BeFo

Bergmekanikdag 1973

Föredrag och diskussioner

Stiftelsen bergteknisk forskning - BeFo

BERGMEKANISKT DISKUSSIONSMÖTE I STOCKHOLM 9 FEBRUARI 1973.
FÖREDRAG OCH DISKUSSIONER.

Papers presented at
Rock Mechanics meeting in Stockholm, 9 feb. 1973.

Stiftelsen bergteknisk forskning - BeFo
Swedish Rock Mechanics research foundation.
STOCKHOLM 1973

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

	Sid
ÖPPNINGSANFÖRANDE Direktör Jan Boman, Svenska Gruvföreningen, Stockholm	1
INLEDNINGSANFÖRANDE Professor Ingvar Janelid, Tekniska Högskolan, Stockholm	3
INFORMATION OM STU:S OCH BFR:S BERGTEKNISKA AKTIVITETER Byrådirektör Clarence Werngren, Styrelsen för teknisk utveckling, Stockholm	7
BERGETS FÖRSTÄRKNING	
Bergmekaniska förutsättningar	
BERGKLASSIFICERING - ÄNDAMÅL OCH INNEHÅLL Professor Hans Helfrich, Terratest AB, Stockholm	17
SPRÄNGNINGARS INVERKAN PÅ KVARSTÅENDE BERG Dr Per-Anders Persson, Stiftelsen Svensk Detonikforskning, Stockholm	33
BERGSPÄNNINGAR PÅ GRUND AV SVÄLLERA I BERGSPRICKOR Professor Erling Reinius, Tekniska Högskolan i Stockholm och AB Vattenbyggnadsbyrån, Stockholm	60
IDENTIFIERING AV SVÄLLANDE LERMINERAL Laborator Ann Marie Brusewitz, Sveriges geologiska undersökning, Stockholm	76
DISKUSSION	92
BULTARS BROTTLAST I SKJUVADE ZONER Tekn.lic. Sten Bjurström, Stiftelsen Bergteknisk Forskning, BeFo, Stockholm	96
BERÄKNING AV FÖRSTÄRKNINGSEFFEKTER MED HJÄLP AV FINITA ELEMENTMETODEN Bergsingenjör Tommy Groth, Tekniska Högskolan i Stockholm	114

Sid

MÄTNING AV BELASTNINGAR PÅ GJUTNA OCH SPRUTADE BETONGVALV I TUNNLAR
Sivilingenjör Ragnar Schach, Kontor for fjell-sprengningsteknikk, Oslo 126

DISKUSSION 133

Metoder

MIKROSEISMISKA MÄTNINGAR I NÄSLIDENGRUVAN
Bergsingenjör Lars Östblom, Boliden AB, Stockholm 139

BERGFÖRSTÄRKNING MED PLASTINGJUTNA BULTAR I KVARNTORP - DRIFTSERFARENHETER
Överingenjör Björn Gising, Yxhults Stenhuggeri AB, Hällabrottet 151

ERFARENHETER FRÅN BULTNING, BETONGSPRUTNING OCH INJEKTERING AV TUNNLAR
Fil.lic. Buster Sund, Bergkonsult - Sven Tyrén AB, Stockholm 160

BERGKARTERING FÖRE DRIFTSFÖRSTÄRKNING MED SPRUTBETONG
Civilingenjör Olle Dahlin, AB Vattenbyggnads-byrån, Stockholm 171

INSTRUMENT FÖR INDIKERING AV LÖSA BLOCK I BERGTAK
Bergsingenjör Sven Gunnar Bergdahl, Tekniska Högskolan i Stockholm 189

Praktiska exempel

REKYLSKADOR PÅ TUNNELFÖRSTÄRKNINGAR
Tekn.dr. Sten G A Bergman, Stocksund 196

REPARATIONS- OCH FÖRSTÄRKNINGSÅTGÄRDER VID SPRÄNGSKADOR I STOCKHOLMS TUNNELBANA
Civilingenjör Erik Malm, Stockholms Gatukontor, Stockholm 219

ÖVERVAKNING AV ORTFÖRSTÄRKNING GENOM DEFORMA-TIONSMÄTNING
Bergsingenjör Norbert Krauland, Boliden AB, Boliden 228

Sid

BERGRUMS FÖRSTÄRKNING OCH TÄTNING VID LAGRING AV KALLA OCH VARMA MEDIA
Direktör Carl-Olof Morfeldt, Hagconsult AB, Stockholm 257

TÄTNING AV GASLAGER I LAVÉRA, FRANKRIKE
Civilingenjör Tor Hanson, AB Skånska Cementgjuteriet, Stockholm 269

FÖRINJEKTERING AV BERG MED CEMENT OCH KEMISKA MEDEL
Överingenjör Claes Alberts, Stabilator AB, Stockholm 285

DISKUSSION 302

Övriga ämnen

BROTTMEKANISKA SYNPUNKTER PÅ SPRICKUTBREDNING KRING BORRHÅL
Civilingenjör Finn Ouchterlony, Stiftelsen Svensk Detonikforskning, Stockholm 311

MÄTNINGAR AV RÖRELSER I RASHOTAD FJÄLLSIDA PÅ MALMBANAN
Överingenjör Erik Sandegren, Statens Järnvägar, Stockholm 340

SLÄNTDEFORMATIONSMÄTNING MED TRÅDINSPÄNDA MÄTCELLER
Bergsingenjör Imre Hansági, LKAB, Kiruna 349

COREMAP - ETT DATASYSTEM FÖR INSAMLING, LAGRING OCH BEARBETNING AV BORRKÄRNSDATA
Fil.lic. Tom Ekström, Uppsala universitet, Uppsala 360

ALLMÄN DISKUSSION 374

ÖPPNINGSANFÖRANDE

Direktör Jan Boman, Svenska Gruvföreningen

1973 års Bergmekanikdag, den 7:e i ordningen, står för dörren. Alltsedan starten år 1965 har IVA:s Bergmekanikkommitté anordnat dessa numera årliga och alltid välbesökta bergmekanikdagar, som har visat sig fylla ett stort behov.

IVA tog år 1965 ett föredömligt initiativ när den tillsatte sin Bergmekanikkommittée med uppgift att verka för ett gemensamt handlande ifråga om forskning och utbildning inom det mycket snabbt tillväxande ämnesområdet bergmekanik. Genom kommitténs tillskyndan bildades i december 1970 Stiftelsen Bergteknisk Forskning, BeFo, med ändamål "att främja tekniskvetenskaplig forskning inom området bergteknik". I Stiftelsen ingår anläggnings- och gruvindustrins branschorganisationer, Vattenfall, konsultorganisationer samt enskilda företag och tillverkare.

