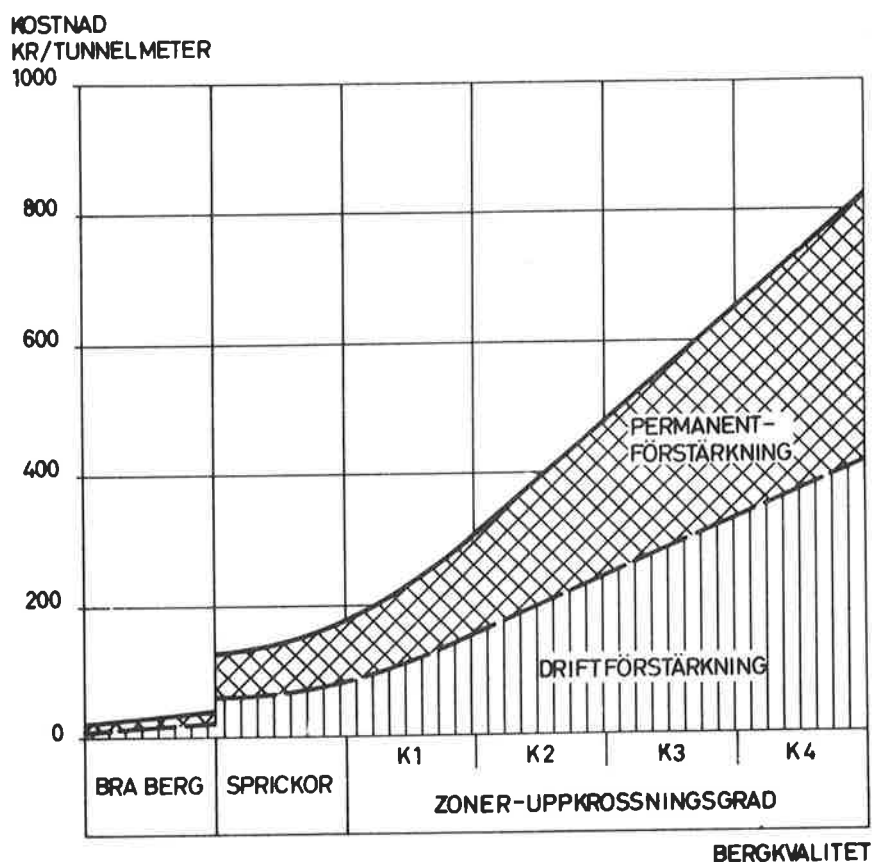


Fig 7 Kostnad för sprutbetongförstärkning av 12 m²-tunnel med hänsyn till bergkvalitet (1974 års prisläge)

Ovan angivna trend mellan kostnad och bergkvalitet är baserad på ett begränsat underlag, men visar dock tydligt att en systematisk redovisning av de bergbyggnadstekniska förutsättningarna ger möjlighet till kvalificerad kostnadsbedömning.

Sammanfattning

Projektering

Den studerade tunneletappen - ca 8 km bergtunnlar inom bebyggelseområden - ingår som en del av det regionala tunnelnätet för spillvattenavledning, vilket färdigutbyggt kommer att omfatta ca 125 km. Vid påbörjandet av projektet inriktades såväl projektering som byggande på att med förebyggande åtgärder förhindra skadlig grundvattensänkning. För att erhålla ett såväl kvalitativt som kvantitativt tillförlitligt underlag för genomförande av tunnelprojekt inom bebyggelseområden har ett särskilt system för projektering, kontroll och uppföljning utvecklats.

Projekteringen omfattar härvid översiktlig geologisk undersökning, grundundersökningar och detaljerad geologisk-tektonisk kartering, varigenom en teoretisk modell av berggrunden kan konstrueras. Härigenom kan kompletterande undersökningar i form av seismiska mätningar, jordbergsondering och kärnbörning begränsas till att kontrollera den geologisk-tektoniska modellen. Berggrundförhållandena i tunnelsträckningarna redovisas på blivande anbuds- och arbetsritningar i plan och profil med avseende på bergartstyp, grad av uppkrossning, mineralomvandling och vattenföring i förekommande krosszoner.

För det aktuella projektet har projekteringsunderlagets tillförlitlighet undersökts genom jämförelse med resultaten från geologisk kartering av utsprängd tunnel. Bergartsmässigt visar modellen mycket god överensstämmelse med tunnelkarteringen. Trots att större delen av tunnelsystemet är jordtäckt har en tillfredsställande prognos rörande bergförhållandena på tunnelnivå kunnat göras utan kostsamma borrhningar. Av i prognosen redovisade krosszoner har 75 % kunnat konnekteras med tunnelkarteringen. Huvuddelen av ej konnekterbara zoner utgöres av skivigt och storblockigt berg, som normalt ej medför förstärkning. Den i prognosen gjorda kvalitativa indelningen av krosszonerna med hänsyn till tektonisk typ och grad av uppkrossning överensstämmer väl med de verkliga förhållandena. Bedömd leromvandling i berggrunden visade såväl kvantitativt som kvalitativt god överensstämmelse med de verkliga förhållandena.

Injektering och förstärkning

I förfrågningsunderlaget för tunneletappen föreskrevs att för hela tunnelsystemet tunnelbotten skulle systematiskt förinjekteras med cement och att avsnitt med grundvattenförande slag och zoner skulle fullfrontsinjekteras. Det tillämpade beteckningssystemet har möjliggjort en jämförelse mellan bergkvalitet och cementåtgång vid för- och efterinjektering samt förstärkning.

Bergartsmässig inverkan på injekteringsåtgång föreligger ej.

Bergkvaliteten har avgörande betydelse vid såväl för- som efterinjektering. Tensions-, skjuv- och överskjutningszoner kräver i nämnd ordning en ökande injekteringsåtgång. Krosszonernas indelning med hänsyn till grad av uppkrossning ger en med ökad uppkrossning stigande injekteringsåtgång.

För driftförstärkningsbehovet föreligger ingen bergartsbetingad skillnad. Däremot har gnejs krävt betydligt mer permanentförstärkning än de övriga huvudbergarterna granit och norit.

Driftförstärkning har för skjuv- och överskjutningszoner krävts på ungefär halva antalet meter krosszon av dessa typer, medan tensionszoner normalt ej fordrat någon insats. Permanentförstärkning har utförts på ca 70-80 % av totala antalet meter krosszon.

Indelningen av zoner efter grad av uppkrossning visar att endast klasserna "blockigt berg" och "delvis sönderkrossat berg" fordrat driftförstärkning.

Resultat

Med hänsyn till hittills vunna erfarenheter bedöms systematisk för- och efterinjektering vara enda möjligheten att begränsa riskerna för skadlig grundvattensänkning i samband med tunneldrivning.

Kostnadsbedömning

De under avsnitten, injektering och sprutbetong redovisade resultaten beträffande inverkan av geologisk struktur ger för närvarande enbart vissa trender, men visar dock att beteckningssystemet ger en möjlighet till kvalificerad kostnadsbedömning samt effektiv planering och styrning av tätnings- och förstärkningsinsatser.

Detta föredrag utgör en sammanfattning av en rapport som delvis bekostats av forskningsanslag från Statens råd för byggnadsforskning till Göteborgs vatten- och avloppsverk.

Rapporten R4:1976 distribueras av Svensk Byggtjänst, Box 1403, 111 84 Stockholm.

SUMMARY

The sealing of rock tunnels.
Methods for investigation, grouting and reinforcement.

This investigation concerns the evaluation of experience gained during construction of one of the tunnels for the Gothenburg Minicipal Water Supply and Sewerage Undertaking underneath the central parts of the City.

On the basis of the experience gained so far, it is considered that systematic pre- and post-grouting is the only possibility of limiting the risks of damage due to lowering of the ground water table in conjunction with tunneling.

Design

The studied part of the tunneling works - about 8 km of rock tunnels underneath the built-up area - is part of the regional network of tunnels for the sewerage system which, when completed, will have a total length of about 125 km. Right from the beginning of the project, both design and construction methods were concentrated on prevention of damage, due to lowering of the ground Water tabel. In order to build up a qualitatively and quantitatively reliabel body of data relating to tunnel projects in built-up areas, a special system was developed for the design, checking and follow-up processes.

The design thus comprises outline geological investigation, soil investigations and detailed geological-tectonic mapping, in which way a theoretical model of the rock can be constructed. In this way it is possible for supplementary investigations in the form of seismic measurements, soil and rock probes and core drilling to be confined to a check on the geological-tectonic model. The rock conditions on the line of the tunnel are shown on the tender and working drawings, in plan and section, in the form of rock type, degree of crushing, mineral alteration and water flow in any crush zones.

In the initial stage of design, outline geohydrological investigations and surveys are also performed in order to provide information on which an assessment can be made concerning the influence area of the tunnel, the consequences of a lowering of the ground water table, and the measures that must be taken to ensure that the ground water balance is not upset. A grid for ground water observations and settlement measurements is established at an early stage.

On the basis of data of this nature, the designer is to decide what sealing measures are necessary, and what restrictions must be placed on blasting in view of the surrounding buildings. The specifications are entered on the tender and working-drawing.

During both the tendering and construction stages, the contractor has such clear description of the rock conditions that he can make detailed plans for tunneling, sealing and reinforcement work.

During the construction stage, the resident engineer carries out continuous checks on the rock forecasts, decides where grouting is necessary, and supervises the work. The ground water table and settlements are continuously monitored. Buildings within 50 m of the tunnel are inspected both before and after blasting. Vibration measurements are made to ensure that the stipulated restrictions are complied with, and any seepage of ground water into the tunnel is measured continuously.

Geological conditions at the level of the tunnel, as well as the measures taken to seal and reinforce the tunnel, are documented on the same drawing.

In the case of the present project, the reliability of the design data was investigated by comparing this with the results of geological mapping of the constructed tunnel. As regards rock type, the model is in very good agreement with the tunnel survey. In spite of the fact that most of the tunnel system is underneath soil cover, it was possible to make a satisfactory forecast of rock conditions without expensive test drilling. Of the crush zones shown in the forecast, 75 % could be connected with the tunnel survey. Most of the zones which cannot be so connected consist of rocks in bands or large blocks which do not normally require reinforcement. The qualitative classification of the crush zones made in the forecast concerning tectonic type and degree of crushing is in good agreement with actual conditions. The alteration degree of argillaceous metamorphosis in the forecast showed, both qualitatively and quantitatively, good agreement with actual conditions.

Grouting and reinforcement

In the invitation to tender for the tunnel works, it was specified that the tunnel bottom in the whole tunnel system should be systematically pre-grouted with cement, and that sections containing waterbearing faults and zones should be grouted over the full face. Owing to the classification system used, it was possible to compare rock quality with cement consumption for pre- and post-grouting and for reinforcement.

There is no effect on the amount of grouting due to rock type.

The quality of rock is of critical significance for both pre- and post-grouting. Tension, shear and overthrust zones, need, in the order mentioned, increasing amounts of grout. The greater the degree of crushing in a crush zone, the larger the amount of grout that has to be used.

As far as temporary reinforcement during the work is concerned, there is no difference due to rock type. On the other hand, gneiss required considerably more permanent reinforcement than the other main rocks, granite and norite.

Temporary reinforcement was required over about half the distance in crush zones of the shear and overthrust type, while tension zones normally required no reinforcement. Permanent reinforcement was applied over about 70-80 % of the total distance through crush zones.

Classification of the zones on the basis of the degree of crushing shows that only "partially crushed rock" and "blocky rock" necessitated temporary reinforcement.

Ground water observations

1 1/2 years after completion of the tunnel works, ground water observations and settlement measurements inside the estimated risk areas show no effects which can be related to the tunnel works.

Ground water seeping into the tunnel system was measured during the construction period, and the results, used as the basis in deciding on supplementary grouting operations. In the final stage, the amount of water seeping into the tunnel was found to be, on average, 13 litres/min per km of tunnel.

Tendering

The work was tendered for on a measured contract basis, the quantities for the grouting and reinforcement being based on the available geological information. In the case of grouting and reinforcement, the total difference between the tender price and the final cost (excl. index adjustment) was less than 10 %. The cost of grouting, for bottom grouting, is about 50 % of blasting costs and, for full-face grouting, 100 % of these; in monetary terms 600-800 Skr/m and 1400-1500 Skr/m tunnel respectively, inclusive of the cost of secondary grouting, for tunnel areas of 5-13 m².

The design and tendering system described above was later applied in the case of a further tunnel projects, one of which is now in use. In this case also the results of the grouting operations are very satisfactory.

Estimate of costs

The results described in the sections grouting and shotcrete, with regard to the effect of the geological structure, exhibit only certain trends at present, but it appears that the classification system used makes possible a realistic estimate of the costs, as well as effective planning and control, of grouting and reinforcement measures. In order to enlarge the scope of the method, it is desirable that the material should be supplemented by processing of the results of projects now in progress.

SPRICKVATTENTRYCKSMÄTNINGAR - ERFARENHETER AV FÄLTMÄTNINGAR I TRE STOCKHOLMSTUNNLAR

Measurement of Pressure of Spatial Water
in Rock - Results of Field Recordings in
Three Tunnels in Stockholm

Fil lic Göran Bergman, BERGKONSULT Sven Tyrén AB,
Stockholm.

Vid projektering och utsprängning av berganläggningar läggs numera stor vikt vid risken för inläckning och grundvattensänkning. För att kontrollera grundvattensituationen utplaceras grundvattenobservationsrör för kontroll av grundvattentrycket i god tid före utsprängningen. Mätvallar byggs efter utsprängning i tunneln för att kontrollera inläckande vattenmängder. För att bättre kunna kontrollera grundvattentrycket kom ett förslag fram i tunneltätargruppen, där Buster Sund var medlem, att man mera regelmässigt skulle mäta vattentrycket i bergsprickorna kring berganläggningar. Tunneltätargruppen bildades under BFR:s programgrupp för geohydrologisk forskning. Bo Alte, som ingick i denna grupp, har anslag från BFR med titeln "Bestämning av sprickvattentryck i berg kring tunnlar och bergrum med hänsyn till risken för grundvattensänkning".

Vid några tillfällen under de gångna 10 åren har Bergkonsult använt manometrar för att studera vattentrycket i berget intill tunnlar. På senare tid har frågan om att mäta trycket mera kontinuerligt kring utsprängda tunnlar åter aktualiserats i samband med skadlig grundvattensänkning. Efter att frågan behandlades i tunneltätargruppen studerade vi mera ingående resultaten från tidigare försöksmätningar och började utföra sprickvattentrycksmätningar vid de fortlöpande injekteringsarbeten som vi har övervakat i tunnlar.

Sprickvattentrycksmätare

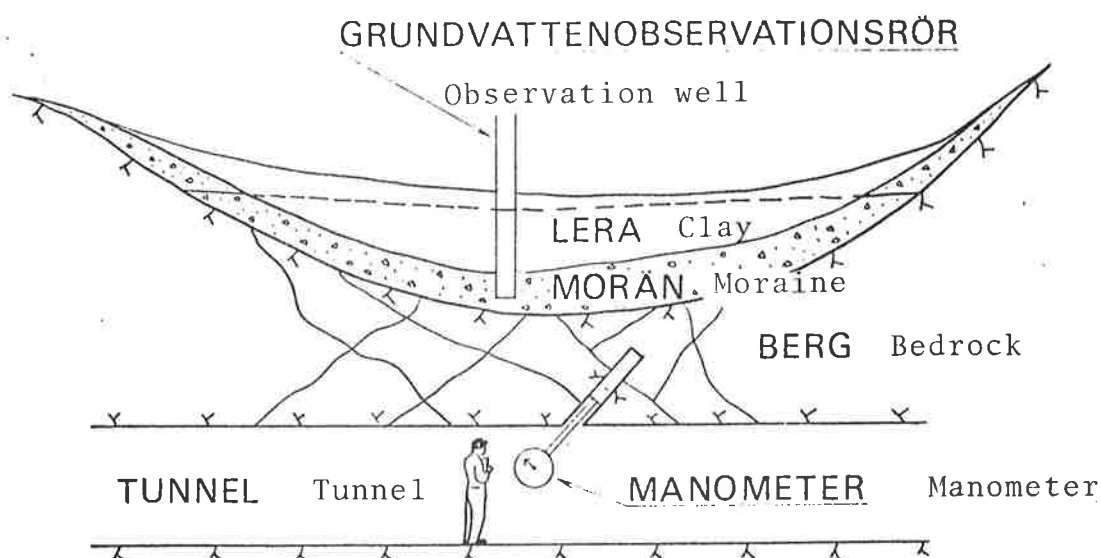
För mätning av sprickvattentrycket har en precisionsmanometer använts som kopplats till en vanlig injekteringsmanschett. Noggrannheten på avläsningarna är $0,001 \text{ MPa} = 0,01 \text{ kp/cm}^2$, dvs man kan avläsa en tryckskillnad på $0,1 \text{ m}$. Felvisningen är enligt tillverkaren $\pm 0,5 \%$ över hela skalan. Figur 1.



Figur 1 Precisionsmanometer för sprickvattentrycks-
mätning i berg.

Precisionsmeter used for measuring spatial
waterpressure in rock.

Mätningarna har utförts i tre olika tunnlar och inom
områden där grundvattentrycket samtidigt observerats
i öppna observationsrör nedslagna i friktionsjorden.
Figur 2.



Figur 2 Principskiss för sprickvattentrycksmätning
i berg.

Sketch showing method of measuring spatial
waterpressure in rock.

Av ca 1 000 borrade hål för injektering har 100 hål provmätts, och 33 st av dessa har uppvisat mätbart tryck. Borrhålslängden har varierat mellan 2,4 - 15,0 m och diametern på hålen har varit 45 mm. Trycket mättes genom att en injekteringsmanschett ca 1,2 m lång placerades i borrhålet och en manometer kopplades på manschetten. Avläsning utfördes omedelbart och med jämna mellanrum upp till 3 timmar. När trycket stabiliserats avbröts mätningen och maximivärdet antecknades. Vissa hål hade ett stabilt tryck vid första avläsningen medan andra ökade successivt upp till jämvikt. Borrhålets läge och riktning noterades också noga för att senare kunna mäta in manometerns höjdläge.

För de 33 st specialstuderade hålen har jämförelse utförts mellan uppmätt sprickvattentryck i tunneln och observerat grundvattentryck i grundvattenobservationsrör. Tabell 1.

Samband mellan manometertrycket och borrhålslängd har studerats och samband mellan manometertryck och borrhålsspetsens avstånd till bergytan. Man skulle exempelvis kunna tro att ju närmare borrhålet låg bergytan och jordlagren desto bättre skulle sprickvattentryck och observerat grundvattentryck överensstämma. Inga sådana samband har dock kunnat konstateras. Däremot kan man konstatera att några av de bästa värdena erhållits då grundvattentrycket är observerat i ett bergborrhål.

Resultat

Genomgående kan sägas att alla sprickvattentrycksmätningar ligger lägre än observerat grundvattentryck. Figur 3. En förklaring kan vara att sprickvattnet i berget ej har hydraulisk kontakt med det i friktionsjorden observerade grundvattentrycket. En annan förklaring är att tunneln ej är helt tät och en strömning av grundvatten sker mot tunneln och fullt tryck erhålls därför inte. Den sistnämnda förklaringen torde vara svaret på skillnaden mellan trycket i öppna röret och manometertrycket för somliga av de här relaterade mätningarna.

Ett histogram där manometertrycket är uträknat som % av observerat grundvattentryck visar att "felprocenten" i mätningarna är stor. Figur 4.

Slutsats

Sprickvattentrycksmätning är en ytterst osäker metod att kontrollera grundvattentrycket ovanför en utsprängd berganläggning i avsikt att gardera sig mot skadlig grundvattensänkning. Metoden kan ej ersätta konventionella grundvattenobservationer i rör och mätning av inläckning vid mätdammar.