Med ekonomiskt stöd från Styrelsen för Teknisk Utveckling (STU) genomför Stiftelsen ett ramprogram, som för närvarande omfattar 15 forskningsprojekt, varav mer än hälften är rent bergmekaniska. BeFo skall vidare enligt ramprogrammet svara för information rörande bergteknik. Av den anledningen - och då IVA:s Bergmekanikkommitté år 1972 upplöstes efter fullbordat värv - står BeFo idag för första gången som arrangör för Bergmekanikdagen.

Vi eftersträvar icke att tillskapa några nya resurser för tillskapsandets egen skull, utan snarare att fördela verkställigheten dit där de lämpligaste resurserna finns. Vi har därför tacksamt noterat, att IVA:s rutinerade organisation även i år står för de yttre arrangemangen.

För själva kärnpunkten, programmet, svarar en programkommitté, som praktiskt taget person för person är densamma som föregående år ingick i Bergmekanikkommitténs. Vi har således en god grund att bygga på. Det är vidare glädjande att professor Janelid, den nu upplösta Bergmekanikkommitténs ordförande, åtagit sig - att liksom under tidigare år - fungera som ordförande och att han även i fortsättningen kommer att leda dessa bergmekanikdagar. Årets bergmekanikdag står för dörren. Låt mig öppna dörren genom att överlämna ordet till professor Janelid.

INLEDNINGSANFÖRANDE

Professor Ingvar Janelid, Kungl. Tekniska Högskolan, Stockholm

Jag ber att få hälsa deltagarna i årets bergmekaniska diskussionsmöte välkomna.

Mötet är arrangerat av Stiftelsen Bergteknisk Forskning med bistånd från IVA beträffande administrativa frågor.

Sedan Stiftelsen Bergteknisk Forskning nu färdigbildats och övertagit den funktion som den tidigare bergmekanikkommittén inom IVA hade, har denna kommitté upplösts. För att hjälpa BeFo med att arrangera detta diskussionsmöte har samma personer som var medlemmar i kommittén utgjort ett arbetsutskott för att lägga fram förslag om program och föredragshållare.

För kontakt med den internationella bergmekanikorganisationen ISRM, har IVA upprättat ett särskilt ISRM-sekretariat, som även sköter registrering av medlemmar samt inbetalning av medlemsavgifter från Sverige till ISRM.

I föregående års protokoll finns redogjort för vilka som är medlemmar i BeFo, samt vilka som utgör styrelse och ledningsgrupp. Under året har tillkommit som medlemmar Hagconsult, Terratest och Nitro Consult. Styrelsen har utökats med direktör Morfeldt och ledningsgruppen med professor H Helfrich och överingenjör K A Scherman, Vattenfall. Genom det utökade deltagandet kommer även de geologiska och geofysiska behovet inom BeFo att vara helt tillgodosett.

För att ge en uppfattning om den ekonomiska omslutningen inom BeFo kan nämnas att intressenterna bidragit med ca 440 000 kronor och STU med 312 000 kronor inom ramprogrammet, vartill kommer 238 000 kronor till särskilda projekt som helt finansieras av STU. Byggforskningsrådet har även bidragit till BeFo:s verksamhet med 100 000 kronor.

Forskningsprogrammet inom BeFo framgår av fig. 1. Av stapeldiagrammet framgår vilka uppgifter som är under bearbetning och när de avslutas.

Som tidigare nämnts bidrar STU med ett avsevärt belopp, och för att närmare klarlägga STU:s organisation, villkor för bidragsgivning m m, kommer byrådirektör Clarence Werngren att senare lämna en kort redogörelse däröver.

1. Beträffande internationella konferenser kan nämnas följande. Vid det bergmekaniska ISRM-symposiet i Luzern, Schweiz, deltog docent Sten G A Bergman såsom svensk ISRM-delegat. Vid mötet uppnåddes bl a bättre villkor för supporting members.

2. I Stuttgart har i år hållits ytterligare ett ISRM-symposium, under temat "Percolation through fissured rock". Bl a deltog direktör Carl Olof Morfeldt med ett föredrag.

3. I Oslo hölls i november 1972 årligt diskussionsmöte beträffande "fjellsprengningsteknikk och bergmekanikk".

Bland kommande konferenser kan nämnas:

1. Katowice, Polen, oktober 1973 - Protection against rock fall.
2. Denver, USA, September 1974, Third international congress in rock mechanics.

För de som önskar deltaga med föredrag vid denna konferens måste bidrag vara ISRM-sekretariatet vid IVA tillhanda före den 1 september. Svenska bidrag skall sedan vara den internationella programkommittén tillhanda före den 1 december 1973.

3. IVA:s kommitté för underjordsbyggande kommer i slutet av mars att hålla ett sammanträde i Stockholm.

Tema vid årets diskussionsmöte är bergets förstärkning, inkluderande åtgärder såsom tätning, försiktig sprängning m m. Antalet delatagare vid årets diskussionsmöte är 307.

Nr	Projekt	Tot. sum. i tkr
1	Rasbrytningsmetoder	225
2	Stab. fylln. material	170
3	Bergspr. med kärnladd.	
4	Säkra arbetspl. u. j.	340
5	Bergbultn. i blockberg	200
6	Riktl. för bergbultn.	90
7	Sprutbetongförst.	400
8	Brottmek. hos bergpel.	
9	Datorbas. bergtekn. beräkningsmetoder	300
10	Bergtekn. modellmetod	
11	Hetvattenlag i bergrum	600
12	Bevakn-, utredn-, kommitteverksamhet	350
13	Information	300
14	Bergtekn. borrhåls- och borrkärneanalys	100
15	Bergtekn. fältund. av stab. förh. vid drivn. av tunnel i rashen. berg	150

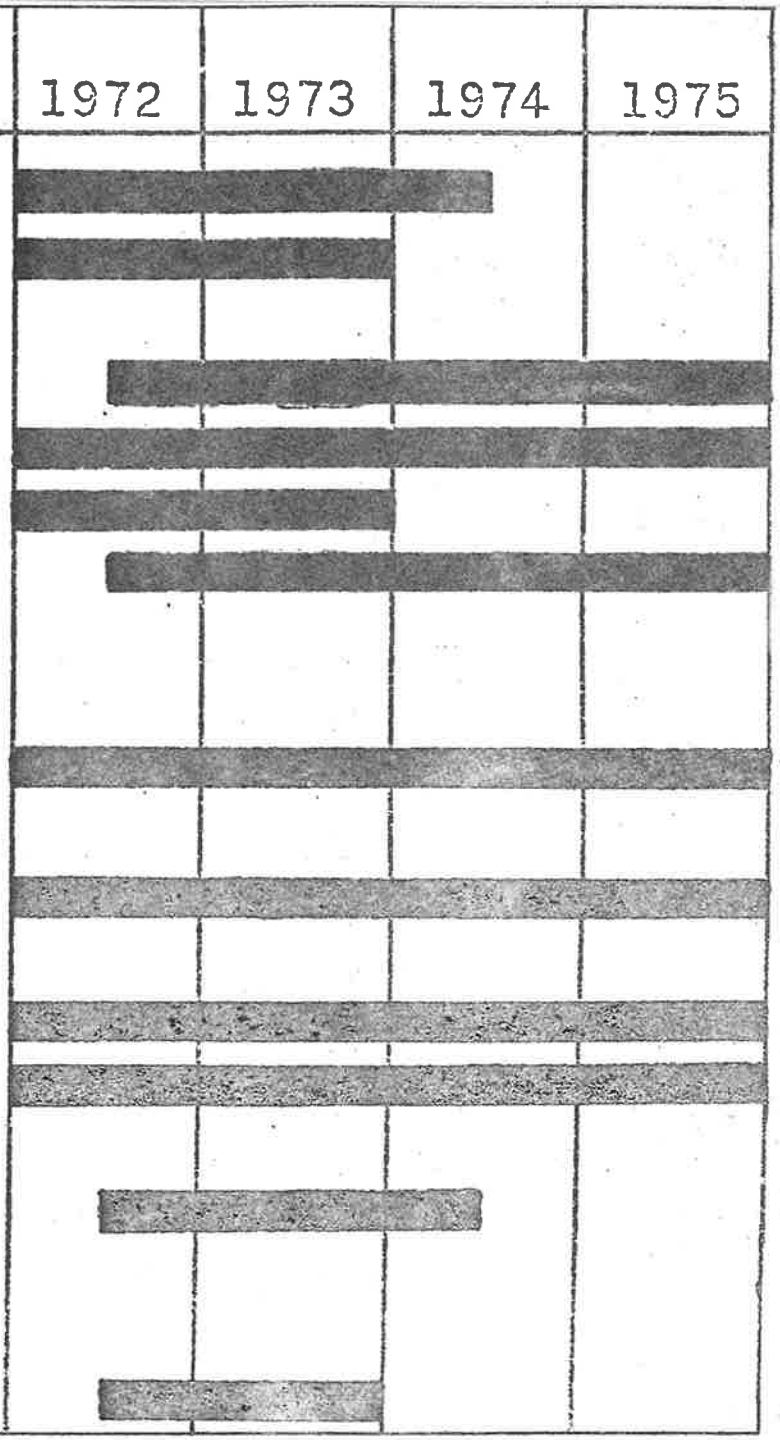


Fig 1 BeFo:s program 1972-1975

INFORMATION OM STU:S OCH BFR:S BERGTEKNISKA AKTIVITETER

Byrådirektör Clarence Werngren, Styrelsen för teknisk utveckling, Stockholm

STU:s FoU-bidrag

Styrelsen för teknisk utveckling, STU, "är central förvaltningsmyndighet för initiativ och stöd till samt planläggning och rådgivning rörande teknisk forskning och industriellt utvecklingsarbete, i den mån sådana uppgifter ej ankommer på annan statlig myndighet" (instruktion 24 november 1972). Annan statlig myndighet kan t ex vara BFR eller NFR. Vi skall inte dubblera varandras FoU-stöd. För nu löpande budgetår, 72/73, har STU ca 120 mkr att fördela på FoU-projekt och för 73/74 ca 140 mkr (fig. 1).

STU inrättades genom beslut av riksdagen 1968 och började sin verksamhet den 1 juli samma år. De arbetsuppgifter som tidigare legat på Statens tekniska forskningsråd (TFR), Stiftelsen Malmfonden, Stiftelsen för exploatering av forskningsresultat (EFOR), Institutet för nyttiggörande av forskningsresultat (INFOR) och Svenska Uppfinnarkontoret överfördes till STU. Därtill kom en rad andra uppgifter, bl a att svara för Sveriges internationella åtaganden i frågor om teknisk forskning och utveckling.

I 1972 och 1973 års statsverkspropositioner framhålls att uppgiften för STU är trefaldig.

En första uppgift är att med hjälp av tillgänglig eller ny teknik främja utvecklingen inom olika samhällssektorer i den mån det inte finns särskilda organ för stöd till sådan verksamhet.

En andra uppgift är att främja industrins innovationsnivå och tekniska kvalitet. Styrelsens resurser skall kunna användas till sådant utvecklingsarbete, där det tekniska risktagandet är stort. Detta kan ske även utan att det finns direkt samband med omedelbara samhälleliga behov, om resultaten bedöms kunna bli kommersiellt värdefulla i internationell konkurrens inom och utom landet. Den tredje uppgiften är att genom insatser inom den tekniska forskningen höja den vetenskapliga nivån och öka kunnandet inom skilda områden. De båda första uppgifterna prioriteras vid resursfördelningen.

I 1973 års statsverksproposition framhåller departementschefen att av stödet till industriella utvecklingsprojekt en ökad andel bör avse verksamhet av betydelse för mindre och medelstor industri.

STU:s stöd till projektbunden FoU-verksamhet indelas i 10 behovsområden. För varje behovsområde finns en nämnd knuten till STU. Nämnden skall, enligt STU:s instruktion, yttra sig över förelagda frågor och på eget initiativ rikta styrelsens uppmärksamhet på sådana förhållanden inom nämndens verksamhetsområde som har särskild betydelse för styrelsens arbete. Bergtekniken ingår tillsammans med i första hand prospekteringsteknik, mineralteknik och havsteknik i behovsområdet naturresursteknik.

Tre olika stödformer

För FoU-verksamhet är tre olika stödformer aktuella, nämligen kollektiv forskning, enskilda forskningsprojekt och industriellt utvecklingsarbete. Den sistnämnda anslagstypen ges med villkorlig återvetalningsskyldighet, dvs anslaget skall betalas tillbaka med ränta om projektet lyckas tekniskt och ekonomiskt. Den kollektiva stödformen, vid vilken fästes stort avseende, innebär att en industristiftelse begär att få träffa avtal med staten om gemensam finansiering av ett forskningsprogram (ramprogram). Så är fallet med Stiftelsen Bergteknisk Forskning (BeFo). Avtalet har ännu inte slutits. Av hela FoU-stödet skall enligt regleringsbrevet för 72/73 minst 60 % avse "industriellt inriktat utvecklingsarbete".