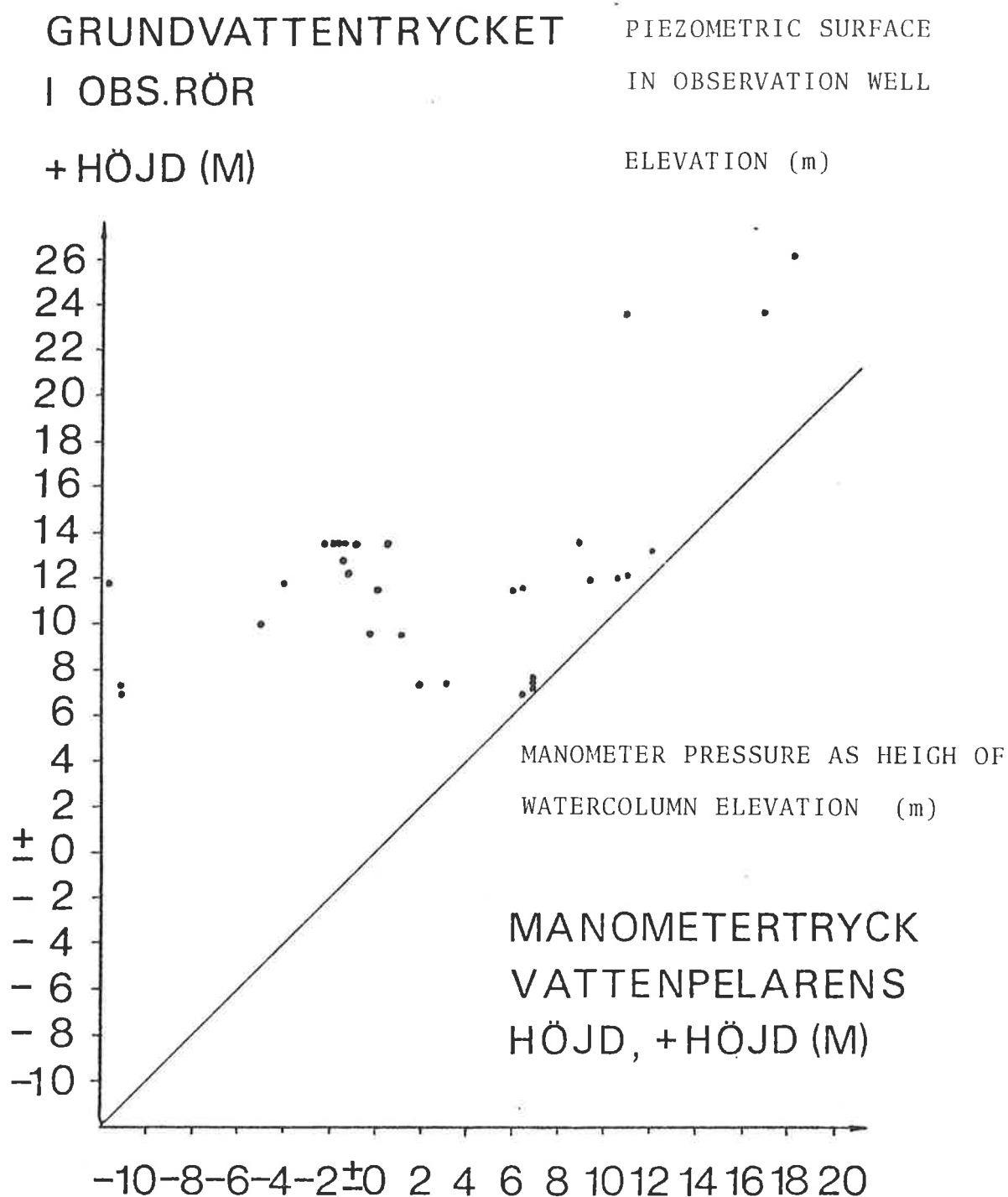
TABELL 1

SPRICKVATTENTRYCKSMÄTNING

Table 1

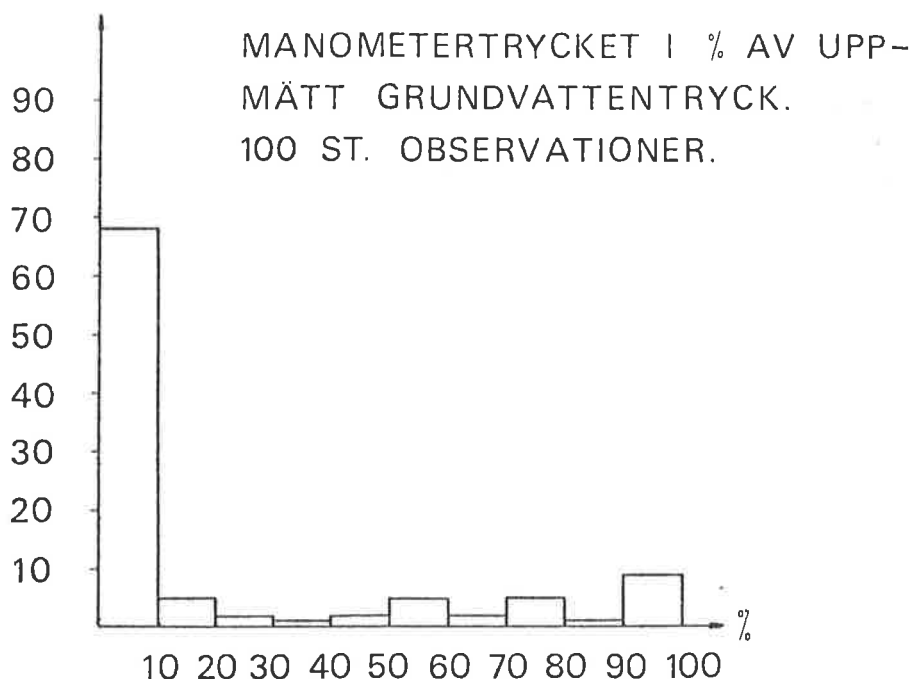
Measurement of Spatial Waterpressure

Hål	Grundvatten tryck +höjd (m)	Manometertryck MPa	+höjd (m)	Manometertryck i % av uppmätt grundvattentryck	Borrhålslängd (m)	Anmärkning
Hole	Piezometric surface elev. (m)	Manometer- pressure MPa	+elev. (m)	Manometerpress- ure in % of measured piezo- metric surface	Length of drillhole (m)	Remarks
T1	13,6	0,040	-1,85	21	10,0	
T1a	13,6	0,035	-1,35	19	10,0	
T2	13,5	0,040	-1,75	21	10,0	
T3	13,5	0,110	+8,90	71	10,0	
T4a	13,5	0,035	-0,90	20	10,0	
T4b	13,5	0,025	+0,50	16	10,8	
T5	13,5	0,010	-2,20	6	10,0	
D1	6,9	0,040	-11,10	18	15,0	Grundvattentrycket observerat i bergborrat hål Piezometric sur- face observed in drillhole in rock.
D2	6,9	0,215	+6,40	98	15,0	
D3	7,2	0,220	+6,90	99	15,0	
D4	7,6	0,220	+6,90	97	15,0	
D5	7,4	0,220	+6,90	98	15,0	
D6	7,4	0,120	+3,10	53	15,0	
D7	7,3	0,040	-11,10	18	15,0	
D8	7,3	0,170	+1,90	76	15,0	
H1	10,0	0,220	+0,16	69	6,4	
H2	10,0	0,150	-7,00	47	4,8	
H3	12,2	0,220	-1,20	62	2,4	
H4	12,8	0,200	-1,40	57	6,4	
H5	11,8	0,190	-4,00	55	3,2	
H6	11,5	0,220	+6,00	80	6,4	
H8	9,5	0,110	+0,10	54	2,4	
H9	9,5	0,115	+0,10	58	2,4	
H10	12,1	0,220	+11,00	95	4,8	
Ö1	11,6	0,300	+6,40	85	4,8	
Ö1a	11,9	0,330	+9,40	93	4,8	
Ö2	12,0	0,330	+10,60	96	4,8	
Ö3	11,8	0,115	-11,70	33	4,8	
Ö4a	13,2	0,260	+12,10	96	6,4	
Ö4b	13,2	0,260	+12,10	97	6,4	
Ö5	23,6	0,110	+11,00	47	4,8	
Ö6	23,6	0,170	+17,00	72	4,8	
Ö7	26,1	0,250	+18,30	76	4,8	



Figur 3 Sprickvattentryck relaterat till observerat grundvattentryck. 33 st observationer.

Spatial waterpressure related to measured piezometric surface. Thirty-three observations.



Figur 4 Manometertrycket i % av uppmätt grundvattentryck. Histogram 100 st observationer.

Manometer pressure in percent of measured piezometric surface. One hundred observations.

Sprickvattentrycksmätning kan däremot komplettera dessa metoder och vara till god hjälp vid injektering för att kontrollera injekteringsresultatet, som vid höjt tryck indikerar att större täthet uppnåtts. Figur 5. En långtidsobserverad tryckmätare, som kontroll för en infiltrationsanläggning, visar god överensstämmelse mellan manometertryck och uppmätt grundvattentryck, dock icke i absoluta tryckhöjder. Figur 6.

Sammanfattning

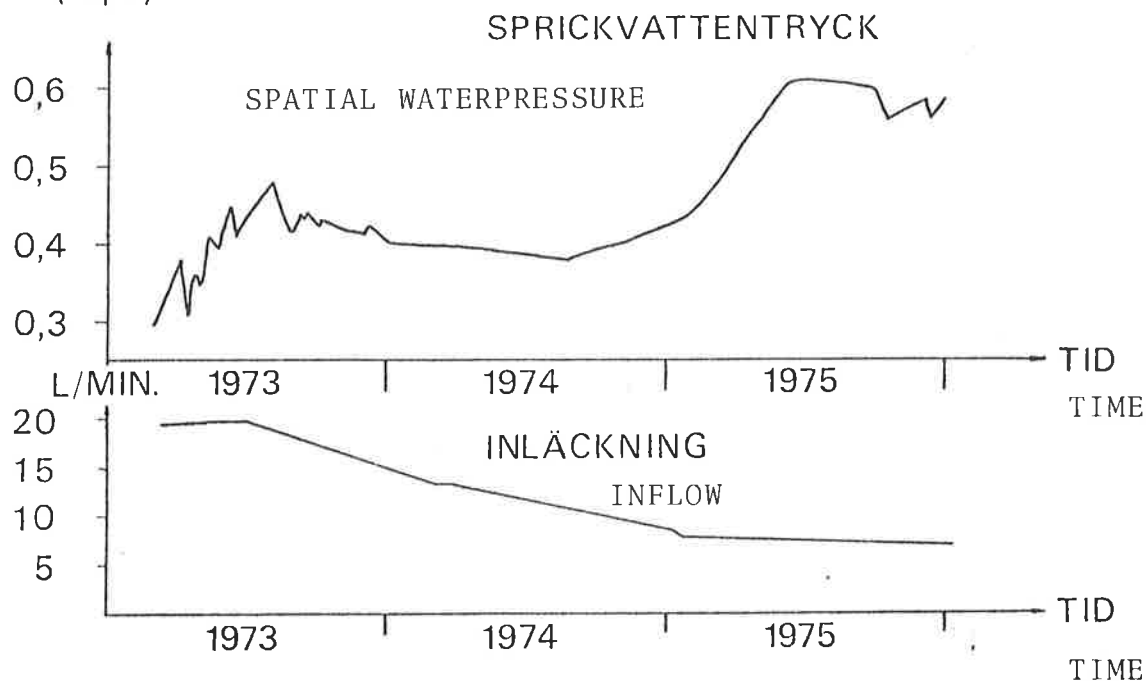
Hos Bergkonsult har under 1974-75 insamlats värden från mätningar av sprickvattentrycket i tre Stockholmstunnlar.

Mätningarna är utförda med en precisionsmanometer som kan avläsas ned till 0,001 MPa noggrannhet. Figur 1. Manometern kopplas till en manschett som placerats i hål som borrats för injektering.

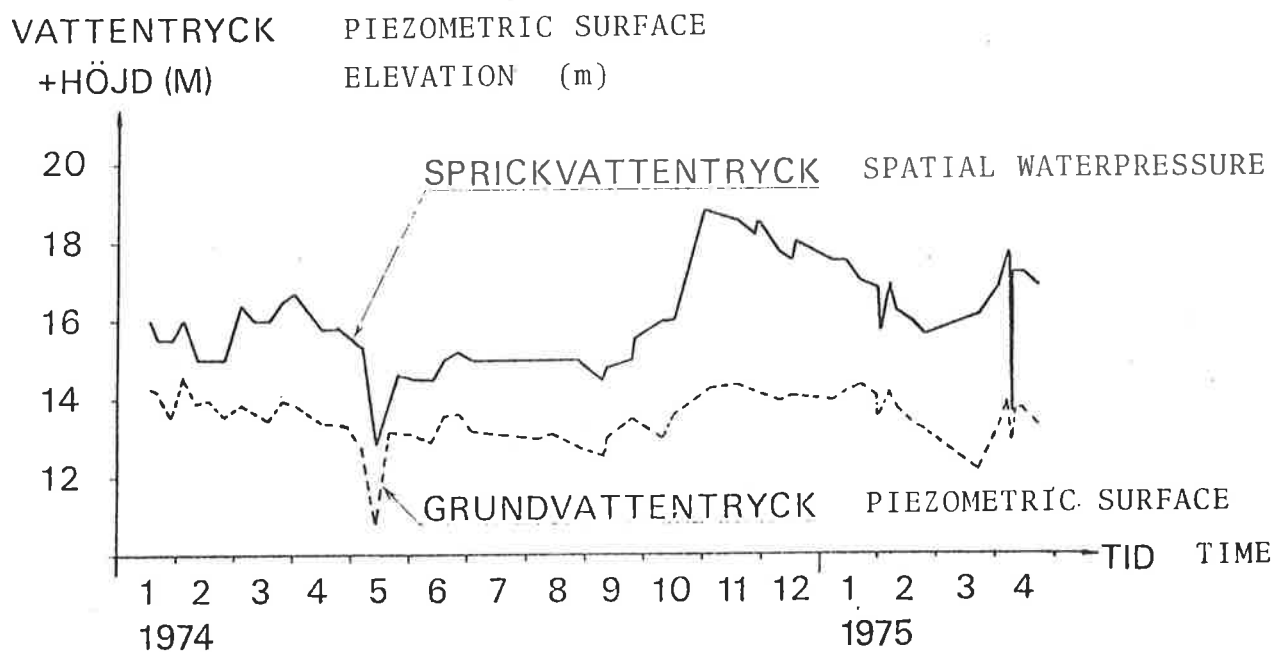
Totalt har ca 100 hål studerats, varav endast 33 st visade mätbart tryck. Jämförelse har utförts mellan observerat grundvattentryck och sprickvattentryck.

Tabell 1, Figur 2. Mätningarna visar att sprickvattentrycket genomgående ligger lägre än observerat grundvattentryck. Figur 3.

Ett histogram över de 100 mätningar som utförts visar att "felprocenten" i sprickvattentrycksmätningarna är stor. Figur 4.



Figur 5 Sprickvattentryck observerat under injekteringsarbete. Trycket höjs och inläckningen minskar.
Spatial waterpressure recorded during grouting operation. As the pressure increases the inflow is becoming less.



Figur 6 Långtidsobserverad manometer vid infiltrationsanläggning för kontroll av grundvattentrycket.
Manometer observations over a long period of time at an artificial recharge installation for control of the piezometric surface.

Slutsatsen blir att sprickvattentrycksmätning är en osäker metod att kontrollera grundvattentrycket ovanför en utsprängd berganläggning för att gardera sig mot skadlig grundvattensänkning.

Sprickvattentrycksmätning är dock ett bra komplement till de vanliga metoderna och är till god hjälp vid injektering för att kontrollera injekteringsresultatet. Figur 5. En långtidsobserverad manometer, för kontroll av en infiltration, visar god överensstämmelse mellan manometertryck och uppmätt grundvattentryck, dock icke i absoluta tryckhöjder. Figur 6.

Summary

Bergkonsult has, during 1974 and 1975, accumulated records of spatial waterpressure measurements undertaken in three tunnels in Stockholm.

The measurements were carried out with a precision manometer that permitted a reading accuracy of $0.001 \text{ MPa} = 0.01 \text{ kp/cm}^2$ (Figure 1). The manometer was attached to a packer which was inserted into an ungrouted drillhole.

In all, about one hundred holes have been subjected to studies, out of which only thirty-three showed measurable pressures. Relation between measured piezometric surface and spatial waterpressure has been examined (Table 1 and Figure 2) and the readings indicate that the spatial waterpressure is generally lower than the measured piezometric surface (Figure 3).

Figure 4 showing one hundred readings, reveals that, in relating the spatial waterpressure to measured piezometric surface, the percentage of error is considerable.

It can be concluded that measurement of spatial waterpressure is an unreliable method for checking the piezometric surface above an excavated underground cavity when any harmful lowering of the ground water level must be avoided.

The measurement of the spatial waterpressure is nevertheless a useful supplement to the established regular methods, and it is helpful at grouting to control the results of the completed operations (Figure 5).

Manometer readings continued over a long period of time for control of an artificial recharge, indicate a good agreement between manometer pressure and measured piezometric surface. Not expressed in absolute elevations (Figure 6).

BERGBULTSYSTEMS FUNKTIONSSÄTT BeFo-projekt nr 5

Tekn.lic. Agne Rustan, Avd för Bergteknik, Högskolan i Luleå.

Bakgrund

Dagens kunskaper beträffande i vilken grad bergbultar förstärker sprickigt hårt berg är synnerligen otillfredsställande sett mot förstärkningstypens breda användning (cirka 500 000 bultar per år) och antagna skyddseffekt. Avsikten är att i fältförsök mäta de krafter som påföres bultar samt att utprova förstärkningsverkan hos olika bulttyper och bultsystem under olika bergtekniska förhållanden. Därigenom kan underlag för effektivare och säkrare bultning uppnås.

Föreliggande projekt utgör en första del och avser att utveckla en mätbult för slak ingjuten bergbultning samt att utvärdera mätbultens funktion i två fältförsök.

Arbete med att utveckla mätbultar pågår i andra länder men hittills har man ej lyckats konstruera en mätbult för ingjutning som tillförlitligt mäter belastningen i flera tvärsnitt.

Organisation

Projektet bearbetas tvärvetenskapligt vid avdelningarna för Bergteknik och Hållfasthetslära vid Högskolan i Luleå med professor Gunnar Almgren som projektledare. Prof Lundberg och Bruno Nilsson vid avdelningen för Hållfasthetslära svarar för utveckling av mätbulten medan Bergteknik svarar för de fältmässiga undersökningarna.

En referensgrupp har bildats och denna sammanträder regelbundet och diskuterar projektets olika faser. I denna grupp ingår LKAB, BeFo, Statens Vattenfallsverk samt Bergteknik, Bergmekanik och Hållfasthetslära vid Högskolan i Luleå.

Mätmöjligheter i ett bergbultsystem

Vid upptagande av hålrum i berg uppstår en deformation av hålrummet. Denna deformation kan delvis förhindras om bergbultar insättes. För en fullständig information om ett bergbultsystems funktionssätt erfordras kännedom om

1. Belastningen på orten
2. Hållfasthetsegenskaper hos bergmassivet
3. Bergbultarnas mothållande krafter
4. Ortens deformation

Av dessa fyra huvudparametrar kan endast ortens deformation mätas med någorlunda säkerhet. Teknik för att mäta hela bergmassivets belastning på orten finns idag ej. Däremot är det möjligt att mäta belastningen i enskilda punkter.

Detta projekts huvuduppgift är att utveckla en instrumenterad bergbult som kan mäta belastningarna på bulten.

Utförande

De två första bergmätbultsprototyperna nr 1 o 2 tillverkades av armeringsjärn med 20 mm diameter i vilka man tog upp fyra längsgående spår. Se figur 1. I spåren har sedan trådtöjningsgivare klistrats i fem olika bulttvärsnitt med ett inbördes avståndet av 33 cm. Hela bultens längd var 2,3 m.

Tre spår är tillräckligt för bestämning av krafternas storlek och riktning på bulten, men ett fjärde spår upptogs för att öka säkerheten utifall att någon givare skadas under montering eller belastning. Förutom belastningsgivare insattes även dummy och temperaturgivare. Flera olika fabrikat av givare och limmer prövades på den första prototypen, vars motståndskraft mot vatten testades under flera månader i laboratorium.

Resultat

Bergbultprototyp nr 2 utrustades med de mot fukt mest motståndskraftiga givarna och efter kalibrering av givarutslag i laboratorium monterades bulten i ett skivrasbrytningsområde med dåligt berg vid LKAB i Malmberget. På mycket kort tid kunde avsevärda belastningar mätas i samtliga mätvärsnitt. Se figur 2. Tyvärr inträffade succesivt en försämrad isolation hos givarna och efter 1 månad kunde endast 50 % av givarna avläsas.

Fortsatt utveckling av mätbulten

Referensgruppen beslöt därför att tillverka en spårbult med bättre isolation mot fukt och mekaniska skaor. Man ökade därvid diametern från 20 mm til 25 mm för att kompensera mot de hållfasthetsbortfall som erhålles vid upptagande av djupare spår.

Parallellt med denna bult "Prototyp nr 3" beslöt man att tillverka en rörbult "Prototyp nr 4". Kablaget från trådtöjningsgivarna kan här förläggas heltskyddade till bultens centrum och givarna placeras i frästa fickor. Efter givarmontage och isolering trådes ett tunnväggigt rör över givarfickorna. Övriga delar av bulten har svarvats ned så att kammar för fastgjutning erhålles i likhet med spårbulten.

Rörbultens hållfasthetsegenskaper kan ej 100 %-igt efterlika den orörda kamjärnsbulten och därför har en kompromiss gjorts vad beträffar drag- och böjhållfasthetsegenskaper.

Den modifierade spårbulten "Prototyp nr 3" samt rörbulten "Prototyp nr 4" kommer efter kalibrering att monteras under februari 1976 i område med dåligt berg vid LKAB i MalMBERGET. Beroende på vilken bulttyp som klarar detta fältprov bäst kommer därefter två bergbultssystem med fyra bergmätbultar att tillverkas och dess funktion prövas tillsammans med icke instrumenterade bergbultar.

Automatisk registrering vid fältförsök

Vid fältförsöken skall krafterna på bergbultarna och ortens deformation registreras. Till hjälp för datainsamling under lång tid (månader) har en dataloggutrustning för 80.000:- kr beställts. Dataloggen utgör i princip en kopplingslåda för automatisk inkoppling av de olika givarna i turordning och med regelbundna tidsintervall. Mätvärden kommer att skrivas ut på en remsstans och därefter behandlas på Högskolans dataanläggning i Luleå. Datalogginstrumenteringen blir omfattande och för att skydda instrumenten mot korrosiv gruvmiljö kommer den av Högskolan i Luleå inköpta dieseldrivna Mercedesmätbussen att användas. Mätbussen har vid redan utförda mätningar visat sig vara till stor nytta.

Projektet planeras vara klart juni 1977 och beräknas kosta 235 kkr varav Högskolan bidrar med finansiering av datalogg med 40 kkr?