Större bergtekniska FoU-satsningar

Det totala Fou-stödet från TFR, Malmfonden och STU uppgår för närvarande (för budgetåretn 42/43 - 72/73) till 5,5 mkr. Bland större satsningar märks

Stiftelsen Svensk Detonikforskning: Sprängnings- och borrningsteknisk forskning	1,8	mkr
Bergmekanikkommitténs projekt	0,9	"
BeFo:s grupprojekt	0,6	"
N Hast: Bergtrycksmätningar	1,1	"
Svenska Gruvföreningen: Utveckling av stel mätcell för kontinuerlig mätning av i berggrunden uppträdande tryck	0,5	"

En viss uppfattning om STU-stödets betydelse får man kanske av det faktum att en tredjedel av dagens föredrag behandlar STU-projekt. Anslagsutvecklingen för de fem STU-åren, 68/69 - - 72/73, framgår av fig. 2. Stödet till bergteknisk FoU har hittills uppvisat en jämn stigning och uppgår nu till ca 1 mkr för innevarande budgetår.

FoU-stödets inriktning

I samband med STU:s anslagsframställning för budgetåret 73/74 antogs följande plan för FoU-stödet inom bergtekniken.

Mål

I linje med kravet på förfinad djupprospekteringsteknik krävs inom bergtekniken ökad satsning på nya kontinuerliga metoder för djupbrytning som medger högt malmutbyte, ringa gråbergsinblandning och ökad arbetssäkerhet.

Plan 72/73 och Förslag 73/74

- Projektet sprängnings- och borrningsteknisk forskning avslutas
- Den av BeFo sammahållna djupbrytnings- och bergförstärkningsforskningen fortsätter och utvidgas

Prioritet 1

Utveckling av enhetsoperationer, komponenter och maskinsystem, anpassade till ur miljö- och produktionskostnadssynpunkt kvalificerade, delvis kontinuerliga brytningsmetoder. Under perioden sker en successiv övergång från grundläggande studier till tillämpad forskning.

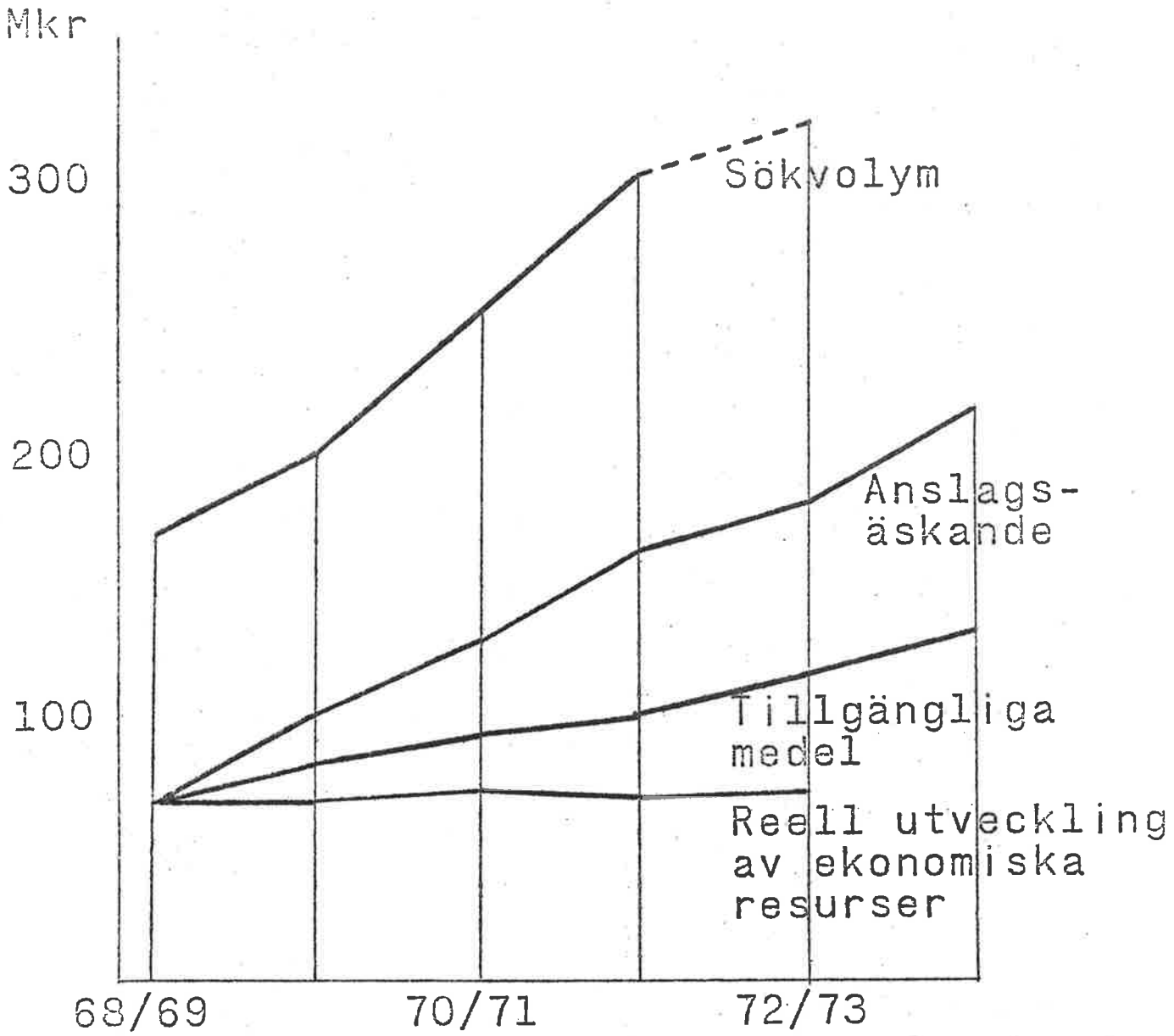
Övriga prioritetsgrupper

Ökad satsning på automatisering och fjärrstyrning. En minskning av totalbudgeten bör avse bergbultning.