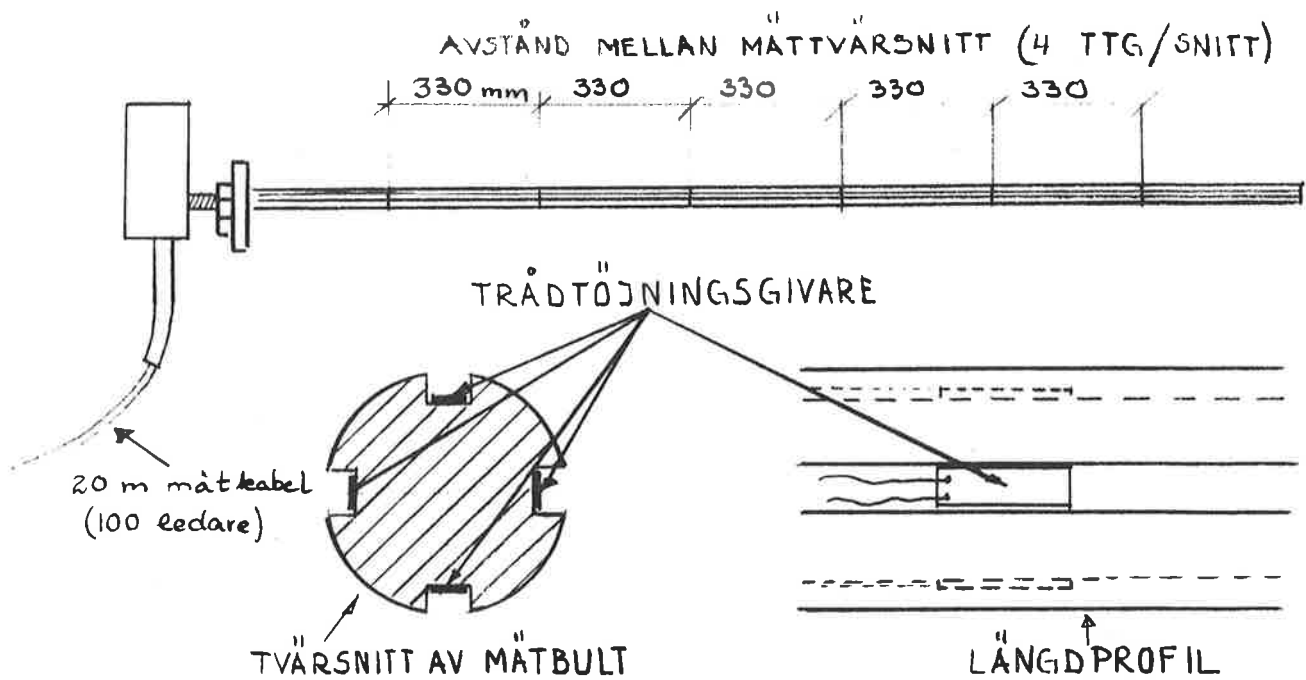


Fig. 1 Skiss över mätbultskonstruktion för spårbult prototyp nr 1 och 2

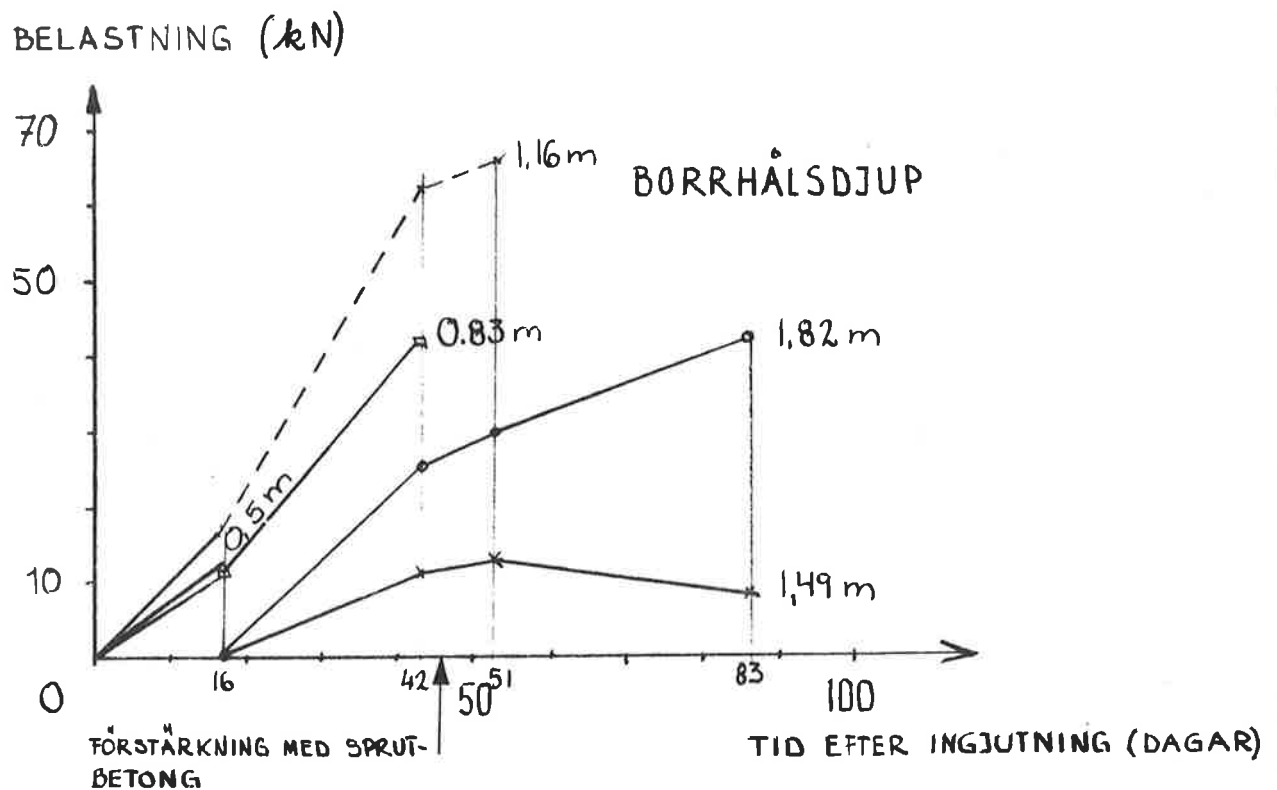
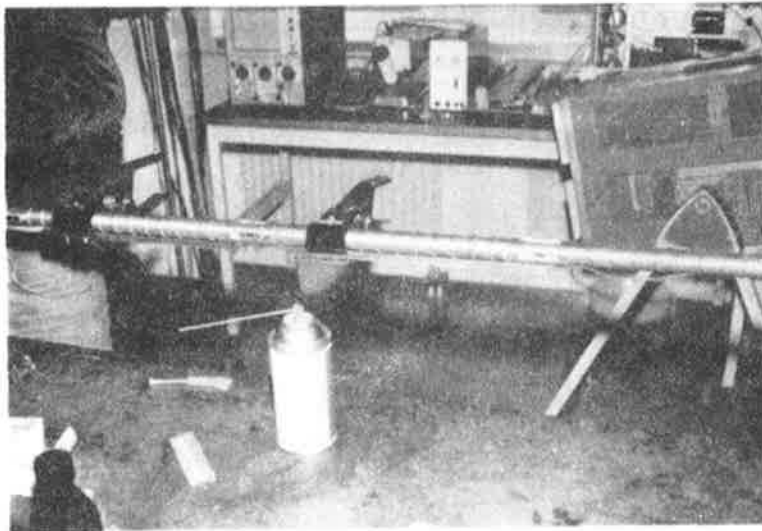


Fig. 2 Mätvärden från spårbult prototyp nr 2 efter montering i skivrasområde vid LKAB i Malmberget



Figur 3 Rörbult för mätning av bultbelastning
 längs bulten

FÖRSTÄRKNING AV BERGSKÄRNING I GLIDBENÄGET BERG NÄRA BYGGNADER

Reinforcement of slopes in slide prone
rock near buildings

Ingenjör Lennart Karlsson, Bergsäker Konsult AB
Göteborg

Inledning

Den bergslänt som ska behandlas i mitt föredrag är belägen inom Chalmers område i Göteborg och ingår i grundarbetena för den utbyggnad av Statens Skeppsprovningssanstalts anläggningar som är under utförande.

Den nya byggnadens läge i plan framgår av ritning nr 1. Släntens läge och grundläggningens höjdläge i förhållande till kritiska byggnader framgår av ritning nr 2. Den nya byggnaden är belägen endast 80 m från slänthöjden vilket begränsar framtida möjligheter till kompletterande förstärkningar i slänten.

Geologisk-tektionisk beskrivning

Bergplinten inom det aktuella området vid SSP:s befintliga byggnader uppbygges till största delen av en linsformad amfibolitkropp. Omgivande bergart är en grå, medelkornig gnejs. Amfibolitkroppen har i sin centrala del en massformig utbildning, som i kontakten mot den omgivande gnejsen övergår i en plan-skivig förskiffring. Förskiffringsplanen stryker kring N-S och stupar ca 45°W (ritning nr 1).

I kontaktzonen mellan amfibolit och gnejs har kraftiga rörelser ägt rum. Berggrunden inom denna del är i princip genom de väl utvecklade förskiffringsplanen, uppdelad i "skivor". Skivorna är i sin tur genom huvudsakligen brantstående sprickor uppbrutna i mindre bergblock. Lermineralisering uppträder längs flera av förskiffringsplanen.

Som framgår av profilerna (ritning nr 2) tages stödet för flera "bergskivor" bort om skärningen utföres på det planerade sättet (lutning 10:1).

Stor risk föreligger då att utglidningar av bergblock kommer att inträffa, vilket i sin tur medför stor risk för skador på närliggande byggnader.

Förstärkning och schaktning

Bergsäker Konsult AB fick under hösten 1974 av Byggnadsstyrelsen, som svarade för upphandling och bygglledning, i uppdrag att svara för stabiliteten av bergslänten. Handlingarna var redan upprättade, entreprenör antagen (ABV, Vägförbättringar) och arbetet hade påbörjats. Redan på ett tidigt stadium framgick att berget inte kunde stabiliseras med enbart ingjutna, slaka bultar och sprutbetong som fanns angivet i handlingarna. Bergab-Berggeologiska Undersökningar AB fick då i uppdrag att utreda de geologiska förutsättningarna för den planerade bergskärningen.

Efter samråd med Bergab föreslog Bergsäker Konsult AB att förstärkning skulle utföras med korrosionsskyddade linförankringar (figur 1).

Linförankringarna består av 7 till 12 st $\frac{1}{2}$ " linor som vardera har en brottlåst av ca 17 ton. Stagen består av en förankringsdel där linorna gjutits fast i borrhålet och en töjningsdel där linorna placerats i ett plaströr som fyllts med korrosionsskyddande fett. Stagen har levererats färdiga från verkstad med fettfyllda plaströr och centreringsanordningar. Spalten mellan plaströret och borrhålets väggar har fyllts med injekteringsbruk i samband med injekteringen av ingjutningsdelen. Längst ut avslutas stagen med spiralarmerade spännklackar av plastgjuten betong, förankringsbrickor och ankarstycken där linorna låses med kilar.

Schaktningen utfördes i pallar om ca 3 m höjd (figur 2). För att säkra den översta delen av slänten utfördes en för-bultning med $\emptyset$ 25 c 0,5 m. Därefter schaktades första pallan ut varefter första raden linstag utfördes. Stagen i denna rad liksom efterföljande stagrader är förankrade innanför en tänkt glidyta som mynnar vid släntfoten. Stagen är dessutom dimensionerade för att bära upp en bergkil med spetsen vid botten på efterföljande schaktnivå. På högsta delen av slänten utfördes fyra pallar.

Förankringsstagen har som tidigare nämnts placerats i rader där varje stegrad säkrar två pallar (schaktnivåer). Tillsamman bär stagen i varje vertikalsektion en last som motsvaras av en bergkil vilande på ett tänkt glidplan som mynnar vid schaktbotten. Huvuddelen av stagen innehåller 12 st linor. Dessa stag har provdragits till 150 ton varefter lasten reducerats till 120 ton. Den slutliga lasten för stag med 7 st linor är 70 ton.

Glidyterna i berget har i vissa fall innehållit lera. Staglasterna har därför räknats på sådant sätt att belastningen inte överstiger provdragningslasten även om friktionen är 0. En ökning av lasten från 120 ton till 150 ton medför en förlängning av staget med ca 10 mm.

Detta är beräkningsmässigt mycket på den säkra sidan eftersom hänsyn inte tagits till inverkan av den mot glidyterna vinkelräta komponenten av stagkrafterna. Med hänsyn till eventuella framtida förändringar i stagens bärförmåga genom korrosion på enstaka linor m m bedömes den extra säkerheten som rimlig. På grund av det minimala utrymmet mellan byggnad och slänt är slänten dessutom svåråtkomlig för kompletterande förstärkningar. Sedan sprängningsarbeten utförts har staglasterna kontrollerats stickprovsvis. De var oförändrade.

Spruckna bergpartier där risk för bergutfall förelåg har säkrats med sprutbetong och block som inte fångades upp av linförankringarnas spännklackar har säkrats med ingjutna bultar.

Entreprenör för linförankringarna har varit BINAB, Bygg och Industriservice AB.

Sprängning

Slätsprängning av slutkonturen mot kontors- och laboratoriebyggnaderna med en tätsöm på c/c 0,4 m var föreskrivet i handlingarna.

Då varje schaktnivå måste säkras med linstag innan nästa pall sprängdes ut innebar det sprängning på min dre avstånd än 1 m från förankringsstagens betongklackar.

För att minska påkänningarna på spännklackarna och för att erhålla en jämnare bergyta och starkare underlag för dessa borrades ytterligare ett hål mellan de tidigare tätsömhålen så att man erhöll ett hålavstånd på c/c 0,2 m, men endast vartannat borrhål laddades.

För att kunna genomföra denna försiktiga sprängning har Nitro Consult medverkat med upprättande av laddnings- och tändplaner och kontroll av markvibrationerna.

Summary

The slope is within the area of Chalmers Technical Institute in Gothenburg and is a part of the foundation work for the expansion of the Governmental Ship Testing Agency.

The foundation for the new building is situated only 80 cm from the foot of the slope which limits future possibilities of follow up reinforcement.

The rock within the excavations for the foundation consists of a lens shaped body of amphibolite surrounded by a gneiss which is the main rock type in the area.

The contact between the amphibolite and the gneiss is divided into slate layers which in their turn is broken into blocks by fairly vertical cracks. Clay can be found between many of the slate layers. The slate planes are inclined 45° against the excavation which takes away the support from the rock layers (blocks).

The rock reinforcement was done with corrosion treated wire anchors. The wire anchors was mainly made of twelve $\frac{1}{2}$ " wires with an ultimate load capacity of 17 tons each. These wire anchors have been tested at 150 tons from which the load have been reduced to 120 tons. The anchors consist of an anchored part where the wires are grouted and a tension part where the wires are placed inside grease filled plastic tubes (fig 1).

The anchors was so placed that each row will support two benches (blasting levels). In each vertical section the anchors carry a load which is the equivalent of a rock wedge resting on a projected slide plane which has its point at the foot of the slope (fig 2).

SSPA
LABORATORIERSSPA
KONTOR

BETECKNINGAR



Gnejs



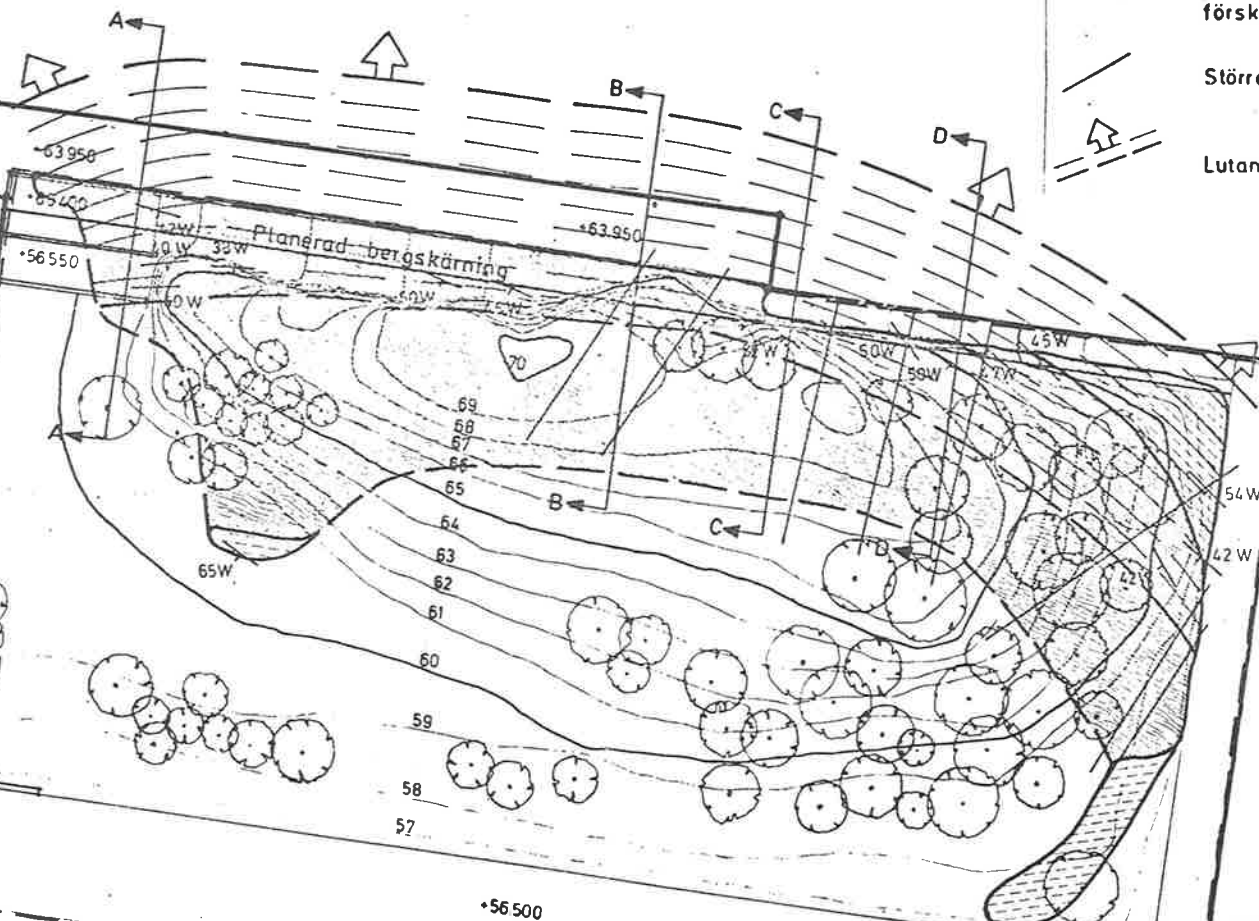
Amfibolit

Strykning och stupning av
förskiffringsplan

Större vertikal spricka



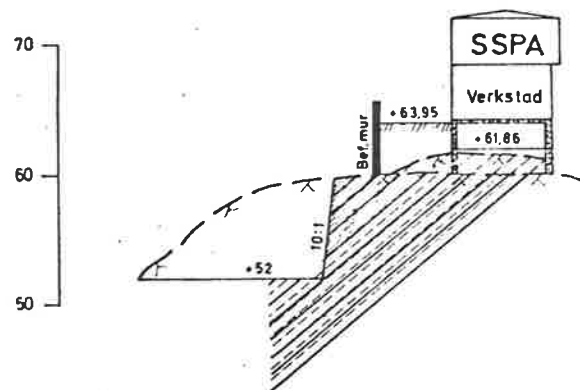
Lutande zon med skivigt berg



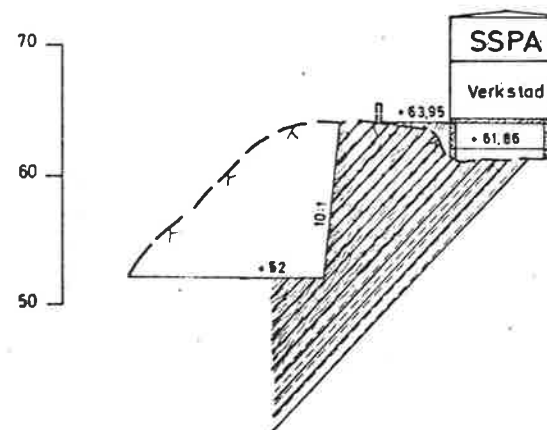
ARKITEKTUR

Ritn nr 1

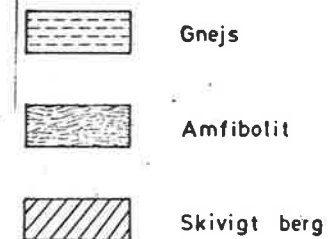
PROFIL A-A



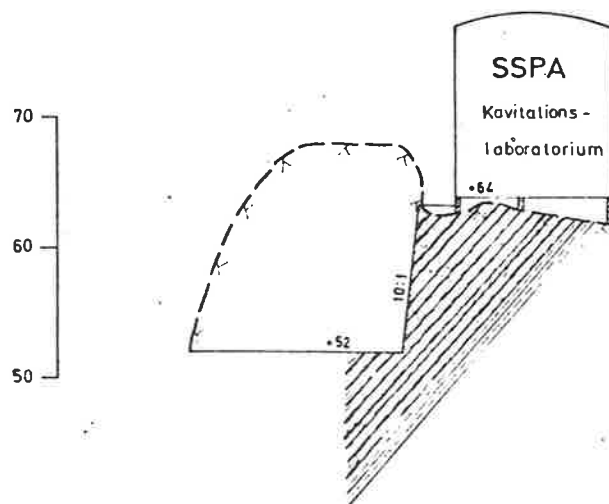
PROFIL B-B



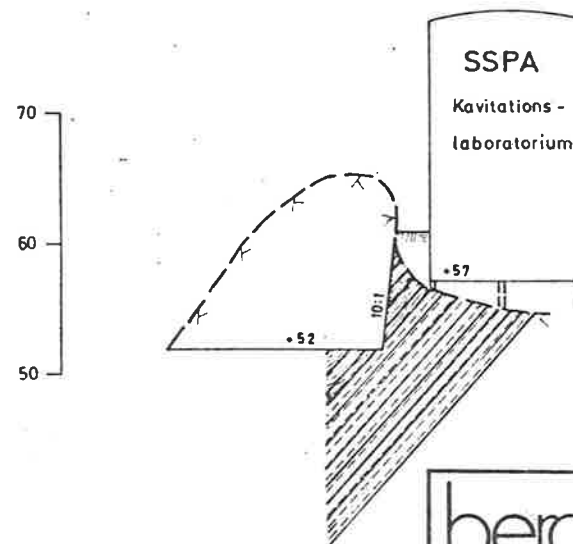
BETECKNINGAR



PROFIL C-C



PROFIL D-D



Ritn nr 2

bergab

Berg och byggnadstekniska AB

fig 2

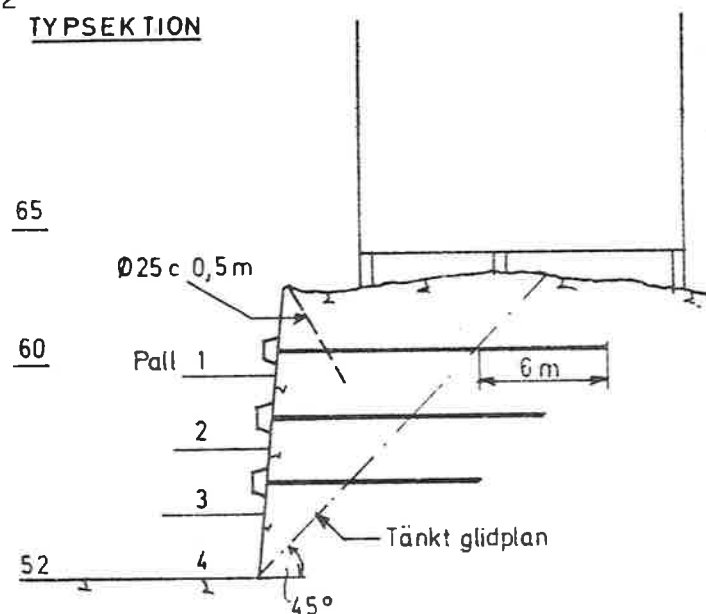
TYPSEKTION

fig 1

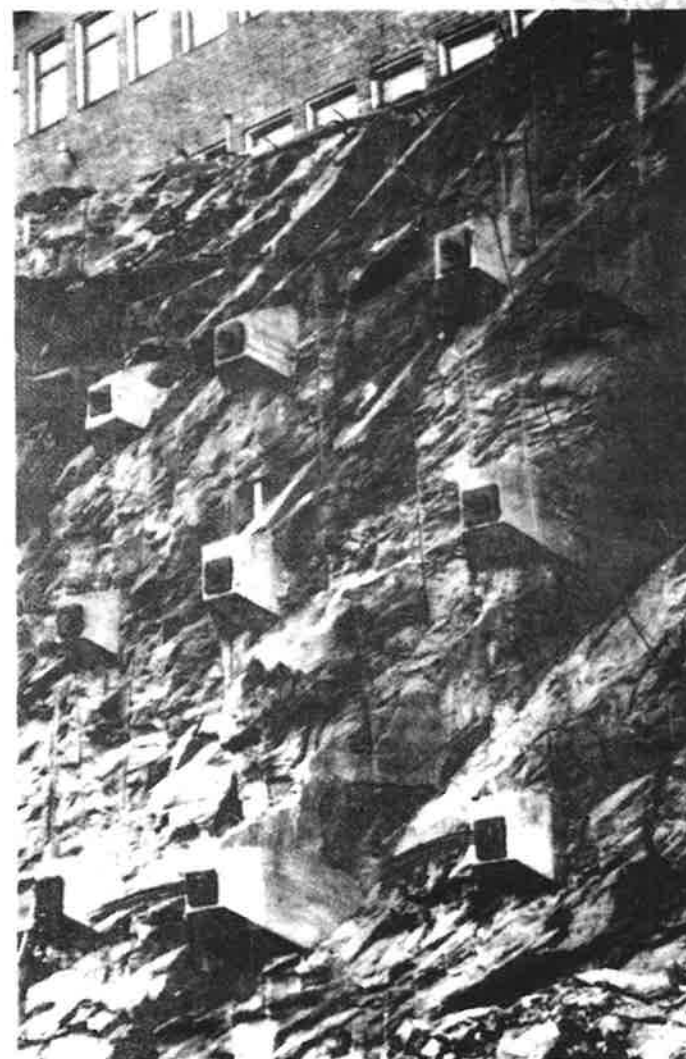
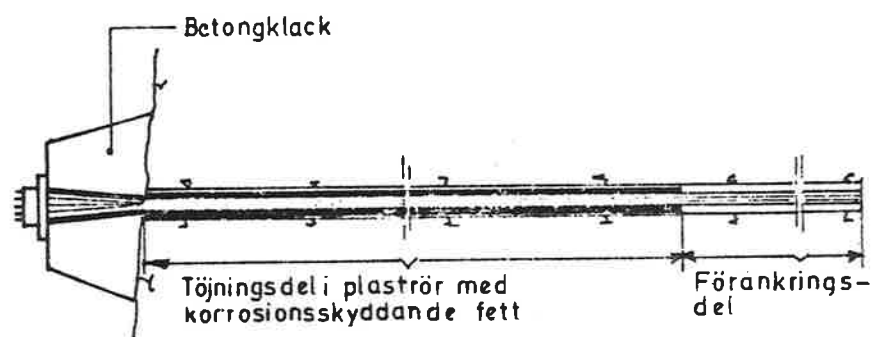
LINFÖRANKRING

fig 3. Bilden visar färdig bergvägg med utstickande delar av förankringarna samt glidytor och avskärande skjuvytor i berget.