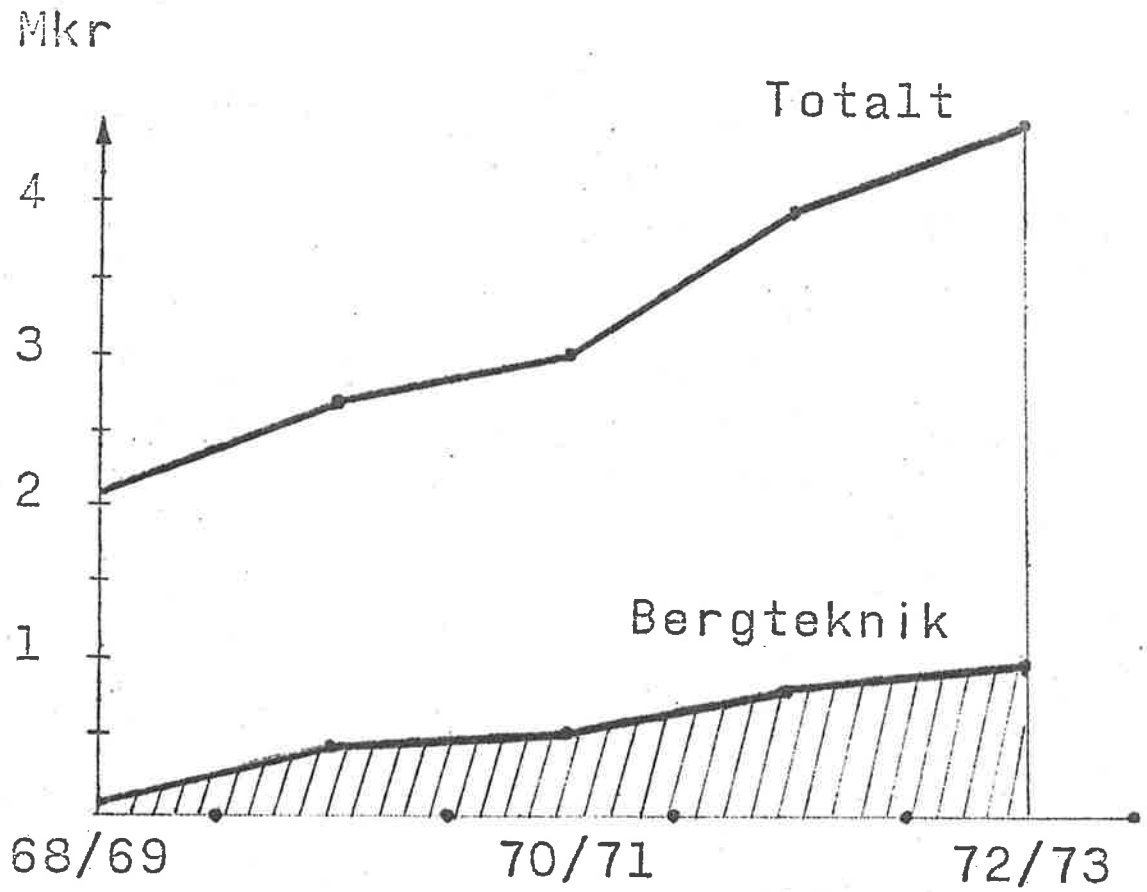
Långtidsbedömning

Allt mer svåråtkomliga fyndigheter kommer att kräva allt mer avancerad gruvteknik för att bli brytvärda.

STU:s anslagsframställning har vad beträffar bergtekniken mött följande gensvar. "beräknar jag medel för ökade insatser för ..... bergteknik och bergmekanik samt prospekteringsteknik". (Prop 1972:1 Bilaga 15 Industridepartementet).
"beräknar jag ökade medel för ..... och naturresursteknik". (Prop 1973:1 Bilaga 15 Industridepartementet)



Figur 1 STU-stödd teknisk FoU



Naturresursteknik	16,2 mkr
därav Bergteknik	2,8 mkr

Figur 2 STU-bidrag till FoU inom området naturresursteknik

BFR:S INSATSER INOM BERGTEKNIKOMRÅDET

Forskningssekreterare Göran Svensson, Statens Råd för byggnadsforskning, Stockholm

Byggforskningsrådet svarar för stöd till forskning inom byggnads- och samhällsplaneringsområdet och från och med 1972 även för forskning inom anläggningsområdet. Rådet initierar, stimulerar, planerar och samordnar samt fördelar anslag till forsknings- och utvecklingsarbete inom bygg- och samhällsplaneringssektorn. Det disponerar för sin verksamhet byggnadsforskningsfonden. Fondens intäkter kommer från den särskilda byggforskningsavgiften men till en del även genom direkta statsanslag.

Ungefär en fjärdedel av BFR:s medel går till forskningsprojekt vid statens institut för byggnadsforskning (SIB). Under budgetåret 1972/73 uppgick utdelade forskningsanslag till totalt ca 45 Mkr. Byggforskningsinstitutet och byggforskningsrådet har en gemensam informationsavdelning, placerad vid byggforskningsinstitutet, som svarar för byggforskningens totala information i form av rapporter, informationsblad eller på annat sätt. Genom byggbranschens dataregister sprids information om utdelade forskningsanslag, publicerade rapporter etc genom tidskriften "Från byggforskningen" som har en upplaga på ca 20 000 ex. Resultaten av forskningsinsatserna förmedlas genom att en kort sammanfattning av varje forskningsrapport eller motsvarande distribueras på samma sätt som tidskriften "Från byggforskningen".

Inom det bergtekniska området har BFR:s insatser hittills varit ganska begränsade, eftersom rådet före 1972 inte har stött projekt inom anläggningsområdet. Inriktningen på de av BFR stödda forskningsprojekten framgår kanske bäst av en kortfattad presentation av nu pågående projekt.

1. Bearbetning och presentation av svensk enkät beträffande tunnelproblem (OECD-enkäten) Sten G A Bergman

   Till en internationell tunnelkonferens (mer exakt, om underjordsbyggande) i Washington 1971 i OECD:s regi gjordes en omfattande enkät om svenska erfarenheter av underjordsbyggande. Detta material håller nu på att bearbetas för att göras mera lättillgängligt i form av ett informationsblad. (25 tkr 72/73).

2. Beteckningssystem för bergundersökningar G Knutsson
   Väg och trafikinstitutet i samarbete med P Ahlberg
   Geotekniska institutet

   Projektet är en försiktig start för att finna för byggnadsbranschen lämpliga beteckningar för bergundersökningar. En inventering av befintliga redovisningsformer har genomförts. Den pågående etappen skall avslutas med en kontaktträff för att redovisa vad som hittills framkommit. (20 tkr 72/73).

3. Geoteknikdata Bjerking Ingenjörsbyrå AB

   Projektet kan nämnas i sammanhanget, eftersom det syftar till att utveckla ett system för att arkivera geotekniska undersökningsresultat i databank eller motsvarande. Förslaget går i dagarna ut för yttrande.

4. Jämförelse mellan information beträffande bergbeskaffenheten erhållna från sonderingsborrning, kärnborrning samt TV-granskning av borrhål C O Morfeldt, Hagconsult

   I första etappen som nyligen avslutats har en jämförelse gjorts vid ett antal större byggprojekt av de resultat som erhållits med olika undersökningsmetoder. I andra etappen skall en mera systematisk utvärdering göras baserad på ett antal parallellt utförda borrningar. (100 tkr 71/72, 115 tkr 72/73).