PASSAGE AV 12 M SVÄLLBERGSZON MED 100 M² TUNNEL

Passage of 12 m swelling rock zone with a 100 sq.m. tunnel.

Sten G. A. Bergman
 Sten Brännfors^{x)}
 Olle Dahlin ^{xx)}

AB Skandinaviska Elverk har just färdigställt Järnvägsforsens vattenkraftverk på 105 MW med utnyttjande av 87 m fallhöjd i Ljungan i närheten av Ånge. Fallhöjden har uttagits med en ca 11 km lång huvudtunnel fördelad på tilloppstunnel, trycktunnel och avloppstunnel (8,1 + 0,6 + 2,2 km). Huvudkonsult för kraftverket har varit AB Vattenbyggnadsbyrå (VBB) och AB Skånska Cementgjuteriet har som entreprenör svarat för byggandet.

Berggrunden omkring tunnelsträckningen är endast i ringa utsträckning blottad. Blockräkningar, sju diamantborrhål - så småningom kompletterade med ytterligare fem - koncentrerade till kraftstationsläget och två förmodade förkastningar samt seismik på begränsade partier gav en mager bas för geologiska förutsägelser /1/. Dessa angav dock i huvudsak korrekt att huvudtunneln skulle gå i massiv av granit och gnejsgranit resp. gråvacka och gråvackegnejs, dvs i stort sett bra berg. Vidare förutsågs möjligheten att tunneln kunde behöva korsa några diabasgångar, varvid vissa bergtekniska svårigheter kunde uppstå i bergartsgränserna.

Verkligheten blev avsevärt annorlunda. Tilloppstunneln passerar inte mindre än sex kraftiga diabaspartier med tjocklek varierande mellan 30 och 460 m och men en sammanlagd längd av 1550 m. Praktiskt taget genomgående visade sig diabasen ha dåliga bergtekniska egenskaper, bl.a. ler- och kloritbeklädda sprickytor med låg friktionskapacitet. Detta medförde ständiga stabilitetsproblem och behov av förstärkningar. På många andra ställen krävdes förstärkningar för utpräglad bankningsstruktur, pegmatitkörtlar, svällzoner m.m. men diabasgångarna svarade på sin trots allt begränsade sträcka (14%) för nära en tredjedel av de till ca 55% av sprängningskostnaderna uppgående totala förstärkningskostnaderna, se tabell 1.

x) AB Skånska Cementgjuteriet, Stockholm
 xx) AB Vattenbyggnadsbyrå, VBB, Stockholm

TABELL 1

JÄRNVÄGSFORSSENS KRAFTVERK, SPRÄNGNINGS- OCH FÖRSTÄRKNINGSKOSTNADER. PRISNIVÅ 1972

	Kostnad Mkr		
	Sprängn. A	Förstärkn. B	B/A
Svällbergsson	0,1	0,6	6
Övrig diabas	5,3	6,0	1,13
Tot. diabas	5,4	6,6	1,22
Övrigt berg	33,4	14,6	0,44
Totalt	38,8	21,2	0,55

Då tunnelsprängningarna påbörjades förväntade man sig vissa bergtekniska svårigheter bl.a. vid tillloppstunnelns passage under Ljungan. Beställaren organiserade därför redan från början (aug. 1973) en "bergkommitté" bestående av författarna till denna artikel. Med erfarenheter från liknande verksamhet vid Långå kraftverk /1/ /2/ fick kommittén följande uppgifter:

att med lämpliga tidsmellanrum besiktiga utförda bergarbeten, kontrollera utförda förstärkningar och föreslå eventuella kompletteringar samt vid behov ge förslag till ändringar i sprängnings- och förstärkningsmetoder, provtagningar m.m.

att medverka som bergteknisk expertis vid eventuella kritiska situationer eller vid beredande av viktigare beslut beträffande tunneldriften

att följa upp den bergmekaniska karteringen av tunnlarna.

I denna artikel redovisar bergkommittén som ett "praktikfall" den besvärligaste förstärkningssituationen, som uppstod i Järnvägsforsen, nämligen då den ca 100 m² stora tillloppstunneln passerar en 12 m mäktig svällbergsson av omvandlad diabas. Händelseförloppet, successiva undersöknings- och förstärkningsåtgärder samt motiv för dessa kommer att beskrivas. Som framgår av tabell 1 uppgick förstärkningskostnaden på detta avsnitt till 6 gånger sprängningskostnaden.

GEOLOGI

En kortfattad redogörelse för de bergtekniska förundersökningar, som utfördes för Järnvägsforsen, lämnades av Rydman /1/ vid 1974 års bergmekanikdag. Den svällbergsson, som här skall behandlas, ligger i anslutning till en förkastningszon - erosionssvacka med jordövertäckning - som tillloppstunneln tvärar ungefär mitt emellan tunnelintaget och kraftstationen, fig. 2 i /1/.

De lokala geologiska förhållandena omkring svällbergszonen så som de har tolkats på basis av tillgängliga informationer från såväl förundersökning som tunneldrivning är redovisade i fig. 1 och 2.

Fig. 1 visar en längdsektion genom tunneln, som drevs med galleri och pall. Genom svällbergszonen drevs såväl galleri som pall nedströmsåt.

Av fig. 1 framgår den med seismik indikerade erosionsficka i bergytan, som är ett resultat av berggrundens lokala försvagning genom förkastningen. Den seismiska profilen föranledde komplettering med kärnborrhålen 10, 11 och 12. Bh 10 "fastnade" strax under bergytan. Orsaken till att borren fastnade kan som framgår av fig. 1 väl ha varit den mot en övre diabasskålla utlöpande svällbergszonen. Bh 11 lades ca 160 m vid sidan om tunnelsträckningen som komplettering till där utförd seismik för att undersöka om man där hade bättre bergförhållanden, se fig. 2. Bergytan visade sig dock ligga lika djupt som vid Bh 10, och berget ner till tunnelnivå utgjordes av en mycket söndersprucken basisk bergart, angiven som "tektonisk grönstensbreccia".

Det föreföll alltså inte finnas någon anledning att förflytta tunneln mot Bh 11. Ett nytt Bh 12 ca 60 m nedströms Bh 10 visade en skiffrig men bergtekniskt god gråvacka ned till något under blivande tunnelbotten, där grönsten anträffades.

Förundersökningen inkluderande seismik och tre lokala kärnborrhål hade således ej avslöjat vare sig den aktuella svällbergs- och krosszonen i diabas eller den uppströms härom liggande ca 250 m breda diabaszonen, fig. 2.

Vid galleridrivningen nedströms mellanpåslaget, vid Alberget kom man snart in i denna breda diabazon, som vållade mycket förstärkningsbekymmer genom låg friktionskapacitet i sprickor och slag. Det var angeläget dels att lämna zonen så fort som möjligt, dels att slippa göra detta under flack vinkel mot en befarad - och verklig - bergartsgräns med dåliga bergtekniska egenskaper. Så fort sonderingsborrningar med säkerhet indikerade bergartsgränsen böjdes tunneln därför något som framgår av planskissen fig. 2. Böjningen kom att ske på ett något sent stadium men innebar att tunneln avlägsnades från kontaktområdet mellan svällberg och den breda diabaszonen.

Då man gick ur den breda diabaszonen in i gråvackan fanns alltså vaga indikationer från Bh 10 och 12 samt från sonderingsborrningarna, att man under bergytans lågpunkt ånyo skulle kunna träffa på diabas.

GALLERIDRIVNING

1974-03-12 gick galleriets front in i svällbergszonen vid vänstra väggen. Efter ytterligare en salva nästa dag var ca 4 m på vänster vägg, en stor del av taket och mer än halva fronten beläget i svällberg.

Av en tillfällighet hade bergkommittén en planerad besiktningsdag 1974-03-13 och kunde besiktiga berget omedelbart efter salvans skjutning, eftersom kontrollanten anmält att en egendomlig bergart påträffats.

Den frilagda svällbergsytan hade en ljust grågrön färg och verkade vid beröring alldeles torr, homogen och sprickfri. Den var dock inte särskilt hård utan kunde grävas ut med hårda verktyg. Efter att bergytan några timmar varit utsatt för luftens fuktighet mjuknade ytpartierna och började "rinna stearinliknande" från väggpartier. Från tak lossnade successivt mjuknande partier. Om man tog en svällbergssten och lade den i vatten, så upplöstes den tämligen snabbt till en grusig lerprodukt.

Kommittén bedömde att bergarten var en starkt vittrad diabas med svällkaraktär. I avvaktan på resultat från provning och analys bestämdes följande förfaringsätt för den fortsatta drivningen (fig. 3).

Så fort som möjligt efter en salvas sprängning betongsprutades väggar och tak utan föregående vattenspolning. Eventuell skrotning fick endast ske för att justera profilen till bättre valvform och skulle i så fall utföras med lastmaskinens skopa. Efter sprutning av tak, väggar och frontens perifera delar utlastades massorna, varvid nedsänkta diken utgrävdes längs väggarna. Sprutbetongen kläddes ner till dikesbotten med armeringsnät $\emptyset$ 5 c 150 och valvande $\emptyset$ 12 c 300 armeringsjärn, varefter sprutbetong till 12-15 cm tjocklek skulle påläggas.

Galleriets botten skulle urgrävas och förses med ett bra bärlager av grovsten och makadam som skydd för sönderkörning av svällberget, se fig. 3.

Fronten skulle vid behov förses med ett sprutbetongpåslag, så att borrar av nästa salva kunde ske riskfritt.

Försök skulle utföras för att genom provdragning undersöka möjligheten att förankra ingjutna kamstålsbultar i svällberget.

Med detta förfaringssätt kunde svällbergszonen på ca 12 m djup och en nedströms därom belägen ungefär lika djup zon av starkt krossad diabas passeras relativt bekymmersfritt med galleriet.

Sedan svällbergszonens djup 12 m konstaterats, beordrades arbetsplatsen att ingjuta mät-dubbar på vardera galleriväggen ca 1,0 m över galleribotten, fig. 3. Avståndet mellan dubbarna skulle kontinuerligt kontrolleras.

Vid bergkommitténs nästa besiktning 1974-05-13 förelåg resultat från VBB:s geotekniska laboratorium beträffande svälltrycket i ödometer, vilket på nedsända prover uppmätts till 0,12 - 0,15 MPa. Detta indikerade ett relativt lågaktivt svällmaterial, vilket vid en zon av normal bredd - mindre än 1 m - inte skulle ha vållat några större konstruktiva problem.

Man kunde vid besiktningen konstatera att tunnelns inre begränsningsyta i svällbergszonen fått en dålig valvform. Den påförda sprutbetongen hade till stor del fått användas till att jämna ut konturen och den beräknade genomsnittstjockleken på hela det armerade sprutbetonglagret var inte mindre än ca 30 cm.

Fyra veckors kontrollmätning mellan mät-dubbarna uppvisade stabilt läge. Prov med två kamstålsbultar ingjutna i svällberget visade god förankring upp till maxlast 140 kN.

Man kunde också konstatera att sprutbetongbekläd-naden inom svällbergszonen uppvisade vissa fuktande zoner. Eftersom svällberget i sig var helt tätt och torrt, visade detta att fukt från omgivningen vandrat in mellan svällberg och sprutbetong, vilket dock inte syntes ha medfört några skador på betongen av svälltryck.

Möjligheterna att säkra svällbergszonen med bultning diskuterades ingående. Då tunneln under drift skulle vara vattenfylld, måste man räkna med att svällberget skulle komma i kontakt med vatten längs hela sin yta. Rikligt med bultförstärkningar skulle kunna medföra risk att fukt längs bultarna kunde föras långt in i svällberget, vilket då kunde ge upphov till stora belastningar på hela inklädnaden även om berget klassats som lågaktivt. Vi kom därför till slutsatsen, att endast absolut nödvändig bultning skulle användas. Permanentförstärkningen skulle i princip utformas som självständigt verkande inklädnad av armerad betong.

Eftersom det skulle dröja nästan ett år innan pallen vid svällbergszonen skulle uttagas, ansåg vi det emellertid nödvändigt att så långt som möjligt säkra sprutbetongens anslutning mot berg strax över galleribotten. Samma synpunkt hade framförts av Yrkesinspektionen, och i samråd med denna beslöts att två rader 4 m långa $\emptyset$ 25 ingjutna kamstålsbultar c 1,0 m på 0,5 resp. 1,5 m höjd över botten skulle anordnas längs såväl svällbergs- som krosszon. Den nedre bultraden riktades 30° snett nedåt och bultändarna bockades och förankrades i sprutbetongen.

Fig. 3 visar en sektion genom det så förstärkta galleriet i svällbergszonen. Isättningen av bultarna i svällberget visade sig besvärlig genom att många hål ville sätta igen sig - våtbörningsteknik är naturligtvis olämplig i ett torrt svällande material.

Vid förnyad besiktning 1974-06-25 förelåg uppmätta sektioner inom svällbergszonen. Med ledning av dessa beslutades att anordna två sprutade förstärkningsbågar med god valvkontur och 2,5 m bredd på ömse sidor om ett stort utfall i taket ("kyrka"), fig. 4 och 9. Bågarna armerades med såväl nät $\emptyset$ 5 c 150 som valvande $\emptyset$ 16 Ks40 c 300.

Man beslutade också att anordna den kompletterande sprutbetong, som skulle förankra bultarna i galleriväggarna, såsom armerade längsgående "balkar". Fig. 4 visar den resulterande galleriförstärkningen, som fungerade utan rörelser fram till pallsprängningen.

Det bör noteras, att samtliga kompletterande förstärkningar som utfördes sedan svaghetszonen passerats kunde appliceras utan att störa tunneldrivningen.

PALLDRIVNING

För att den permanenta förstärkningen skulle kunna bli självbärande förutsåg vi en hästskoformad, något förträngd sektion genom svällbergszonen (fig. 4). I syfte att uppnå detta upprättade VBB före pallens drivning genom zonen ett förslag till arbetsgång, som föreskrev att pallen, som uttogs med liggare, skulle sprängas mycket försiktigt - salvdjup ca 2 m. Omedelbart efter sprängning och utan vattenspolning skulle väggarna sprutas och senare förstärkas med armerad sprutbetong. Stor vikt skulle läggas vid att få förband mot galleriets sprutbetongförstärkning, fig. 5.

Vid bergkommitténs besiktning 1975-03-06 hade pallen just passerat svällbergszonen. Vi kunde då konstatera, att bergutfallet i pallens nedre del trots försiktig sprängning hade blivit avsevärt större än beräknat. Den snabbt påförda driftsförstärkningen av armerad sprutbetong syntes dock fungera tillfredsställande, och ingjutning av mättdubbar nedtill i pallväggarna för kontroll av eventuella rörelser pågick, se fig. 6.

Senare visade det sig att de äldre mättdubbarna i galleriväggarna "kommit bort" i samband med pallsprängningen - sannolikt hade de täckts med sprutbetong. Nya dubbar insattes strax under förstärkningsbalkarna först i slutet av april, då rörelser hos de nedre dubbarna konstaterats, fig. 6.

Den förutsedda permanentförstärkningen omfattade som fig. 8 visar en kraftig platsgjuten bottenplatta av armerad betong. Vid pallsprängningens planering var man beredd att om nödvändigt gjuta denna successivt. Eftersom utsprängningen gick bra utan märkbar stabilitetsrisk, beslöt man - för att inte i onödan störa palldrivningen - att tills vidare vänta med bottenplattans gjutning. Kontinuerlig kontroll av pallväggarnas eventuella rörelser var en förutsättning härför.

PERMANENTFÖRSTÄRKNING

I samband med pallsprängningen uttogs friska provstycken av svällberget, som vattentätt förseglade överlämnades till Norges Tekniske Høgskole, geologiska institutionen, för bestämning av svällenskaperna. Av professor R. Selmer-Olsen redovisade resultat kan sammanfattas enligt följande:

Bergarten har ett stort innehåll av grusfragment < 50 mm med kloritbelagda ytor. Finfragmentsandelen är liten, ca 1,5% mindre än $20 \mu\text{m}$.

Finfragmentsdelen innehåller klorit och ett svällande mineral, som dock inte är montmorillonit (i annat sammanhang bestämt som vermiculit). Svälltryck i ödometer gav 0,35 MPa (dvs något mer än enligt VBB:s prov från galleriet).

Bestämning av naturligt vatteninnehåll och vattenutpressningsförsök utfördes enligt Rokoengens metod /3/ på material $< 0,5$ mm. Det naturliga vatteninnehållet var 8,6%. Vid tryck 0,025 MPa mättes vattenhalt 17,8% och vid 2 MPa vattenhalt 11,5%. Svällningsindex (=differensen i vattenhalt) var således $SI = 6,3\%$.

Det ekvivalenta konsolideringstrycket P_w (= det lägsta tryck som behövs för att återställa den naturliga "insitu" - vattenhalten) var således betydligt större än 2 MPa. Kombinationen $P_w > 2$ MPa och $SI = 6,3\%$ visade sig ligga utanför tidigare erfarenhetsvärden /3/.

Eftersom de svällande finfragmenten utgjorde så liten del av svällbergets totalmassa, var det rimligt att antaga att den erforderliga svällningsvolymen innanför en förstärkning skulle vara liten /3/ /4/. Förstärkningen måste dock vara tillräckligt kraftig för att bära svällbergsvolymer, som genom vattenupptagning kunde förlora sin styrka.

Efter samråd med Selmer-Olsen beslöts att permanentförstärkningen skulle utföras som framgår av fig. 8 och 9. Detta innebar att tunnelsektionens nedre del skulle inklädas med en kraftig platsgjuten och i berget förankrad armerad betongkonstruktion som stöd för galleriets sprutbetongvalv. Galleriets sprutbetong skulle förstärkas med ett nytt påslag, armerat

med i tunnelriktningen gående järn, som kunde ge valvet en viss ökad deformationsförmåga med bibehållen sammanhållning och styrka.

Ca 45 dagar efter pallsprängningen genom svällberget (1975-04-20) rapporterade kontrollanten att avståndet mellan dubbarna i pallväggarna hade minskat med ca 10 mm, se fig. 7. Vi bedömde då, att tunnelns stabilitet var i fara, och arbetsledningen beordrades att så snart som möjligt gjuta bottenplattan inom svällbergszonen, se fig. 8.

Bottenplattan kunde gjutas först under andra veckan i maj och under tiden hann pallväggarna att närma sig varandra ytterligare 8 mm, dvs. totalt ca 18 mm, se fig. 7.

Den platsgjutna betongförstärkningen på pallväggarna utfördes under tiden 14 - 19 juli på sätt som framgår av fig. 8 och 9. Därefter kompletterades sprutbetongen i takvalvet med den längsgående armeringen.

Som framgår av fig. 7 upphörde pallväggarnas rörelser efter bottenplattans gjutning. Några sprickbildningar eller andra på instabilitet tydande iakttagelser har ej gjorts fram till tunnelns idrifttagning i december 1975.

Tidsförlusten som orsakades av svällbergszonen blev mycket måttlig, vilket framgår av fig. 10. På en 400 m lång tunnelsträcka innefattande svällbergszonen visas med omväxlande ljusa och mörka fält framdrifterna vecka efter vecka för både galleri och pall. I den breda diabaszonen i uppströmsdelen av sträckan (där diabasen var ganska besvärlig) var framdrifterna i galleriet ca 25 m/vecka och i den relativt goda gråvackan nedströms svällbergszonen 40 - 50 m/vecka. I svällbergszonen var framdriften i galleriet en vecka nere i 8 m. Som jämförelse kan nämnas att framdrifterna per vecka i galleriet i bättre diabas längre nedströms var 35 - 40 m och i granit och gnejsgranit i medeltal ca 50 m med toppar på 60 m. Med utgångspunkt från dessa siffror kan man beräkna att tidsförlusten vid passagen av det aktuella 25 m långa partiet med svällande och krossad diabas i jämförelse med om detta parti i stället hade utgjorts av "normalt" berg var 1,5 - 2 veckor för galleriet och ca 1 vecka för pallen. Det bör påpekas, att de permanentförstärkningar som utfördes sedan tunnelsprängningen passerat detta parti ej förorsakade någon tidsförlust för den fortsatta tunneldriften.

Vår bedömning är givetvis att de utförda förstärkningarna skall visa sig tillräckliga, i vilket fall ett säkert förstärkningssätt har anvisats att passera en "svår" zon med relativt liten tidsfördröjning av tunneldriften. Skulle förstärkningen mot förmodan ej hålla driftstiden ut, så finns förutsättningar och beslutsmotiv redovisade här som underlag för erfarenhetsåterföring.

Såvitt vi kan bedöma faller den aktuella svällbergsmassan utanför det klassificeringsschema, som lancerats av BARTON, LIEN och LUNDE /5/. Den var i ursprungstillstånd så väl hoptryckt att den var helt sprickfri och mycket torr. För klassificering nödvändiga parametrar blir obestämbara men oförsiktiga skattningar skulle kunna leda mot relativt högt Q-värde, dvs. ringa förstärkningsbehov. Svårigheterna torde ha definitionsmässig orsak - Q-metoden utgår från och är tillämplig på blockbergmassor och det aktuella svällberget är väl närmast en hårt sammanpressad "jordart".

SAMMANFATTNING

Tiluppstunneln till Järnvägsforsens kraftverk passerar ett antal diabaspartier, vilka på grund av sina dåliga bergtekniska egenskaper vållat stort förstärkningsbehov. En sådan zon med 12 m bredd bestod av helt vittrad och omvandlad diabas med svällbergskaraktär.

Fig. 1 och 2 visar de geologiska förutsättningarna vid svällbergssonen. Vare sig seismik eller tre kärnborrhål i området avslöjade zonens existens eller omgivande diabaspartier.

Tunneln på ca 100 m² total area uttogs med galleri och pall. Då galleriet passerade zonen bekläddes den omedelbart helt torra men vid lufttillträde snabbt vittrande svällbergsytan mycket snabbt efter varje salva och utan vattenspolning med sprutbetong, som armerades och nedfördes i diken längs väggarna, se fig. 3. Sprutbetongens nedre delar förankrades med bultar.