5. Tunnlar och bergrum. System för byggnadsgeologisk uppföljning och kartering C O Morfeldt, Hagconsult

Projektet syftar till att ge underlag för en mall för systematisk uppföljning och kartering av iakttagelser i samband med utsprängning av bergrum och tunnlar. (25 tkr 72/73).

6. Tunneltätning Sten G A Bergman och Hagconsult

Undersökning av olika injekteringsmedels förmåga att täta berg mot små vattenläckage för förhindrande av grundvattensänkning. Första etappen har redovisats i form av en BFR-rapport. Andra etappen, fältundersökningar, kommer att påbörjas i vinter. (50 tkr 69/70, 60 tkr 70/71, 40 tkr 71/72).

7. Två projekt som avser undersökning av konsekvenserna för grundvattenytan av tunneldrivning i berg. Det ena utförs av geotekniska institutet och avser en tunnel på Hisingen i närheten av Kungälv och det andra en tunnel i Nacka. Nackaundersökningen genomförs av Viak, Vällingby. (49 tkr 70/71, 20 tkr 72/73 resp 24 tkr 72/73).

8. I samband med frågor som gäller tunnelbyggande bör nämnas BFR:s programgrupp för geohydrologisk forskning. Gruppen behandlar problemområdet dagvatten - grundvatten - grundvattenbetingade sättningar. Ett delproblem är självfallet metoder att bygga tunnlar och bergrum utan rubbningar av grundvattenytan. Gruppens arbete har nyligen startat och nu skall närmast göras en värdering av de forskningsinsatser som bör sättas in.

9. Belastningsförsök på berg S Hansbo, CTH

Svenska byggnadsentreprenörföreningens vägforskningsgrupp har påtalat de relativt sett låga påkänningar som accepteras som högsta grundtryck vid grundläggning på sluttande berg. Projektet skall genom belastningsförsök påvisa om en höjning av tillåtet grundtryck kan rekommenderas. (55 tkr 72/73).

10. Sist men inte minst projektet "Hetvattenlagring i bergrum", BeFo.

Projektet är första etappen i en undersökning av möjligheterna att lagra och transportera hetvatten i oinklädda bergrum. Första etappen skall klarlägga vilka bergmekaniska och andra konsekvenser som kan påräknas vid en temperaturhöjning. Projektet samfinansieras av BFR och ett antal intressenter inom energiområdet. (95 tkr 72/73).

Totalt uppgår BFR:s stöd till forskning inom det bergmekaniska området till drygt 400.000 kronor under innevarande budgetår.

BERGKLASSIFICERING - ÄNDAMÅL OCH INNEHÅLL

Professor Hans Helfrich, Terratest AB, Stockholm

Inledning

Sedan de bergmekaniska diskussionsmötena startade 1965 har vid upprepade tillfällen temat bergklassificering funnits på föredragningsprogrammet. Problemställningen har diskuterats bl a av S.G.A. Bergman (1965), H. Cecil (1968), T. Hagerman (1969), I. Hansagi (1970) och H. Niini (1972).

Traditionen bjuder således på tillfället att ytterligare bifoga en sammanfattande syn på problemet bergklassificering - ändamål och innehåll.

Detta hade inte varit motiverat om inte ISRM (International Society for Rock Mechanics) tagit ett stort steg i denna fråga genom tillsättandet av en "Commission for Classification of Rock and Rock Masses" med följande medlemmar: L. Rocha (Portugal), B. Aisenstein (Israel), R. Call (USA), E.J. Cording (USA), F. Franciss (Brazil), J. Franklin (Great Britain), H. Helfrich (Sweden), I. Jennings (South Africa), C-O Morfeldt (Sweden), L. Obert (USA), R. Oliveira (Portugal), M. Panet (France), D. Stabledon (Australia), B. Voight (USA).

Målsättningen för kommissionen är att under loppet av två år försöka presentera ändamålsenliga bergklassificeringssystem. Som ett första led i arbetet utsändes en enkät i form av ett frågeformulär med 6 olika frågor (bilaga).

Samtidigt har jag tagit kontakt med våra grannländer, där jag både fick svar av P. Majala (Finland) och E. Broch (Norge). Onekligen är en samordning i denna synnerligen komplicerade frågeställning önskvärd - kanske kan framöver en internordisk arbetsgrupp tillsättas.

Kring bergmaterialet kretsar samtliga bergmekaniska frågeställningar och det behövs knappast någon anmärkning att klassificeringsfrågan är ett bergmekaniskt problem och inte t ex geotekniskt.

Skulle man vilja identifiera bergmekanik (Fels-Gebirgsmechanik, Rock mechanics) och geoteknik (Bodenmechanik, Soil mechanics) skulle berget klassificeras som jordart (eller vice versa), då den senare definieras som läran om jordarternas egenskaper, speciellt med avseende på grundläggning och stabilitet. Skilda fysikaliska storheter skiljer dock jordarger och bergmaterial.

Förväxling och uppblandning av geoteknikens och bergmekanikens metoder och kunskaper har, som många exempel visat, lett till negativa och kostnadskrävande erfarenheter.

För dagen förefaller av intresse dagssituationen inom ISRM-arbetet och de hittills föreliggande enkätresultaten från Sverige. I det följande skall jag ge en sammanfattning av synpunkter med en presentation av därur härledbara slutsatser.

Befintliga klassificeringssystem

Vid genomgång av den aktivitet som hade klassificeringsfrågan som objekt upptäcktes snabbt en knappast förvånansvärd mångfald av klassificeringssystem, baserade på ett stort antal parameterkombinationer eller kriterier.

För svenskt vidkommande har i olika sammanhang bland de viktigaste diskuterats Sten Bergmans "Funktionell bergklassificering" (1965) som bygger på de i tabell 1 redovisade parametrarna.

I. Hansagi (1970) utvecklade den s k Kiruna-metoden med målsättningen att erhålla en s k sprickighetsfaktor, baserad på borrkärnsmaterial.