När hela zonen passerats av galleriet, kompletterades sprutbetongen med två sprutade bågar och väggbalkar, som sammanband bultarna på vardera sidan, fig. 4. Genom avståndsmätning mellan dubbar i väggar konstaterades att tunneln var stabil.

Pallen uttogs med försiktighet i avsikt att få en hästskoformad, något förträngd sektion, fig. 5. Väggarna förstärktes omedelbart och successivt med armerad sprutbetong. Bergutfallet blev dock avsevärt större än avsett, och dubbar ingjöts även i pallväggarna för kontroll av sektionens stabilitet, se fig. 6.

Ca 45 dagar efter att pallen genombrutit svällbergszonen rapporterades att pallväggarna var i rörelse mot varandra, fig. 7. Den slutliga permanentförstärkningen enligt fig. 8 och 9 beordrades då till utförande så snabbt som möjligt med bottenplattans gjutning som första moment.

Under de ca 2 veckorna fram till bottenplattans gjutning rörde sig pallväggarna ytterligare 8 mm, se fig. 7. Rörelsen upphörde efter bottenplattans färdigställande.

Den slutliga förstärkningens utseende framgår av fig. 8 och 9. Vid tunnelns idrifttagande i december 1975 hade inga iakttagelser gjorts av rörelser, sprickbildningar el. dyl. som kunde tyda på instabilitet.

Fig. 10 visar att man med den valda förstärkningstekniken kunde passera svällbergszonen med relativt små tidsförluster.

REFERENSER

- /1/ Rydman, S. G., 1974, Förundersökningar vid projektering av berganläggningar, BeFo Bergmekanikdag 15 febr. 1974, s. 15.
- /2/ Dahlin, O., 1973, Bergkartering före driftsförstärkning med sprutbetong, BeFo Bergmekanikdag 9 febr. 1973, s. 171.
- /3/ Selmer-Olsen, R. och Rokoengen K., 1974 About Swelling Tests and Stability of Clay Zones in Hard Rock, ISRM 3:rd Congress Denver, Proceedings Vol. III, Part B, p 1061.
- /4/ Lundgren, T., 1975, Möjligheter att förutse och undersöka farliga lerzoner i berganläggningar, BeFo Bergmekanikdag 1975, s. 57.
- /5/ Barton, N., Lien, R. och Lunde, J., 1974, Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Supports, Rock Mechanics vol. 6 pp. 189.

SUMMARY

The headrace tunnel to the hydroelectric power plant Järnvägsforsen, Ånge, Sweden, passes through a number of dolerite dykes and sills. Most parts of these have been bad rock, which has caused a heavy demand for strengthening measures. One dolerite dyke with a width of 12 metres was completely weathered and transformed into swelling rock mass.

Figs. 1 and 2 show the geological conditions around the swelling rock zone. Neither the seismic investigations nor the three rock core boreholes revealed the existence of the zone of the neighbour dolerite rock.

The tunnel with a total area of about 100 sq. meters was excavated with top-heading and bench. When the top-heading passed the swelling rock zone, the uncovered roof and walls after each blasting were immediately, and without any water washing, covered with reinforced shotcrete. In this way the rock surface, completely dry but quickly deteriorating under the influence of moist air, was stabilized. The shotcrete cover was drawn down into dikes along the walls, Fig. 3, and was also anchored with bolts along the lower parts of the walls.

When the top-heading had passed the 12 meters of swelling rock, the reinforced concrete was supplemented with two reinforced shotcrete arches and also shotcreted wall beams, which joined the bolts structurally, Fig. 4. By measuring the distance between studs in the tunnel walls it was possible to check that the tunnel section was stable.

The bench was excavated very carefully with the intention of forming a horse-shoe section, which was somewhat constricted, Fig. 5. Immediately after every round the dry bench walls were covered with reinforced shotcrete. The outfall was, however, considerably greater than intended due to the low strenght of the swelling rock. Studs were placed in the bench walls for checking the distance between the walls, see Fig. 6.

About 45 days after the bench had passed the swelling rock zone it was reported that the tunnel walls had moved about 10 mm towards each other, Fig. 7. It was then ordered that the permanent strengthening as shown in Figs. 8 and 9 should be undertaken as soon as possible.

The reinforced concrete bottom plate was cast about 14 days later, at which time the bench walls had closed in about 8 mm further, see Fig. 7. However, after the bottom plate was cast, the movement stopped.

The complete strengthening measures gave the tunnel an appearance as shown in Figs. 8 and 9. When the tunnel was waterfilled in December 1975, no observations indicating instability had been made (movements, fissures etc).

Fig. 10 shows that it was possible to pass the wide zone of swelling rock with inconsiderable loss of time, using the strengthening technique as reported.

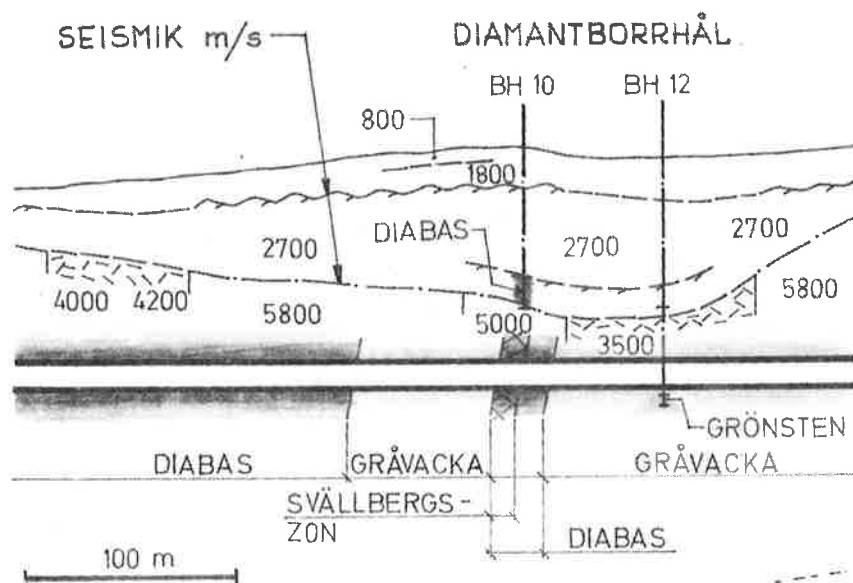


Fig. 1. Längdsektion av aktuell tunnelsträcka
Seismik Borrhål Bergarter

Longitudinal section of stretch
of tunnel in question
Seismics Drill holes Types of rock

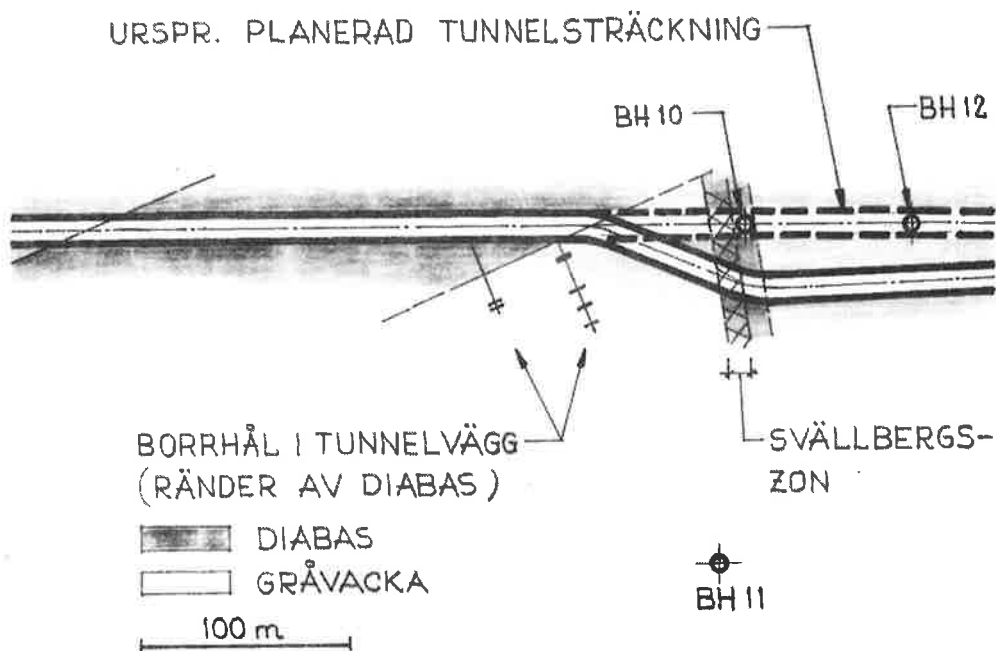


Fig. 2 Plan av aktuell tunnelsträcka
Borrhål Bergarter

Plan of stretch of tunnel in question
Drill holes Types of rock

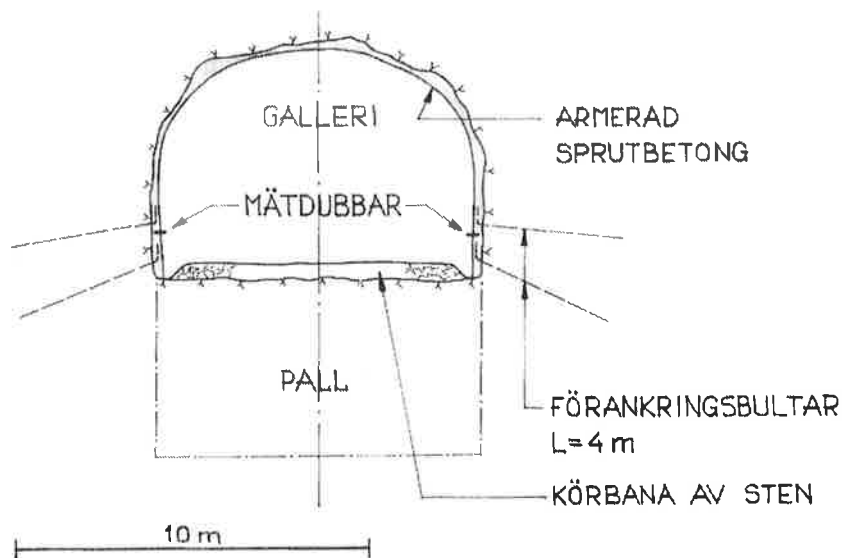


Fig. 3 Tvärsektion av galleri
Driftförstärkning

Cross-section of top-heading
Temporary strengthening

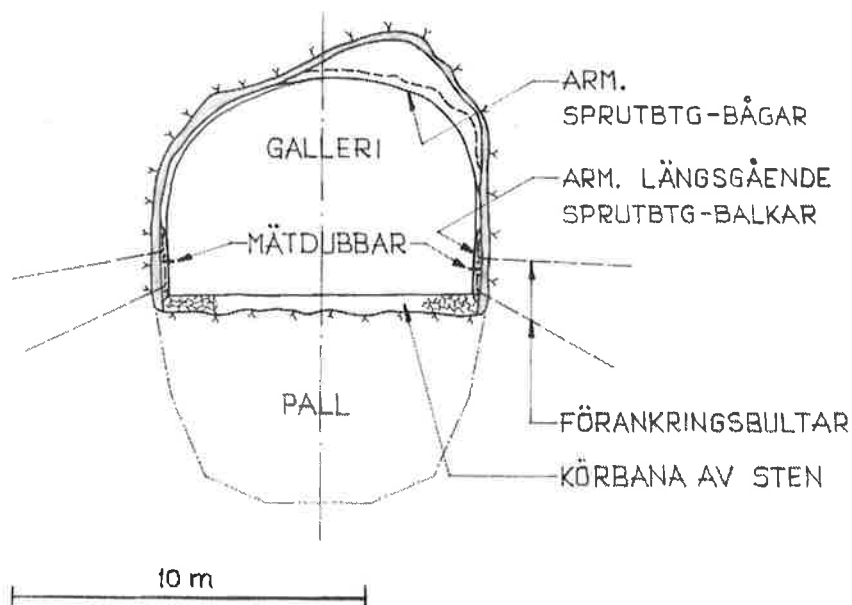


Fig. 4 Tvärsektion av galleri
Kompletterande förstärkning med sprut-
betongbågar och längsgående "balkar"

Cross-section of top-heading
Additional strengthening with shotcrete
arches and longitudinal "beams"

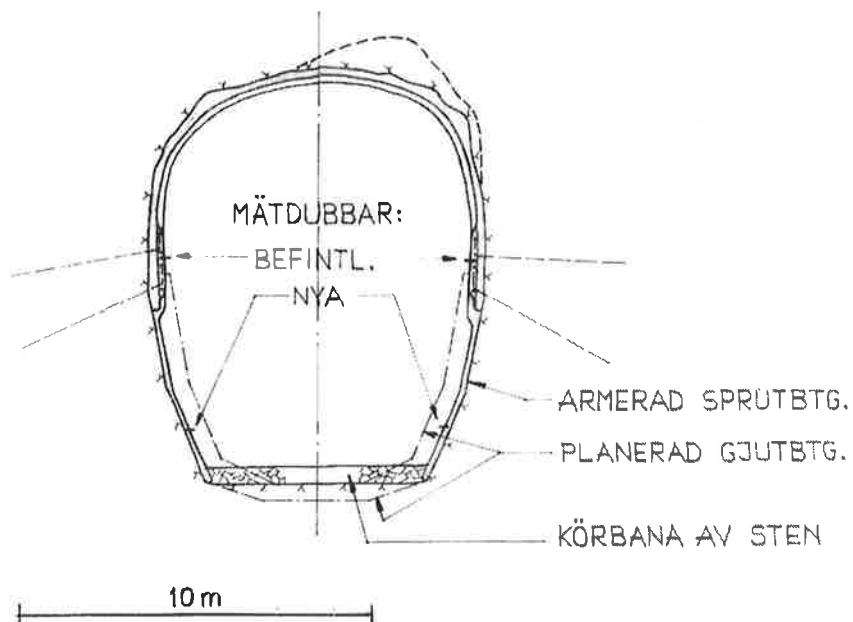


Fig. 5 Tvärsektion av tunnel
Planerad driftförstärkning av pall

Cross-section of tunnel
Planned temporary strengthening of bench

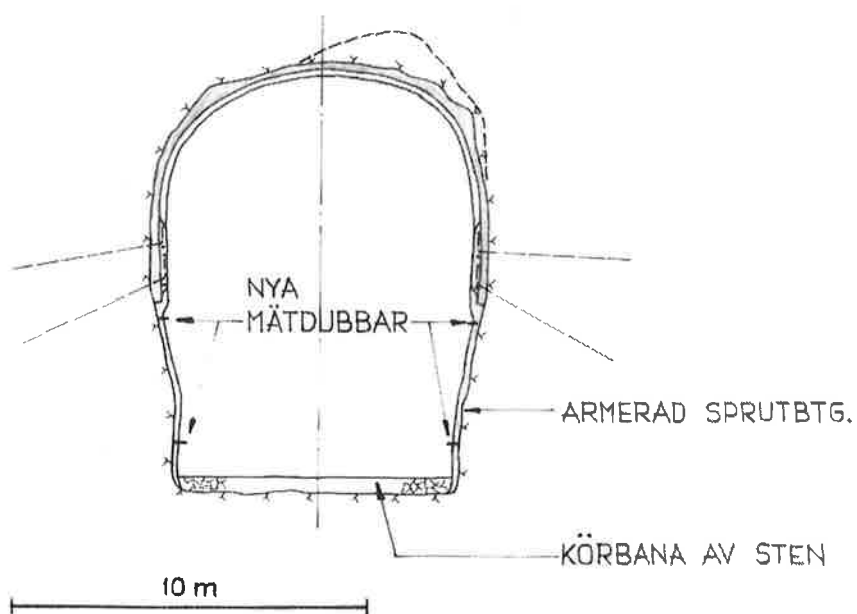


Fig. 6 Tvärsektion av tunnel
Driftförstärkning av pall

Cross-section of tunnel
Temporary strengthening of bench

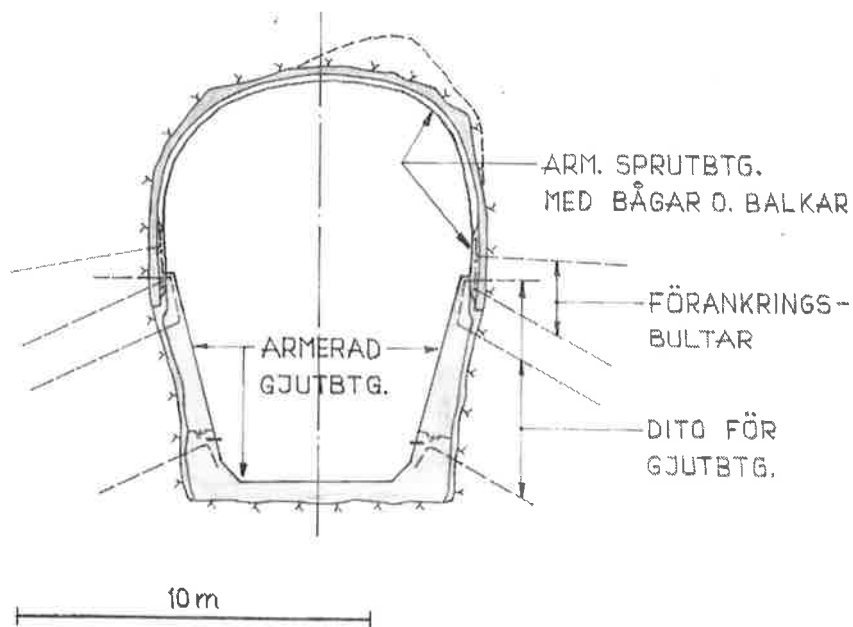


Fig. 8 Tvärsektion av tunnel
Permanentförstärkning

Cross-section of tunnel
Permanent strengthening

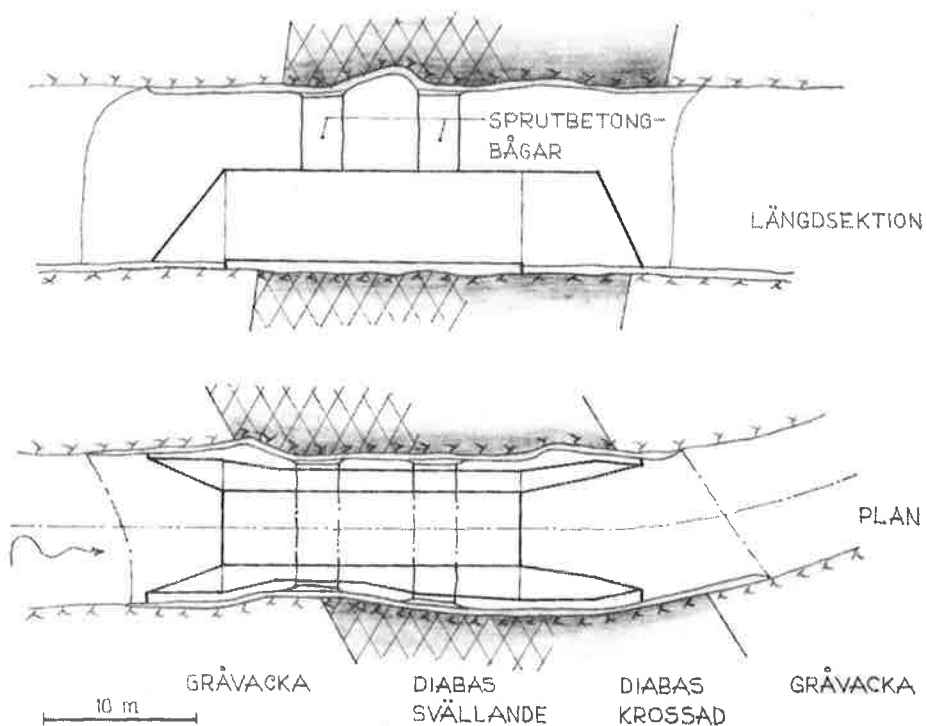


Fig. 9 Längdsektion och plan av tunnel
Permanentförstärkning

Longitudinal section and plan of tunnel
Permanent strengthening

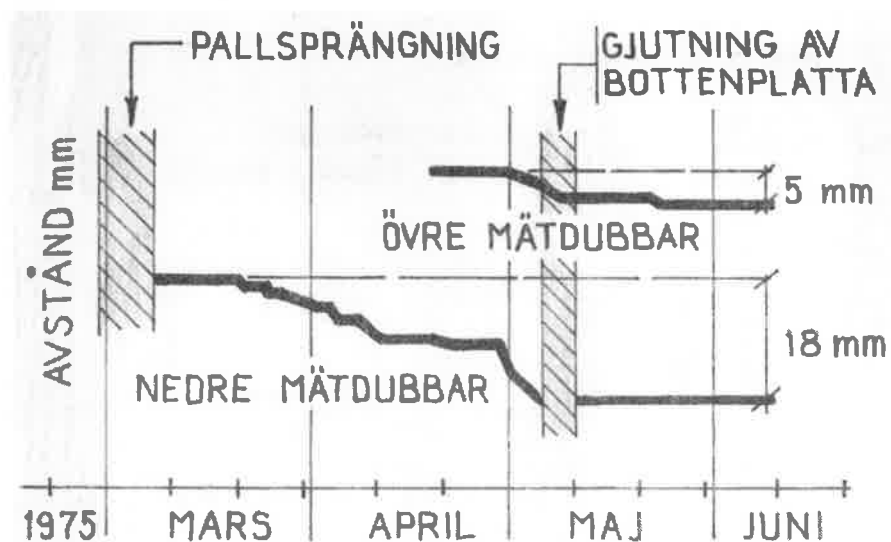


Fig. 7 Diagram visande uppmätt avståndsändring mellan tunnelväggarna

Diagram illustrating change in distance between tunnel walls

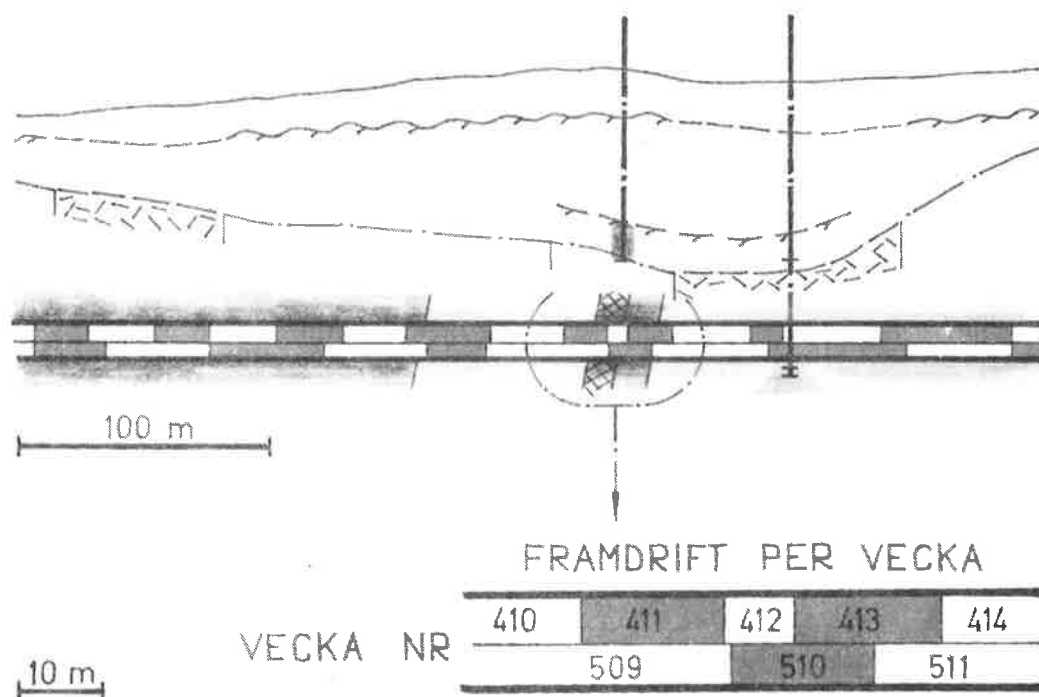


Fig. 10 Längdsektion av tunnel
Veckoframdrifter

Longitudinal section of tunnel
Weekly advance of blasting

UNDERSØKELSE AV RASSONE I RØRVIKSKARET VEGTUNNEL

Studies of cave in zone in Rørvijskaret road tunnel

Geolog Arne Grønhaug, Vegdirektoratet,
Veglaboratoriet, Oslo

BAKGRUNN OG FORUNDERSØKELSER

Lofotvegen, riksveg 19, danner ved hjelp av ferjestrekninger forbindelsen mellom fastlandet og de største øyene i Lofoten, fig. 1. Vest for Svolvær går vegen gjennom Rørvijskaret, som på grunn av snøras har vært en meget usikker forbindelse vinterstid.

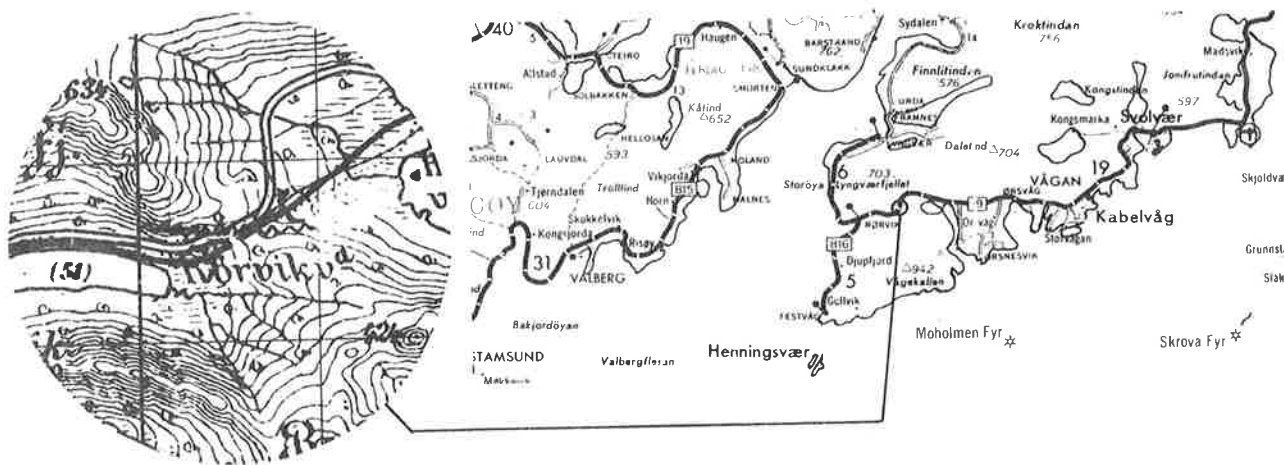


Fig. 1 Rørvijskaret ligger på riksveg 19, ca. 20 km vest for Svolvær.

Fig. 1 Rørvijskaret is situated about 20 km west of Svolvær, Lofoten, North Norway.

Det har i lang tid vært planer om sikring av vegen, og mange alternativer er blitt vurdert. Størst interesse har samlet seg om å legge vegen i en 740 m lang tunnel under Rørvijskaret. For å få oversikt over de bygningstekniske konsekvenser, ble det i august 1964 utført en geologisk undersøkelse. I den geologiske rapporten fra befaringen konkluderes det:

"Den stukne linje skjærer en sone med svakt fjell som kan medføre kostbare sikringsarbeider. Bedre fjell

finner en mot sydvest. En vil derfor foreslå at traséen blir flyttet....."

RASET 18. MARS 1970

I begynnelsen av mai 1970 kom det anmodning fra ledelsen om råd i forbindelse med sikring av ras i Rørvikskaret veggtunnelanlegg. Traséen var ikke endret som anbefalt og tunnelen var derved drevet inn i den påviste bruddsone, ca. 200 m fra østre påhugg. Salven den 18. mars var gått normalt og massene var lastet ut. Da man kom tilbake etter matpause, var det kommet ras fra et 3 m langt og 1 m høyt parti i søndre vegg innerst ved stoffen.

En startet opp med utlasting, men raset utviklet seg fort. Allerede 4. april hadde rasmassene glidd ut til ca. 17 m fra stoffen. Samtidig ble det oppdaget at et område oppe i selve skaret hadde sunket inn ca. 5-6 m, fig. 2. Dette området lå 25 m sønnenfor tunneltraséen, og lengdeaksen i den fulgte bruddsonen i terrenget som dannet en spiss vinkel med traséen. Krateret var i ferd med å fylles av vann, men ras-massene var stort sett tørre.

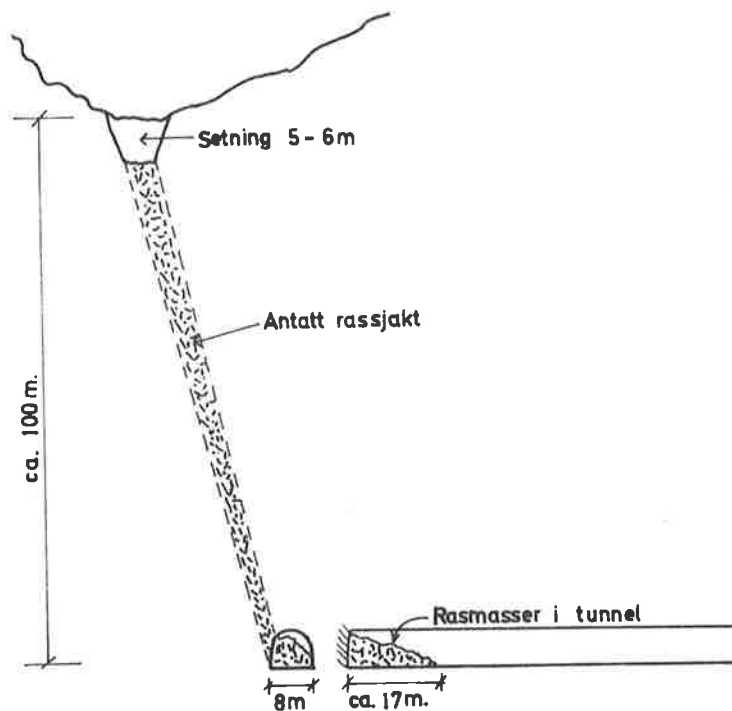


Fig. 2 Snitt som viser situasjonen 4. april 1970, med sætninger i terreng på 5-6 m forårsaket av ras i tunnelen.

Fig. 2 Vertical section through the cave-in zone showing the situation April 4, 1970. Settlements of 5-6 m is caused by cave in the tunnel.

Ledelsen engasjerte et firma som påtok seg å sikre raset ved sementinjeksjon. Det ble injisert fra 20 hull som ble boret i vifteform ut fra tilstøtende tunnelvegg og hvelv. Ved boring av hullene ble rassonen kartlagt. Rassonen var 5 m tykk i vederlaget, men smalnet av til 5 cm tykkelse både i hvelvet og midt i veggen. Injiseringen førte ikke til blokkering av raset.

UNDERSØKELSER AV RASMASSENE

Det samme firma som foretok injiseringen foreslo å stabilisere rasmassene ved frysing. Det var i forbindelse med dette tilbud at ledelsen nå ba om en vurdering.

Under boring av injeksjonshullene ble borsynken registrert for å kartlegge utstrekningen av leirsonen, fig. 3. På grunnlag av boringen var den slutning trukket at leirsonens bredde varierte betydelig, fra få cm nederst i søndre vegg til ca. 5 m i vederlaget og få cm midt i hvelvet. Det var i tillegg utført et par boringer på stuffens nordside, og her ble det rapportert om fast berg. Det bilde man dannet seg på grunnlag av dette var at leirmassene lå i en begrenset silo fra søndre vederlag og opp til dagen. Leirsonen dannet en spiss vinkel med traséen, slik at den i sin helhet måtte ligge foran stuffen på nordsiden, men at den her var tynnet ut.

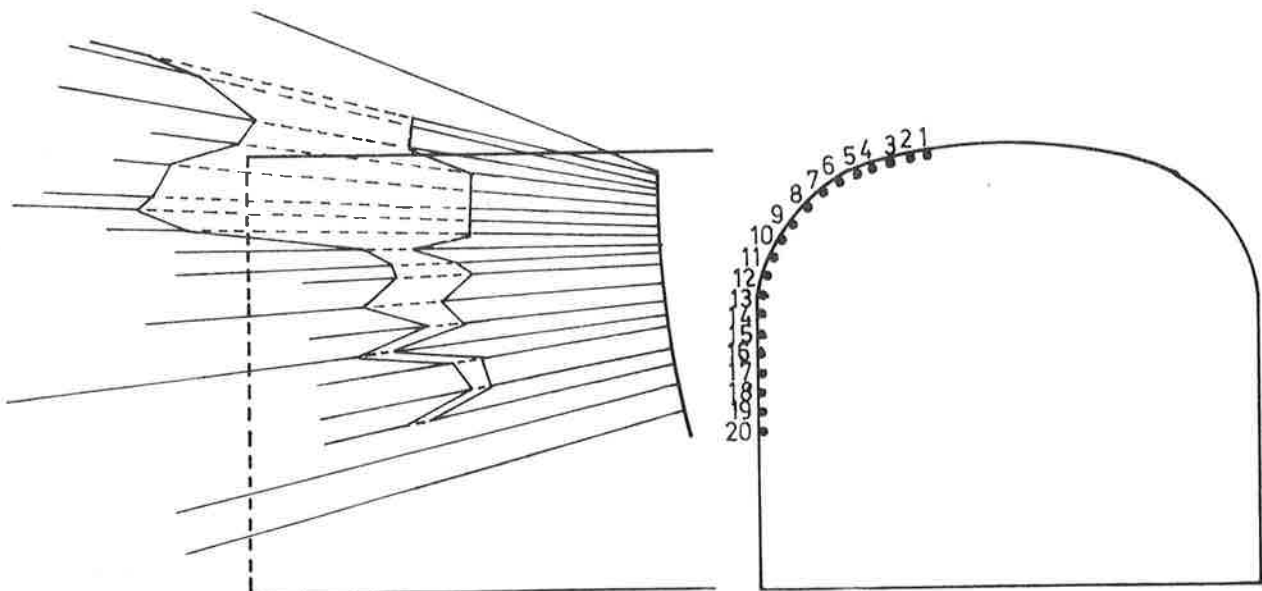


Fig. 3 Vertikalsnitt som viser borplan for injeksjonshull, samt den registrerte beliggenhet av bløtt, leirholdig materiale.

Fig. 3 Vertical sections showing the drilling pattern of injection holes, and the found distribution of soft, claybearing rock.

Rasmassene besto av finmateriale, stein og blokker. Blokker og stein var avrundete og såpeglatte, og det fantes to typer. En type var brunfarget og inneholdt middels til grovkrystallinsk glimmer. En annen type var blåfarget og amfibolholdig. Andre synlige mineraler i begge typer syntes å være kalkspatt og forvitret feltspatt. Finmaterialet hadde en grafittaktig konsistens, og var åpenbart glimmerrikt.

Det ble sendt prøver for røntgendiffraktometrisk undersøkelse til Institutt for Geologi, Universitetet i Oslo. Resultatet av denne går frem av tabell 1.

Mineral	Finmateriale	Bergart	
		Blåfarget	Brunfarget
Montmorillonitt	mye	mye	mye
Glimmer (biotitt)	mye		mye
Talk (pyrofyllitt)	mye	mye	mye
Amfibol (krokidolitt)	litt	mye	
Kloritt	litt	litt	litt
Kalkspatt	litt	litt	litt

Tabell 1. Mineralsammensetning av rasmassene.

Table 1. Mineral composition of the materials.

Det fremgår at alle prøver inneholder mye montmorillonitt og talk, noe som skulle gi massen spesielt liten friksjon og muligens også stor svelleevne.

Rasmassene var fuktige, men ikke våte. Bare få steder i tunnelveggen øst for raset sivet det vann på sprekker. Derimot var raskrateret øverst i terrenget fylt med vann. En representativ prøve av finstoffet ble pakket i plastpose og lagt i fryseboks. Ved frysing til $+18^{\circ}\text{C}$ syntes egenskapene å være de samme som før frysingen. Materialet var mere klumpet, men ikke frosset sammen. Vanninnholdet var ca. 10% (funnet ved tørking i varmeskap ved 60°C).

På grunnlag av undersøkelsene ble stabilisering med frysing frarådet. Boringene viste at det var bedre berg nordenfor traceéen, og for å få snarlig gjennomslag ble det drevet en omløpstunnel her. Sonen ble passert uten spesielle vanskeligheter. Bare en sone på 2 m bredde ble sikret med kontaktstøp. Forøvrig var bolting tilstrekkelig.

VURDERING AV OMLØPSTUNNELER

Gjennomslag i tunnelen ble utført i desember 1970, og ledelsen valgte å undersøke muligheten for omlegging av tunnelen forbi rasstedet. For omlegging av tunneltracéen var det to alternativer. De gikk ut på å drive S-formete tunneler på 75 m og 150 m lengde forbi rasstedet.

Det ble følgelig igangsatt tre kjerneboringer, to langs de foreslåtte tunneltraséer på nordsiden, samt en lengre boring for å undersøke fjellets beskaffenhet syd for traséen, fig. 4.

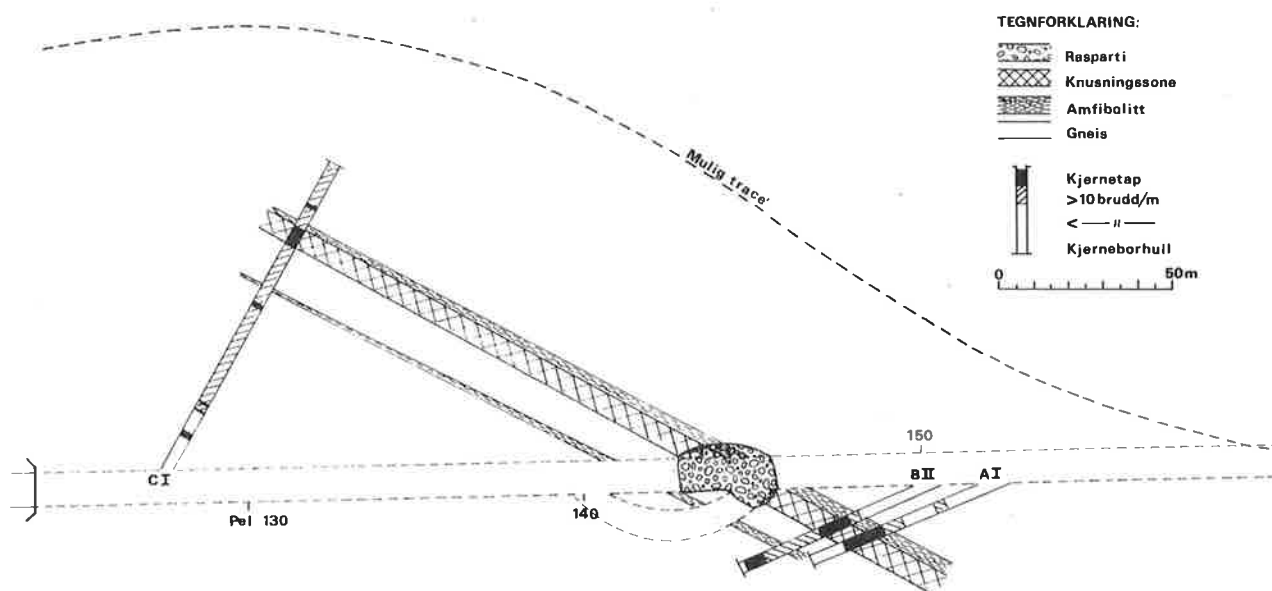


Fig. 4 Kartskisse som viser beliggenheten av de utførte kjerneboringer gjennom rassonen.

Fig. 4 The core borings shown in relation to the tunnel.

Fig. 5 - 8 viser forskjellige kvaliteter av berget.

Boring AI. AI ble boret horisontalt mot nordøst med ansett vest for rasstedet langs en mulig omløps-tunneltrasé på 150 m nord for rasstedet.

Kjernene består av grå gneis og amfibolitt, fig. 9. De første 8 m av kjernene er moderat oppbrutt, og viser middels godt berg, med sprekkefrekvens 3 pr. m og RQD 70, i det følgende benevnes dette med 3/70, som betegner gjennomsnittsverdier. De følgende 8-14 m er betydelig dårligere, 20/20, spesielt 9-13 m der det oppsto endel kjernetap. De gjenværende deler av kjernene består av rød gneis og amfibolitt.

Den følgende kjerne frem til 24 m viser igjen middels godt berg, 5/60. Dårligere berg opptrer fra 24-31 m,

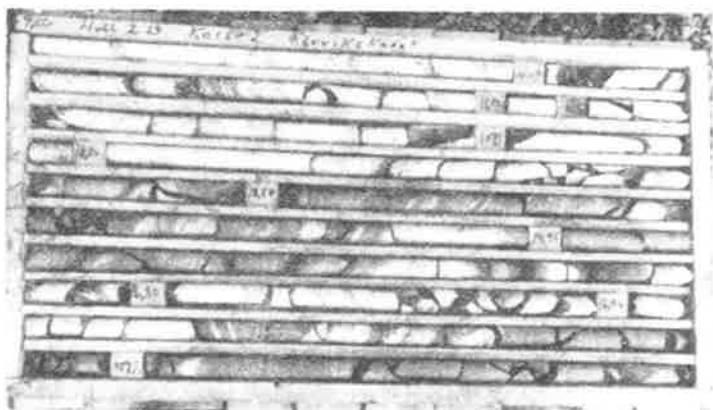


Fig.5 Kjerner tatt til side for tunnel i bra berg.

Fig.5 Rock cores taken outside tunnel in good rock.

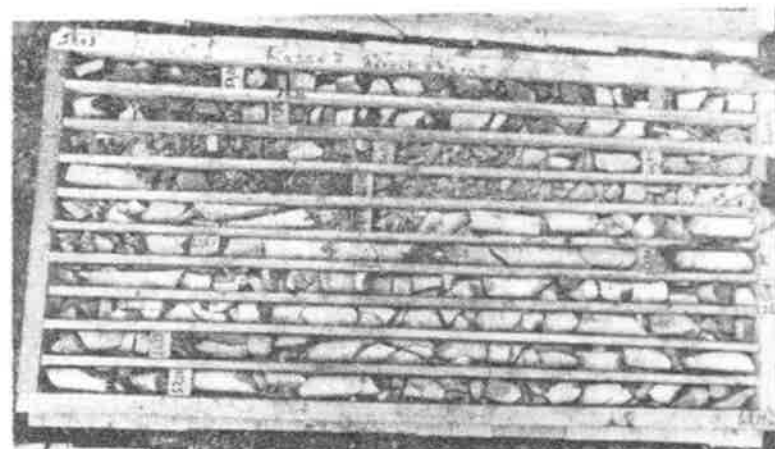


Fig.6 Kjerner tatt til side for tunnel sikret med bolter, bånd og nett.

Fig.6 Cores taken outside tunnel strengthened by rock bolts, rock straps and net.



Fig.7 Kjerner tatt i rassonen, der det bløte materialet har gått tapt under spyling.

Fig.7 Cores from the cave-in zone, the soft and clay-bearing material has been lost.



Fig.8 Materiale fra rassonen, delvis sedimenter fra spylevannet og pakket i plastposer.

Fig.8 Material from the cave-in zone, partly sedimented from the flush water.

10/20, bestående av grå gneis. Deretter følger meget dårlig berg med betydelig kjernetap fra 32 til 42 m, opptatt materiale består av amfibolitt, rød gneis og grå gneis. Dette partiet representerer leirsonen. På grensen av denne finnes amfibolitt, rød oppknust gneis og pegmatitt.

Berget ved borhull AI inneholder leirsoner ved dybdene 8,5 m, ca. 25 m og fra 32 m og forbi 42 m dybde. I partiene utenom dette er berget middels til dårlig.

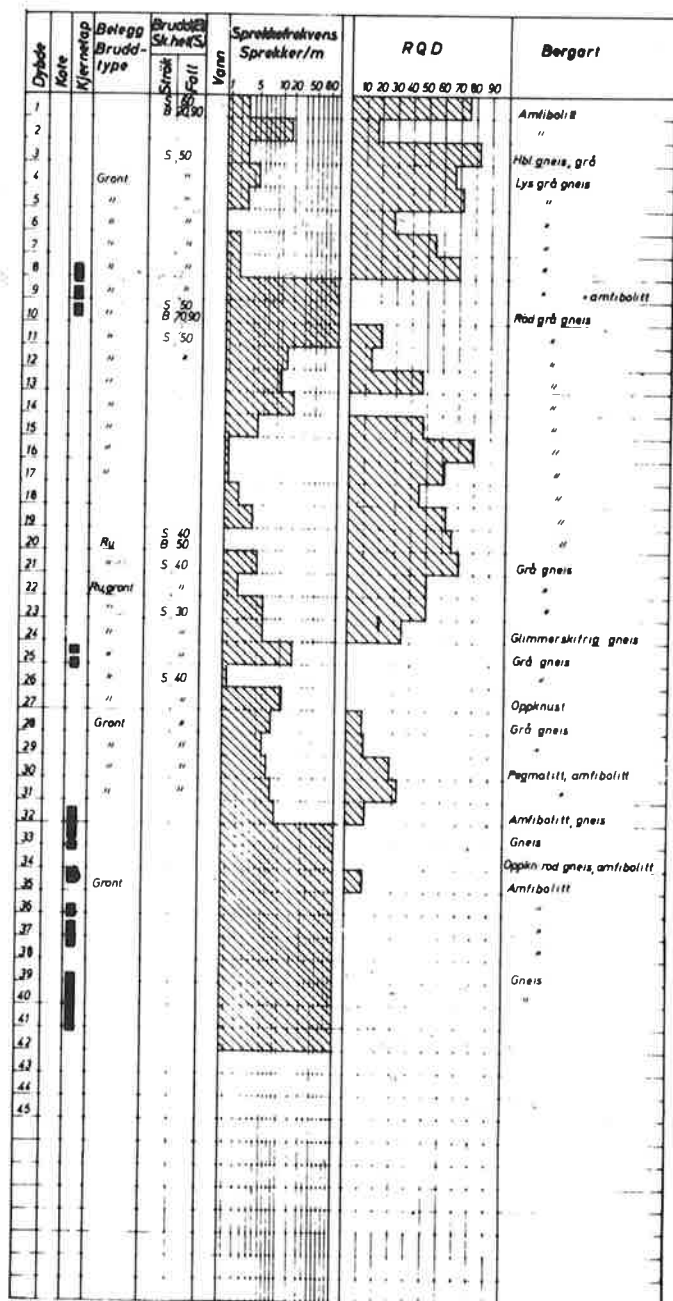


Fig.9 Borskjema fra hull AI.