Tabell 1

Funktionell bergklassificering enligt S.G.A. Bergman

(1) Tryckhållfasthet
- (a) Mycket stark > 2000 kp/cm^2
- (b) Stark
- (c) Svag < 500 kp/cm^2

(2) Deformationsegenskaper före brott
- (a) Elastiskt
- (b) Krypande

(3) Brottkaraktär
- (a) Sprött brott
- (b) Plastiskt brott

(4) Bergets struktur
- (a) Massivberg (mosaikberg)
- (b) Skiktat berg

(5) Sprickavstånd
- (a) Storblockigt > 1,5 m
- (b) Mellanblockigt
- (c) Småsprickigt < 0,3 - 0,5 m

(6) Spricktyp (rel. spricktjocklek)
- (a) Tättslutande fogar < 0,1 %
- (b) Sprickigt 0,1 - 2 %
- (c) Slagrikt > 2 %

T. Hagerman (1969) presenterar en klassificering som bygger på strukturfaktorer under beaktande av bergartens grad av anisotropi i kombination med bergets makrofogar (tabell 2). Tillsammans med denna klassificering ger Hagerman en sammanställning av förslag från olika författare och hänvisar till Bergmans förslag att de olika faktorerna måste kombineras från fall till fall på olika sätt med hänsyn till föreliggande funktionella krav.

Genom ISRM:s försorg har kommittén för bergklassificering försetts med en sammanställning av olika klassificeringssystem (Coates 1963, Deere 1968, Iida 1970, Mencl 1968, Obert-Duvall 1967, Onerada 1970, Rzevski 1961, Terzaghi 1946, Van der Vils (1970).

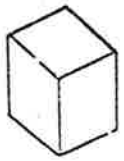
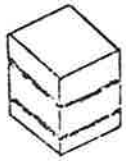
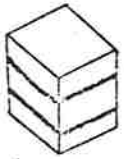
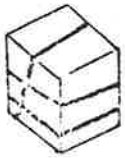
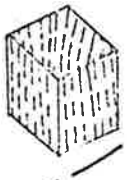
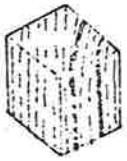
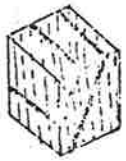
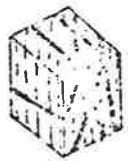
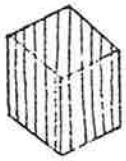
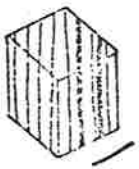
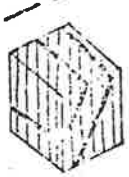
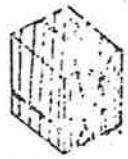
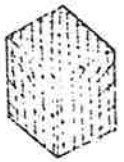
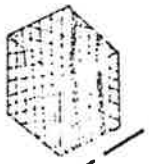
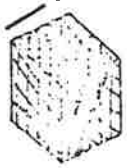
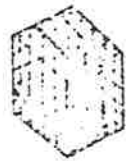
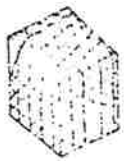
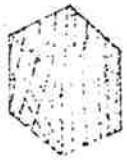
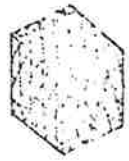
En sammanställning av totalt 16 klassificeringssystem visar hur 38 olika parametrar, faktorer och index kombineras till olika system (tabell 3).

Ändå innehåller denna tabell 3 inte alla tekniska eller fysiska egenskaper som bl a redovisas i Mueller (1963) för bergarts- och bergmaterialet (tabell 4 och 5). De i den presenterade statistiken ingående faktorerna kan härledas från:

a. Geologiska strukturella egenskaper

b. Mekaniska och geologiska egenskaper

c. Övriga fysikaliska och geofysikaliska egenskaper

Gränser för bedömd stabilitet vid "normaltunnel" i olika riktningar	Bergartens struktur	Bergets strukturklass när skara el. skaror av makrofogar är:			
		Obefintlig	Parallell med ev. anisotropibetingande skara i bergarten	I vinkel med ev. anisotropibetingande skara (skaror) i bergarten	Parallell och vinkel med en anisotropibetingande skara (skaror) i bergarten
a - ab	Homogen och isotrop	1 	3 	3 	4 
	Homogen, enaxligt anisotrop (stänglig) med övergång till svaghetsytor	2 	3 	3-4 	4 
ab - bc	Anisotropi vid enkel skara av svaghetsytor	3 	3 	4 	4 
ba - bc	Anisotropi vid dubbel skara av svaghetsytor	4 	4 	5 	5 
b - c	Flera skaror av svaghetsytor	5 	5 	5 	5 

Tabell 2. BERGKLASSIFICERING ENLIGT HAGERMAN (1969)

Tabell 3. ISRM-sammanställning

	BERGMAN	COATES	DEERE	HAGERMAN	HANSAGI	HELFRICH	IBG	IIDA	LAUFFER	MENCL	MÜLLER	OBERT	ONERADA	RZEVSKY	TERZAGHI	V. DER VILS
ROCK NAME		●	●			●	●							●		●
STRUCT. BEHAV.				●			●					●				
HOMOGENITY	●	●		●			●			●			●			
DEFORMATION	●	●										◕				
ROCK STRUKT.				●			●							●		
ROCK MASS COND.	●	●		●			●			●		●		◕	○	
WEATH. COND. ALT.								○			○					
JOINT SPACING	○		●	●	◕	◕	◕	○		○	○		○	○		
JOINTS COND.	○							○		○			○			
COMPR. STRENGTH	○	○	○		○	◕	○			○			○	○		
TENS. STRENGTH														○		
SHEAR STRENGTH							●									
BRINELL HARDNESS																○
YOUNG MODULUS														●		○
MODULUS RATIO			○													
POISSON'S RATIO														●		
ELAST. GRADE							◕									
FLOW LIMIT							●									
COHESION							●			●						
FRICTION ∢							●			●						
CREEP BEHAV.							○									
RESISTIVITY														○		
DIELECTRIC CONST.														○		
MAGN. PERMEABIL.														○		
THERMAL CONDUCT.														○		
SPECIFIC HEAT														○		
EXPANSION COEFF.														○		
SPEC. GRAVITY														○		
POROSITY														○		
MOISTURE CONT.							●							○		
SEISMIC VELOCITY						●							●			
SEISMIC RATIO													○			
S-MODULUS						○										
JOINTING FACTOR					○											
RQD-FACTOR			○			○										
RQD-INDEX						○										
CORE LENGTH						●										
STRENGTH-JOINTS										●						
IN SITU-TESTS							○									
STAB. TIME WITHOUT SUPPORT									●							

Tabell 4

TEKNISKA BERGARTSEGENSKAPER

1. Kornstorlek
2. Kornform
3. Kornbindning
4. Korngefüge
5. Täthet
6. Träkt
7. Kornförband
8. Mineralbestånd
9. Kemisk sammansättning
10. Densitet
11. Vattengenomsläpplighet
12. Kapillär stigförmåga
13. Vattenupptagningsförmåga
14. Värmeutvidgning (-töjning)
15. Ljudledningsförmåga (ljudhastighet)
16. Elektrisk ledn.förmåga
17. Tryckhållfasthet
18. Draghållfasthet
19. Böjhållfasthet
20. Skärhållfasthet
21. Slaghållfasthet
22. Slitstyrka
23. Hårdhet
24. Bearbetbarhet
25. Borrbarhet
26. Delbarhet
27. Kemisk löslighet
28. Brottytekaraktär
29. Uppmjukbarhet
30. Väderbeständighet