Fig.9 Core log from hole AI. It shows from left rock type, RQD, fracture frequency, fracture dip and strike, joint material or surface condition, loss of core, and depth.

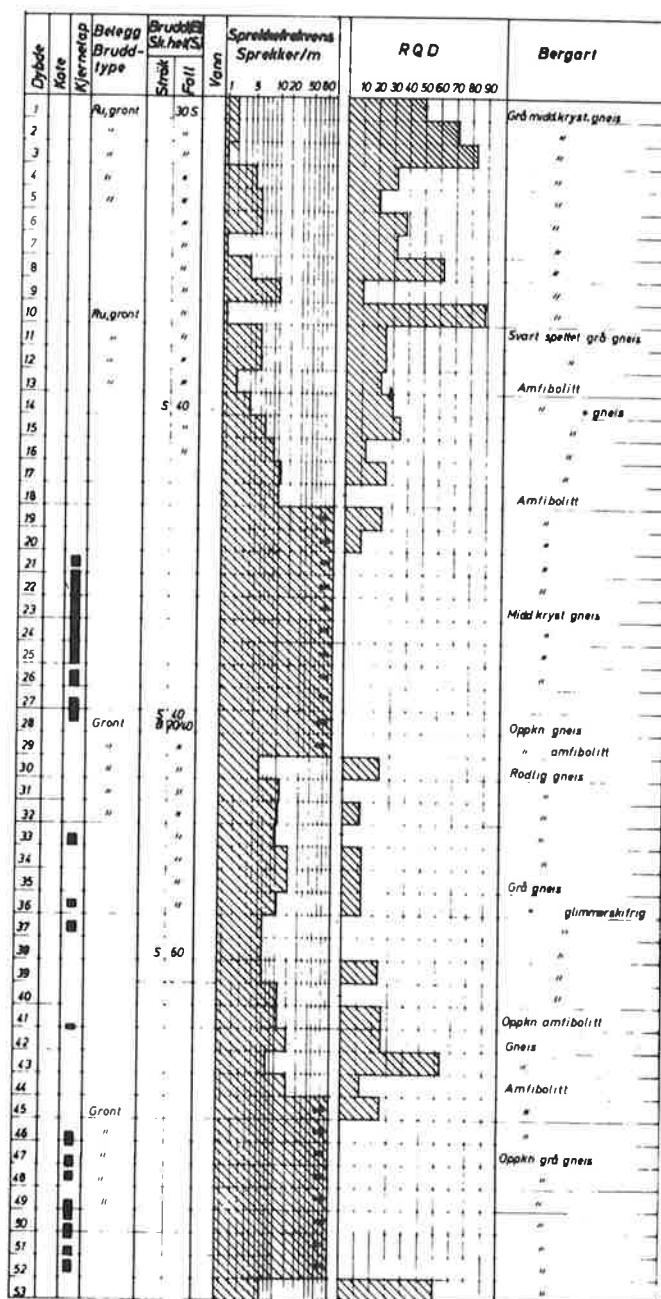


Fig. 10 Borskjema fra hull BII.

Fig. 10 Core log from hole BII.

Boring BII ble utført for å undersøke berget i trasé for omløpstunnel på 75 m lengde nord for rasstedet. Hullet ble boret horisontalt parallelt med AI, fig. 10.

Frem til 19 m dybde ble det boret i grå gneis av middels kvalitet, 3/30. Fra 13 til 19 m er det endel amfibolitt i tynne lag. Fra 19 - 20 m er det oppbrutt amfibolitt på grensen mot leirsonen, og oppknust berg på partiet 20-29 m. Kjernetapet finner en på partiene 32,5 - 33,0 m, 36,0 - 36,5 m og 40,4 - 40,6 m. Kjernene viser dårlig berg, 10/20, rød gneis, grå gneis, glimmergneis og innerst amfibolitt fra 29 m til 45 m.

Resten av kjernen, fra 45 m og til 53 m, er hovedsakelig blitt spylt vekk og gått tapt, bortsett fra den siste meteren som består av grå gneis av middels god kvalitet, 7/60. Berget langs borchullet består jevnt over av svak gneis og amfibolitt, og det er gjennomsett av flere leirsoner, den bredeste på 8 m.

Boring CI. For å undersøke mulighetene for å legge om tunnelen syd for den eksisterende, ble det utført en kjerneboring tvers på leirsonen fra eksisterende tunnelvegg ca. 150 m øst for raspartet, fig. 11. De første 6 m består av grå gneis oppbrutt av glatte, leirholdige slepper, stort sett berg av dårlig kvalitet, 5/30. Fra 6 til 10 m er gneisen oppknust, med endel kjernetap mellom 8 og 10 m.

På partiet 11-16 m er gneisen mindre oppknust, 5/30. Deretter kommer en lang kjerne av mere ensartet berg. Det består hovedsakelig av sterkt oppsprukket gneis, 10/30, og strekker seg frem til 55 m. Kjernetap finnes hovedsakelig fra 51-53 m. Kjernetapet avmerket ved 20-21 m skyldes teknisk feil, og kjernetapet avmerket ved 40-42 m er ubetydelig.

Fra 55 m frem til 84 m opptrer rødlig gneis, amfibolitt, dernest oppknust gneis og amfibolitt. Kjernene i området består av sterkt oppknust berg, med sjelden opptreden av kjernebiter lengre enn 10 cm. Leirsonen er gjennomboret i området 71-79 m, og her er materialet i hovedsak representert ved borslam sedimentert fra spylevannet.

Noe bedre gneis finnes på strekningen 80-95 m, der det er stor variasjon mellom lengre kjernebiter og oppknust kjerne, i middel 10/25.

Resten av kjernen, fra 95-100 m består av oppknust gneis med kjernetap ved 97 og 100 m, gjennomsnittlig 10/30. Kjerneboringen viser dårlig berg også utenfor leirsonen, og i høyere grad enn boringene nord for tracéen.

I dette berget er det drevet tunnel på vanlig måte, og det er utført sikring med bolting, fjellbånd og netting. Det må her innskytes at dette berget klassifiseres i dårligste klasse i RQD-systemet, som derved ikke synes å skille bergkvaliteter som krever differensiert tunnel-drift.

Tunnelen har en spennvidde på 8 m, og hvelvet sto oppe i 3 timer. Dette tilsvarer Lauffers bergklasse D, som betegnes som løst berg og som krever lett stempling. Det er tvilsomt om dette partiet kunne sikres med lett stempling. Dersom en bare betrakter spennvidden i sonen, blir denne 3 m, og en kommer over i bergklasse E, meget løst og smuldrende berg, som krever middels stempling. Jeg tror også dette i det foreliggende tilfelle ville være en for optimistisk sikring.

Massene ble lastet ut av tunnelen. Sidefjellet mot nord viste seg å være så oppsprukket at det raste ut. Raskrateret utvidet seg derfor etterhvert, fig. 12.



Fig. 12 Raskrateret måler ca. 50 m x 36 m. Hovedsonen ligger mot sleppeflaten til venstre. Midt på bildet går en amfibolittgang.

Fig. 12 The pit is 50 m long and 35 m wide. The main zone lies along the joint surface to the left. The rock consists of gneiss, dissected by an amphibolite dyke in the middle of the picture.

Resultatet av boringene viste at sonen i alle de undersøkte områder inneholdt leirholdig materiale. Med de ressurser som var til disposisjon ble alternativ: Omlegging av tunneltracéen, vurdert å være for usikker.

SUMMARY

In spite of recommendation in the geological report, the Rørvikskaret road tunnel was driven into an alteration zone dissecting the bedrock consisting of gneisses.

Cave-in occurred from a one metre wide slit in the face and southern wall. In less than a month, the masses up to the rock surface 100 m above was sliding towards the tunnel.

At most, the materials, which were moist, but not wet, filled the whole tunnel section in a length of 15 m, and lying in an incline another 17 m.

The cave-in material consisted of mica/graphite-like fines and soaplike stones and boulders. The mineral contents of the fines were mainly montmorillonite, mica and talc, of blue rocks montmorillonite, talc and amfibole, and of brown rocks montmorillonite, mica and talc. The alteration zone is probably related to an amphibolite dyke.

By drillings performed to plan a possible detour, it was not obtained any cores from the cave-in zone outside the slide area. Adjacent rock on both sides of the zone had RQD lower than 20, and joint frequencies higher than 10.

None the less, as rock support in this part of the tunnel rock bolts, straps and nets have been sufficient. Accordingly the notation "very poor rock" should not be justified in this case. According to Lauffer, a rock with standup time of three hours, and an effective span with of 3 m, is classified in class E, "very soft and friable". This rock class is supposed to require medium support, which probably would be too optimistic in this case.

TÄTNINGS- OCH FÖRSTÄRKNINGSARBETEN VID STN KUNGSTRÄDGÅRDEN

Grouting and reinforcement of rock in an Underground station in Stockholm.

Erik Malm, Stockholms Gatukontor

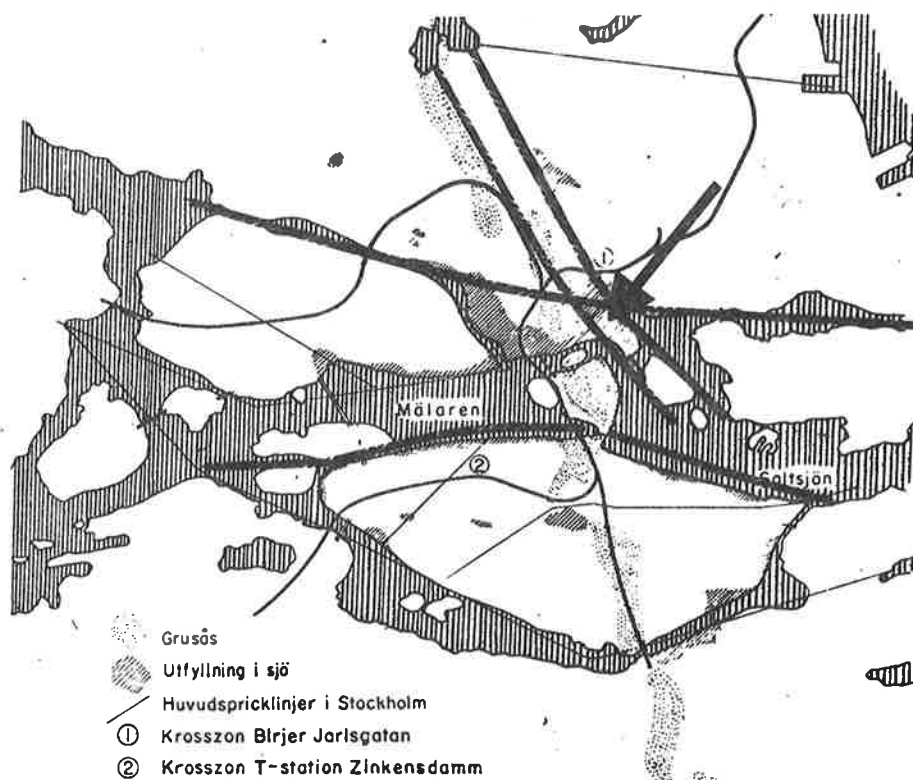
Allmänt

31 aug i fjol öppnades Stockholms tredje tunnelbanelinje, Järvabanan från T-centralen till Hjulsta på Järvafältet. Den egentliga ändstationen inne i centrala staden är station Kungsträdgården men av flera skäl ligger den senare i tidsprogrammet och kommer att öppnas 1977.

Sprängning av spårtunnlar förbi stationen började visserligen redan för nio år sedan men läget för uppgångar har inte kunnat lösas förrän långt senare. Många minns väl almbåket från 1971. 1973 bestämdes läget för de två rulltrappsschakten upp till ytan och det byggnadstekniska utförandet kunde studeras i detalj.

Geologi

Tunnelbanan går här fram genom ett geologiskt sett mycket skiftande parti av Stockholm.



Karta över Stockholm visande några omfattande svaghetszoner i berggrunden. Station Kungsträdgården vid pilen.

Map of Stockholm showing some of the biggest fault zones in the bedrock. Station Kungsträdgården at the arrow.

Några av huvudspricklinjerna i området är: Stadsgården - Sö Mälarstrand, Barnhusviken. Sprickzonen mellan Brunnsviken och Blasieholmen där stationen ligger avslutas med en djup sänka i berggrunden under trädgården som ett jättelikt yxhugg. Taket i tunneln ligger här 24 m under stadens nollplan men bergtäckningen är trots djupläget mindre än 5 m där sprickzonen korsar det Östra rulltrappsschaktet. Bara några meter vid sidan om tunneln ligger berget på 24 d v s i nivå med tunneltaket.

Bergarterna är gnejs och granit, den senare ofta sprickrik och vattengenomsläpplig. Berggrunden är på flera ställen genomslagen av sprick- och krosszoner. De lösa jordlagren består huvudsakligen av grus, sand och mo. Närmast bergytan är jorden blockrik och har stor vattengenomsläpplighet. Stationens läge i utkanten av Brunkebergsåsen och nära Saltsjön innebär att tillgången på vatten är mycket stor i tunnelnans omgivning.

Kraven på täthet i tunnelbanan är mycket stora. Grundvattensänkning måste undvikas och pumpningskostnaderna hållas nere. Takdropp tillåts inte på rälsen.

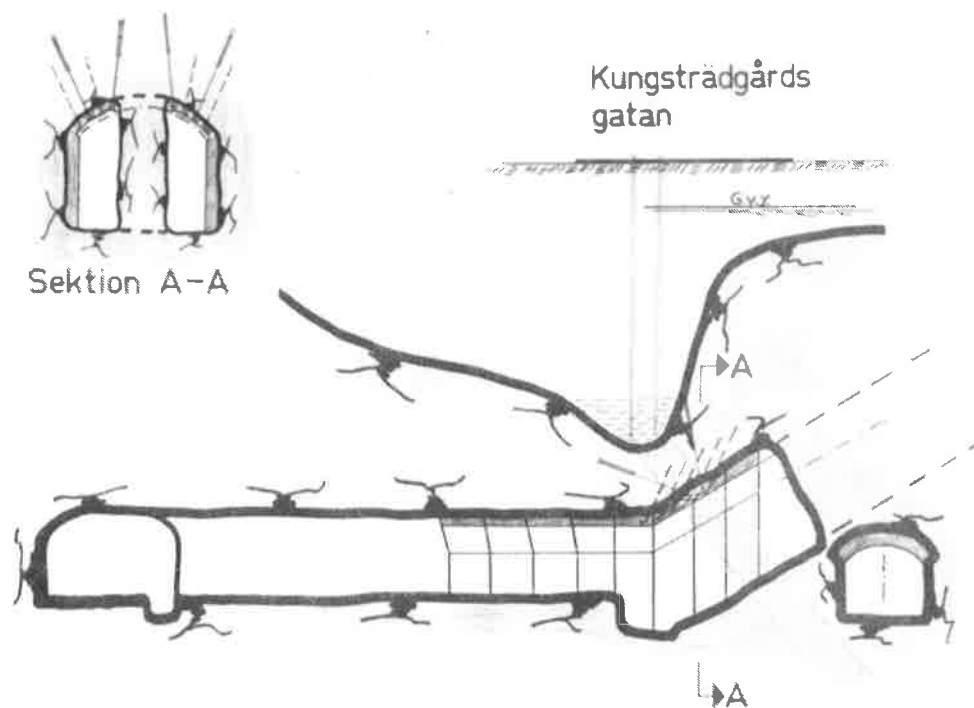
Även ovanför plattformarna måste tunneln vara torr sedan innertaket på stationerna slopats och ersatts av ytförstärkning med armerad sprutbetong.

De här för hela tunnelbanan generella reglerna för tätning av berget är särskilt accentuerade på Kungsträdgården på grund av de geologiska förutsättningarna i området. Ett ohejdat vattengenombrott i tunnelarna skulle få förödande konsekvenser. Drivningen måste ske på sådant sätt att man var fullständigt garaderad mot detta.

Berget har tätats med cement- och silikatinjektering ett arbete som på station Kungsträdgården fått en betydande omfattning.

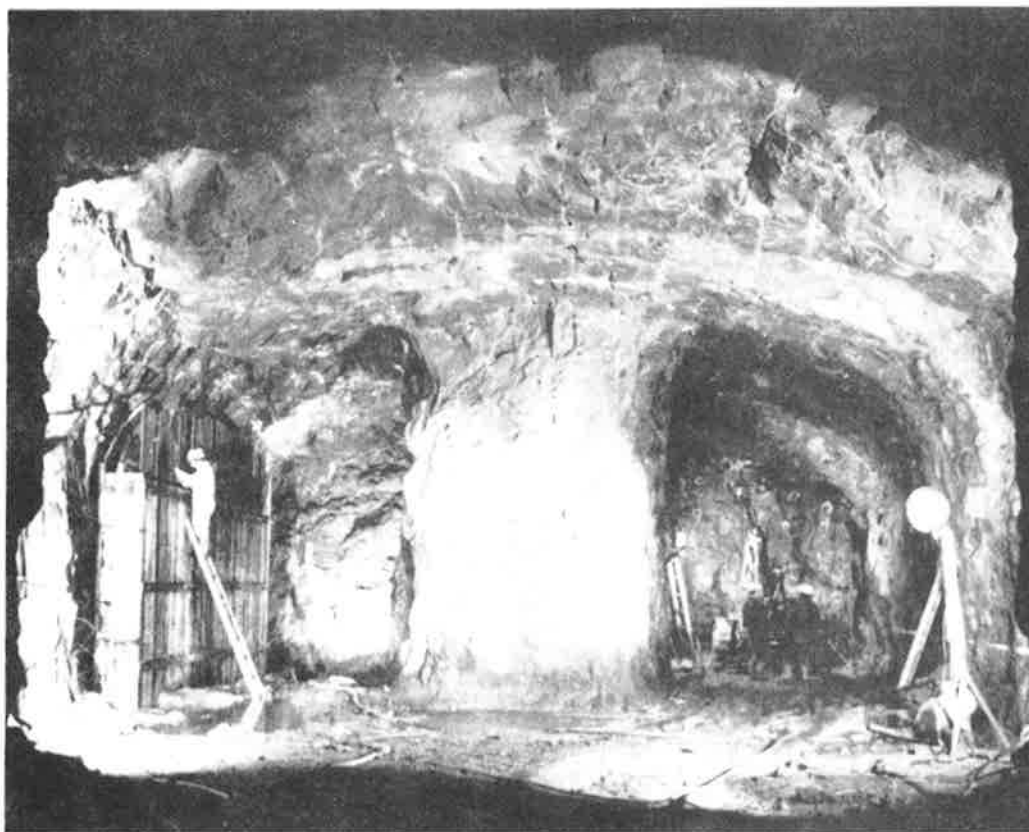
Östra rulltrappsschaktet

Ett objekt som innebar problem med tätning och bergförstärkning var drivning av rulltrappsschaktet till stationens Östra biljett-hall. Denna hade ursprungligen planerats ligga i själva Kungsträdgården men projekterades om efter almbåren och kommer nu istället att ligga i Arsenalsgatan. Schaktet skall innehålla tre rulltrappor och snedhiss. Det blir 10 m brett, går som vanligt i 30° lutning och utgår från en 30 m lång och 11 m bred horisontell gångtunnel från stationens Östra ände. Den omfattande sprickzonen, jag nämnde i inledningen, från Brunnsviken till Blasieholmen korsar rulltrappan. Zonen är ungefär 2 m tjock. Den stupar 40° - 60° mot nordost och består av krossmaterial med ett betydande inslag av lera. Den hade kartlagts genom en omfattande borrhning från markytan och med kompletterande borrhning av kärnborrhål från en spårtunnel. Sju hål borrades parallellt med det blivande rulltrappsschaktets tak. Ett hål gick ut i jord men borrades om i något sänkt läge och vi kunde konstatera en lägsta bergtäckning på 4,5 m.



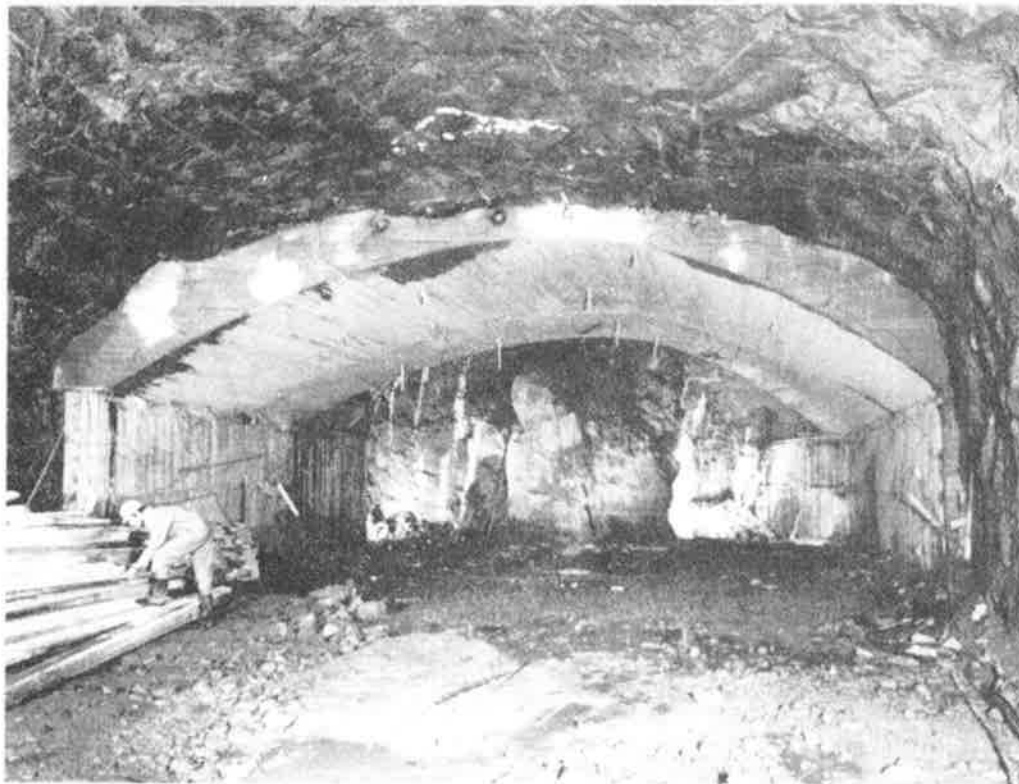
Längdsektion av gångtunnel och rulltrappsschakt.

Longitudinal section of pedestrian tunnel and escalator shaft.



Metod för sprängning av gångtunnel: Pilottunnlar längs väggarna, bergpelare lämnas tills vidare i mitten.

Method of blasting of pedestrian tunnel: pilot tunnels along the walls, column of rock left in the centre.



Den kvarlämnade bergpelaren sprängdes i korta etapper omväxlande med byggnad av betongförstärkningar.

The rock column was blasted in short rounds alternating with the construction of concrete reinforcements.

Ytterligare en sprickzon nästan vinkelrätt mot den första går ovanför rulltrappans tak och bidrar till att försvaga hållfastheten ovanför tunneln. Vi beslöt driva gångtunnel och schakt med pilottunnlar efter vardera väggen och successivt bygga förstärkningsväggar och valv av armerad betong.

Den första delen av gångtunneln går genom gott berg med tillräcklig täckning och kunde sprängas med full sektion. Närmast stationen lämnade vi emellertid kvar väggarna för att i händelse av allvarliga komplikationer vid passagen genom sprickzonen kunna bygga en skyddsvägg mot katastrofalt stor vatteninläckning. I den inre delen av gångtunneln sprängdes 4 m breda pilottunnlar efter vardera sidan fram till rulltrappans nedre brytpunkt under successiv förinjektering från fronten. Varje injekteringsomgång omfattande upp till 100 hål runt hela tunnelkonturen och tog 2 - 4 veckor.

Efter ett antal sådana uppehåll för tätning byggdes betongväggarna efter sidorna och sprängning av den kvarstående bergpelaren i tunnelns mitt kunde påbörjas. Varje förstärkningsvalv var 4 m i tunnelns riktning och endast så stor del av pelaren fälldes att utrymme fanns för byggnad av en båge. Spännvidden i tunneln mellan betongförstärkning och tunnelfront blev härigenom aldrig mer än ca 5 m.

Bågarna göts med pump och dagen efter gjutning gjordes fyllnadsinjektering genom i förväg satta rör som mynnade i de högst belägna kyrkorna. Efter fyra förstärkningsetapper var vi framme vid rulltrappans början.

Ytterligare en försiktighetsåtgärd vidtogs nu för att öka säkerheten vid passage av den bergsvacka som bildats ovanför ~~knoss~~zonen. Mycket omfattande sonderingsborrning från markytan och tunneln hade lokaliserat bergets läge i höjd o plan. Berget var överlagrat av friktionsjord.

Denna var visserligen finkornig med inslag av mo - några orörda prover hade inte tagits upp - men jordinjektering bedömdes möjlig. Den utfördes från ytan i till en början ett 20-tal hål. Hålen var ca 20 m långa och försedda med ventilrör omgivna av mantelbruk med 38 cm avstånd mellan ventilerna. Som injekteringsbruk valdes ett cement-bentonitbruk och därefter polymeriserande silikat. För att genom bruksåtgången kunna följa injekteringsförloppet ansattes en porvolym inklusive förluster av 40 %, en gissning som visade sig ganska riktig. Jordvolymen i den del av fickan vi strävade att täta var ungefär 200 m³ och totalt förbrukades 22 ton cement, 5 ton bentonit och 4 ton silikat eller sammanlagt ungefär 90 m³. Efter borrning och injektering av 5 kompletteringshål kunde mantelbruket runt ventilrören inte sprängas trots ett tryck på 130 kp/cm². Flera kontrollhål från tunneln upp i den injekterade jorden var helt torra ett resultat klart över förväntan.



Översikt över arbetsplatsen för jordinjektering med slottet i bakgrunden.

View of the work site for soil grouting with the Royal Castle in the background.

Passagen under svackan kunde göras med tillförsikt. Hela den beskrivna arbetscykeln från gångtunneln kunde nu upprepas vid sprängningen av rulltrappsschaktet vilket även denna gång gjordes i fyra etapper.

Det svaga berget i krosszonen låstes mot omgivande partier av injekterande bultar som sattes i samband med drivningen av pilottunnlarna. Därefter sprängdes bergpelarna i mitten och betongförstärkningarna byggdes.

Omfattningen av den utförda förinjekteringen kan belysas med några siffror. Berginjekteringen krävde 6 500 bormeter och 37 ton cement till en kostnad av 550 000 kr. För jordinjekteringen borrades 600 bormeter och injekterades 22 ton cement, 5 ton bentonit och 4 m³ silikat. Kostnaden blev 200 000 kronor.

Gatukontoret har haft Stabilator som entreprenör på injektering och utfört övriga arbeten i egen regi.

Summary

The Underground station of Kungsträdgården is situated in the centre of Stockholm. The station lies in rock tunnel rather deep below street level. An extensive fault zone in the bedrock striking in a north-south direction can be traced through a great part of Stockholm. Just north of the Underground the zone has a depression like a gigantic axe cut where the top of rock is 24 m below ground surface. The zone crosses the escalator tunnel which has a rock cover of only 5 m.

The soil overlying the rock consists mainly of gravel and sand with very high water permeability. The station lies close to the sea and near to very large ground water basins connected with the sea. Because of the geological setting it was obvious that a collapse in the tunnels would have catastrophic consequences. Drips of water are not tolerated on the rails or the platforms - no false ceiling is built beneath the shotcreted roof of the rock tunnel - and also from this point of view a strict demand must be set for water-tight tunnels.

Accordingly the tunneling had to be done with very great care.

From the end of the station tunnel a pedestrian tunnel runs to the bottom of the escalator tunnel. The first is horizontal and the latter slopes 30°. The passage under the fault zone was done with pilot tunnels along the walls leaving a column of rock in the centre to be removed later, cf photo. An extensive program for cement grouting was followed alternating with the tunneling. The depression in the fault zone was covered with soil which was grouted from the street employing both a cement - bentonite mix and chemical grouting with silicate.

Finally the tunneling could be completed to full section by blasting of the centre rock column and subsequent concrete lining.

ALLMÄN DISKUSSION

Ingenjör Jan-Eric Ahlstedt, Ytong AB, Kumla

Ytong AB marknadsför sedan drygt ett år tillbaka ett system för plastingjuten bergbult. Vi arbetar tillsammans med det franska företaget CELTITE, som är marknadsledande på dessa produkter internationellt sett.

Vårt långsiktiga engagemang i detta är att skapa en nordisk marknad tillräckligt stor för att motivera en tillverkning på hemmaplan. Vi har sedan sju år tillbaka god erfarenhet av plastingjutningen i vår egen sandstensgruva i Kvarntorp.

Nödvändigt för en breddad användning av våra produkter är en ökad mekaniseringsgrad vid bultningen. Vi har därför tillsammans med Atlas Copco tagit fram en bultningsrigg som svarar mot högt ställda krav för vår gruva.

För en helt plastingjuten kamstålsbult av längd 1,80 m erfordras 2,5 - 3 min för de tre operationerna borrhning, patronladdning och bultsättning. Operatören sköter dessa tre operationer inifrån en bullerdämpad och förstärkt hytt. Aggregatet har varit i drift från oktober 1975 och fungerar klanderfritt.

Vi är måna om att få visa detta aggregat för alla intresserade. Ni är alltså välkomna att kontakta oss på Ytong för en demonstration av ett kvalitativt, kvantitativt, miljömässigt och ekonomiskt utmärkt bergförstärkningsalternativ.

Professor Bengt Broms, KTH, Stockholm

Det har talats en hel del om finita elementmetoden och dess tillämpningar vid denna bergmekanikdag. Man måste ha klart för sig att det är främst tvådimensionella problem som man kan angripa med denna metoden. Vid analys av spänningsförhållandena kring en tunnel måste exempelvis spricksystemet i huvudsak vara parallellt med tunneln. En annan faktor som jag tror är viktig är utvärderingen av de initialspänningar som existerar i berget. Mätningar utförda vid Forsmark har till exempel visat, att höga horisontaltryck förekommer och att vertikaltrycket till och med kan vara negativt på sina ställen nära markytan. Vertikaltrycket ökade vid Forsmark kraftigt med djupet. Mätvärdena på de lägsta nivåerna var väsentligt större än det totala överlagringstrycket. En tredje faktor som jag tror är viktig är utvärdering av de olika parametrar som kan påverka beräkningsresultaten. På detta område tror jag att man är väsentligt efter i jämförelse med utvecklingen av nya och allt mer förfinade program. Finita elementmetoden är inte enbart utveckling av nya program utan omfattar även utvärderingen av de parametrar som in-

går i ett program, t ex E-modul och skjuvhållfasthetsvärden. Den fjärde faktorn som har betydelse är uppföljning i fält av gjorda analyser. Jag tror att finita elementmetoden kommer att ge anledning till att utföra deformationsmätningar i ökad omfattning och att mäta sprickvattentryck och bergtryck. I detta sammanhang kommer Näsliden-projektet in. Jag tror att detta projekt är betydelsefullt och att man här kan kontrollera i fält hur pass tillförlitliga finita element är och hur utvärderingen utav de parametrar som ingår i analysen av mätresultaten kan genomföras.

Jag tror även att det är väsentligt att man skall kunna kontrollera sina beräkningar med enkla överslagsmetoder så att man vet att man åtminstone har rätt storleksordning på ingående parametrar. Resultaten blir aldrig bättre än vad som motsvarar de ingångsdata som man använder sig av i sin analys.

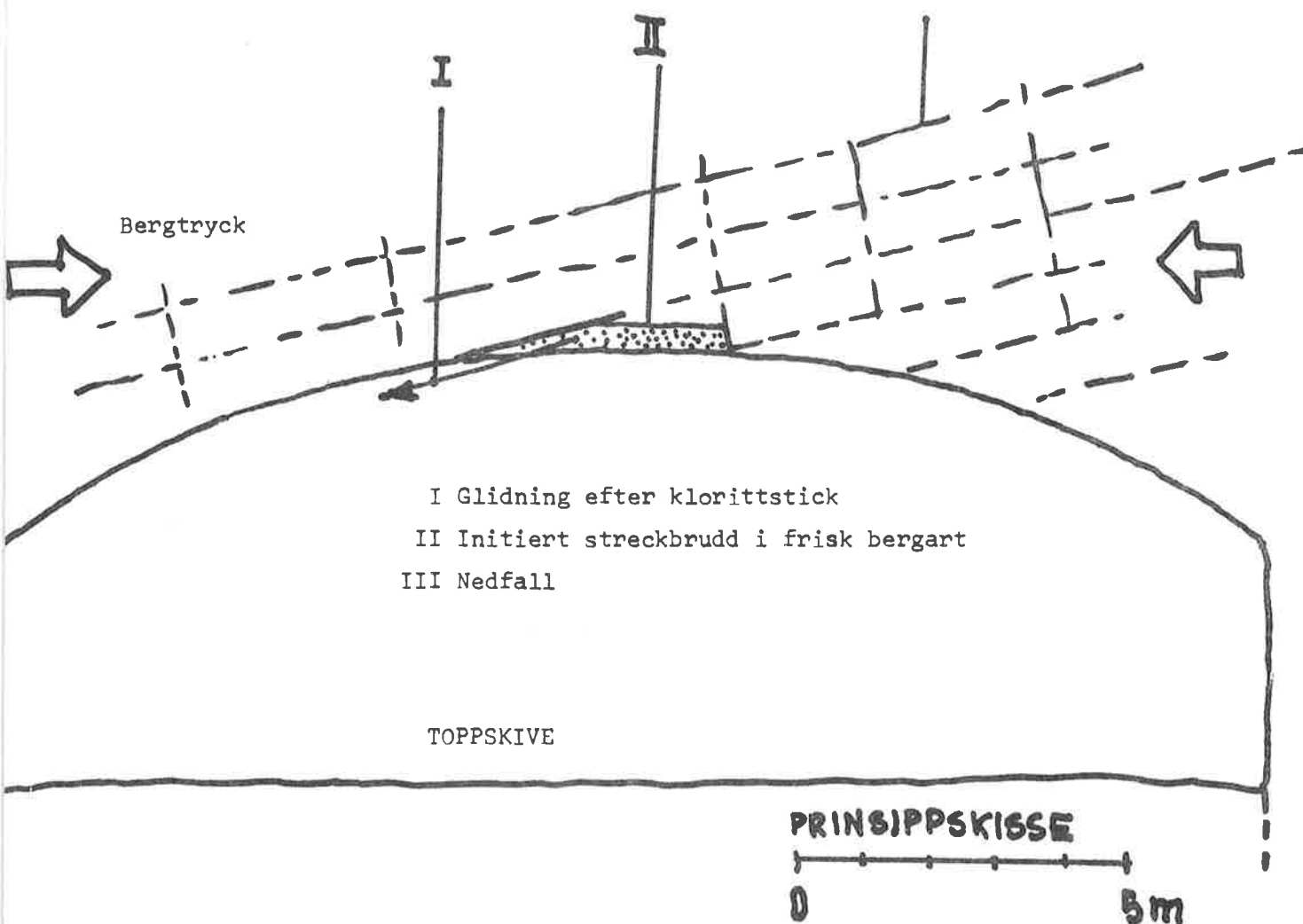
Sivilingenjör Knut Garshol, Ingeniør. Thor Furuholmen
A/S, Oslo

I tilknytning till Hr Hiltcher's innlegg, vil jeg gjerne få referere et praktisk eksempel, som er helt analogt med et meget viktig forbehold han nevnte om "eventuelle spesielle stedlige forhold med et ugunstig orientert sprekkesystem".

Eksemplet er fra igangvaerende utsprenkning av et propanlager i fjell ved Rafnesanlegget i Norge.

Bergarten er en grovkornet granit og fjelloverdekningen over hengen er ca. 120 m. Hallen har lengde 250 m, spennvidde 19 m og høyde ca. 26 m. Overdekningen er ikke så stor at det er grunnlag for å anta høye nok bergtrykk i hallnivå, til å skape bergslagsproblemer. Under utsprenkning av adkomstsynk og toppskive i hallen, viste det seg likevel å stå en stor horisontal spenning på tvers av hallens lengdeakse. Dette førte til nedfall av blokk, som vist på vedlagte figur. Største blokk ble målt till ca. 2 x 5 x 0,5 m, men også flere noe mindre blokk falt ut etter samme mekanisme.

Jeg vil gjerne ha Barton's vurdering av dette praktiske eksemplet i relasjon til hans klassifiseringssystem. Etter hans system får man en tallverdi for fjellets stabilitetsmessige kvalitet etter observasjon av fjellet på stedet. I det aktuelle eksempel ville det praktiske resultat blitt et helt annet ved f.eks. 45° dreining av hallens lengdeakse, selv om fjellet egentlig er det samme og Q + verdien altså fast. Blokkfallet skyldes en uheldig kombinasjon av bergtrykkets størrelse og retning, sprekkesystemets skjaerfasthet og orientering, og hallens orientering. Hvordan tas disse rent geometriske forhold vare på i klassifiseringssystemet.



Sjefsgeolog Hans Peter Geis, Elkem-Spigerverket a/s, Oslo

Jag tyckte att direktör Bomans föredrag var mycket inspirerande och kanske också litet av en utmaning. Han var inne på att bergmekanikerna icke skulle komma att kartlägga lika ingående som geologerna. Det tycks mig vara mer naturligt att låta geologerna komma in mera på dessa uppgifter. För ett år sedan höll jag här ett litet föredrag om enkla sätt att konstatera bergspänningar på. Vi måste ju vara förberedda på att göra detta så enkelt som möjligt. De tredimensionella mätningar som görs är så pass dyra att de bara kan företas vid speciella skäl i alla fall i förbindelse med bergverksdrift så jag tror att en viktig poäng är att man kommer fram till enkla metoder till att hålla ett öga på bergspänningar och först och främst förändringar i bergspänningar.

Tekn dr Sten G A Bergman, Stocksund

I anslutning till Bartons intressanta redogörelse på förmiddagen vill jag göra några kommentarer.

Jag har tidigare uttryckt min stora uppskattning av den prestation, som ligger bakom detta förslag till klassifika-

tionssystem - Q-systemet. Det är min uppfattning att de redovisade parametrarna och parametersambanden för oss ett långt steg framåt mot praktiskt användbara kvantitativa bedömningsmetoder.

Det måste dock starkt understrykas, att användningen av Q-systemet måste förutsätta stor praktisk erfarenhet, när det gäller att bedöma värdet av de ingående parametrarna. Denna erfarenhet bör också kopplas till de värderingar, som använts vid utarbetandet av Q-analysen. Man kunde ju se i de redovisade empiriska värdena, att det föreligger stora spridningar i de primära parametrarnas möjliga värden, och inlägget nu nyss om geometri och in situ-tryck understryker ytterligare komplexiteten.

Om man utan ingående och korrelerad erfarenhet försöker använda systemet som en "slavisk norm" vid projektering, tror jag att man kan få mycket orealistiska prognoser med eventuellt svåra ekonomiska konsekvenser som följd. Exempel härpå finns redan.

Men Q-systemet är otvivelaktigt en sporre för framtiden och kan rätt förvaltad bli till avsevärd praktisk nytta - det tror jag är ställt utom allt tvivel.

Ingenjör Menachem Finkel, KTH, Stockholm

Det var en fråga till Palmqvist och Lysén. Jag har sett att i någon av bilderna som Palmqvist har visat fanns det en uppgift om svängningshastighet som var på 0,015 till 50 mm per sekund. Jag ville fråga om man vid projekteringen har satt en övre gräns på markskakningar och om man kunde finna någon korrelation mellan förstärkningsbehovet och sprängningsförfarandet.

Överingenjör Lars Lysén, Göteborgs Vatten- och avloppsverk, Göteborg

Som jag sa så har vi väldigt många värden från sprängningarna. Vi har tyvärr inte haft möjlighet att utvärdera dessa. Vi kontrollerade entreprenören på varenda salva och hade mycket stränga föreskrifter. Max 50 mm och på vissa ställen där vi hade bara 10 m täckning var vi nere på 30 mm i svängning men vi har inte orkat med att undersöka någon korrelation.

Ph D Nick Barton, Norges Geotekniske Institutt, Oslo

Jeg skal forsøke å svare på et spørsmål som Garshol stilte før kaffepausen. Det gjaldt et propanlager 19 m bredt med langsgående, skråttstående sprekker i taket med klorittbelegg i disse sprekke. Ved utspregning viste det seg at horisontaltrykket i berghvelvet (tangentialtrykket) var ganske høyt, og situasjonen førte

til blokkfall fra hengen (taket). Spørsmålet var hvordan denne situasjonen ville komme fram i vår Q-klassifisering (som ikke har noen saerskilte parametre for orientering).

Det er flere som har lest våre rapporter som tror at vi ikke har tatt hensyn til orientering. Det er riktig at vi ikke har noen spesielle parametre for orientering, og det er kanskje nødvendig å forklare at "orientering" ligger implisitt i det forhold at parametrene J_r = Joint roughness number og J_a = Joint Alteration number skal tas ut fra den i stabilitetshenseende ugunstigste sprekkeforekomst, det vil si fra den sprekkekonstellasjon som ut fra sin orientering og sin karakter kunne føre til brudd. Det er klart at geologer som kartlegger i tunneler vil søke de ugunstigst orienterte sprekker eller diskontinuiteter. Dette er sikkert en svært viktig observasjon, men man må ha klart for seg at det ikke bare er orienteringen alene, men også den ugunstige (lave) skjaerfasthet av sprekke materialet og sprekkenes plane karakter som fører til problemer, f.eks. i den klorittbelagte svakhetssone som Garshol nevne. Om dette hadde vært en ru og "frisk" (unaltered) sprekke med samme orientering, er det mulig at man i dette tilfelle ikke ville kunne se noe som helst av den. Det er altså ikke bare orientering, men holdfasthet, friksjon og dilatans som er et svært viktig parameter.

Til Garshols spørsmål om hvordan den ugunstig orienterte svakhetssone ville bli ivarettatt ved en klassifisering etter vårt Q-system, kan tilføyes:

$$Q = \left(\frac{RQD}{J_n} \right) \times \left(\frac{J_r}{J_a} \right) \times \left(\frac{J_w}{SRF} \right)$$

Karakteren av den ugunstigst orienterte svakhetssone i hengen, dvs. plan, glatt sprekke med klorittfylling, gir direkte utslag i de tre parametrene J_r = Joint roughness number, J_a = Joint alteration number og i SRF = Stress Reduction Factor.

Sammenlignet med ru sprekke uten leiraktig belegg synker faktoren $\frac{J_r}{J_a}$ fra 3/1 till 1/4, og faktoren $\left(\frac{J_w}{SRF} \right)$ fra 1/1

til 1/2,5. Samlet effekt er at Q-verdien for den berørte del av hengen reduseres til 1/30 av hva den ville vært dersom den ugunstig orienterte sprekke hadde vært ren og uten klorittbelegg.

En slik reduksjon vil forrykke kvalitetsindeksen f.eks. fra "meget godt" till "dårlig". (Hvis den formodede høye horisontalspenning skulle antas å utgjøre et ekte bergtrykkproblem, ville Q-verdien reduseres ytterligere).

For lagerrom med ESR = Excavation Support Ratio = 1,3 og

spennvidde 19 m, går da anbefalt sikring opp fra f.eks. kategori 9 (sporadisk bolting) til kategori 23 (systematisk bolting c/c 1-1,5 m pluss 5-10 cm sprøytebetong).

Vårt klassifiseringssystem og de derav utledede sikringsbehov dekker den faktiske situasjon og den faktiske utførelse ved propanlageret forbausende godt.

AVSLUTNING

Professor Ingvar Janelid, K T H, Stockholm

Årets bergmekanikkonferens är nu genomförd och det återstår endast att avsluta dagens förhandlingar med att tacka alla som bidragit med föredrag och diskussionsinlägg. Vi får även rikta vår tacksamhet till representanter för industrin och STU för ekonomiska bidrag till verksamheten samt till institutioner och laboratorier som lämnat ut värdefulla bidrag.

Vi har delgivits många, intressanta och värdefulla uppgifter av både praktisk och vetenskaplig betydelse, som säkerligen kommer att bidra till det fortsatta forsknings- och utvecklingsarbetet. Direktör Boman har i sitt anförande skisserat ett framtidsprogram, som vi givetvis hoppas kommer att kunna genomföras. Det är ett stort och omfattande arbete som nedlagts inom BeFo beträffande såväl program som finansiering och vi hoppas givetvis på gott resultat.

Direktör Boman kommer nu att som ordförande i BeFo avsluta dagens förhandlingar.

Direktör Jan Boman, Svenska Gruvföreningen, Stockholm.

Herr Ordförande, jag konstaterar att vi ännu en gång har fått tillfälle att sprida information om de bergmekaniska verksamheterna. Självfallet skall vi då vända oss med ett tack till alla dem som har haft ansvaret för och som medverkat till att detta program har blivit verklighet. Jag inbegriper då också de forskare och medarbetare, som kanske ganska anonyma, har lagt ner mycket arbete utan att de själva fått komma till tals idag.

Informationen skall gå två vägar och därför vill jag gärna nämna att ansvariga för det här programmet är ett programråd med dagens ordförande som sammankallande och ansvarig. Dessutom är det herrar Bergman, Bjurström, Broms, Morfeldt, Wijk, Per-Anders Persson och Hiltcher. Jag namngiver dem av den anledningen att om Ni inför kommande bergmekanikdagar har något förslag så är det bara att kontakta någon i programrådet.

Vårt tack till programrådet följs av ett särskilt tack till dess ordförande som på ett utomordentligt sätt fört dagens förhandlingar.

Tack Ingvar Janelid för ännu en väl avverkad bergmekanikdag och tacket stryker vi under med dagens sista applåd.