Tabell 5

TEKNISKA BERGEGENSKAPER

A. Hållfasthetsegenskaper

a. Bergtryckhållfasthet
b. Bergdraghållfasthet
c. Bergskärhållfasthet
d. Hållfasthetsbeteende mot spänningstillståndet
e. Bergseghet
f. Sprödhet

B. Deformationsegenskaper

g. Bergelasticitet
h. Tvärdeformation
i. Bergdelrörlighet
j. Flytbarhet
k. Tidsberoende flytbarhet
l. Krypbarhet
m. Tendens till elastisk efterverkan
n. Tixotropi

C. Brytningsegenskaper

o. Stabilitet
p. Tendens att bomma upp
q. Utsättning för högt tryck
r. Brytningshållfasthet
s. Uppmjukbarhet
t. Profilstabilitet
u. Borrbarhet
v. Frost- och väderbeständighet

D. Vattenegenskaper

w. Vattenupptagningsförm.
x. Berggenomsläpplighet
y. Vattengenomsläpplighet (riktningsberoende)

Utgående från ovannämnda 16 olika klassificeringar kan konstateras, att de geologiska strukturella egenskaperna utnyttjas till 33 %, mekaniska och reologiska egenskaper till 11 % och övriga fysikaliska och geofysiska egenskaper till 7 %.

Genomsnittligt ingår 5 faktorer eller parametrar i de olika systemen. Ett bergklassificeringssystem uppbyggt efter majoriteten av de förekommande faktorernas frekvens skulle erhålla följande utseende:

Bergklassificering

1. Sprickavstånd
2. Tryckhållfasthet
3. Homogenitetsgrad
4. Bergartsbeteckning
5. Spricktyp

Jämföres denna "statistiskt" erhållna bergklassificering med t ex Sten Bergmans "Funktionell klassificering av berg" så är överensstämmelsen rätt stor. I Bergmans schema ingår ej bergartsbeteckningen, medan ovanstående klassificering saknar gentemot Bergman bergmaterialets deformationsegenskaper före brott och bergmaterialets brottkaraktär (jämför med tabell 1).

Uppenbarligen sammanfaller majoriteten av klassificeringarna vad beaktandet av de geologiska strukturella egenskaperna beträffar, medan mekaniska, geologiska och övriga fysikaliska och geofysiska med undantag av tryckhållfastheten endast sporadiskt beaktas.

Preliminärt enkätsvar av den svenska ISRM-gruppen

Sammanlagt omfattar den svenska nationella gruppen 83 enskilda medlemmar. Av de 25 enkätsvar som hittills har inkommit tillämpas i Sverige i huvudsak följande klassificeringstyper (i prioritetsordning).

1. RQD-faktor
2. Kiruna-metoden
3. Sprickfrekvensanalysen
4. Bergartsbeteckning
5. Seismisk gånghastighet

Av dessa 5 klassificeringstyper är endast Kiruna-faktorn uppbyggd av 2 olika parametrar, nämligen kärnlängden och tryckhållfastheten.

Därutöver nämnes 18 olika arbetsmetoder, egenskaper eller parametrar som vägledande för en mera subjektiv klassificering. Sammanställningen ger en synnerligen splittrad bild över de tillämpade klassificeringsunderlagen.

Vad tillämpningen av klassificeringstyper beträffar och jämförelser mellan tillämpad klassificering och praktiskt utfall kan nämnas, att ca 50 % av enkätsvaren kan redovisa sådana resultat.

I enkäten frågades efter typer av klassificeringssystem som bör förekomma (antalet enkätsvar inom parentes):

Geologisk klassificering	(6)
tektonisk klassificering	(11)
mineralogisk klassificering	(8)
kemisk klassificering	(1)
hydrogeologisk klassificering	(1)
mekanisk klassificering	(5)
teknologisk klassificering	(7)
fysikalisk klassificering	(3)
geofysisk klassificering	(7)

I denna sammanställning har gjorts en serie förenklingar, t ex tektoniken omfattar även förslag angående en strukturell eller geometrisk klassificering m m. De avlämnade svaren intygar starkt betydelsen av de samlade geologiska faktorerna och att en kombination av geologiska och teknologisk-fysika-

liska egenskaper som centralt innehåll i bergklassificeringstyper är synnerligen önskvärd.

Samtidigt framfördes önskemål om att klassificeringstyperna bör uppbyggas på sådant sätt, att de kan läggas till grund för bestämning av:

Borrbarhet	stabilitet
sprängbarhet	gas- och vattengenomsläpplighet
sönderbrytning	verktygsslitage
förstärkning	hälsorisk - miljö

Vid diskussionen om klassificeringstyper bör man framför allt inte glömma materialets storleksordning. Således bör varje klassificeringstyp kunna hänföras till att baseras på:

Bergartsmaterial
borrkärnsmaterial
bergmaterial; a. ytberget, b. djupberget

Berggrunden, som omfattar stortektoniska enheter, kan inte klassificeras ur bergteknisk synpunkt (Helfrich 1965).

Ytterligare en viktig faktor är anpassandet till olika projektstadier. En klassificering i projekterings- eller planeringsstadiet måste nödvändigtvis se annorlunda ut än en som tillämpas under brytningsskedet eller vid efterkontrollen.

Vilka parametrar bör olika klassificeringar omfatta?

Med ledning av de erhållna enkätsvaren kan följande lista angående önskade parametrar sammanställas (antalet svar inom parentes):

Bergets strukturella bildning (inkl sprickighet m m)	(16)
Bergartsbeteckning - inkluderande kornstorlek, kornförband m m	(15)
Hållfasthet	(10)
Vattenföring - förlust	(5)
Seismisk gånghastighet	(5)
Deformationsegenskaper	(3)
Vittring	(3)
Brottkaraktär	(2)
Övriga 10 parametrar, respektive	(1)

Resultatet visar uppfattningen om de tektoniska strukturernas dominerande betydelse, vikten av god bergartskännedom, inte minst ur hållfasthetssynpunkt. Generellt bör således en bergklassificering på strukturbestämmande parametrar uppbyggas, ett resultat som i stora drag överensstämmer med hittills praktiserad internationell standard och återspeglas i en statistiskt erhållen bergklassificering (se tab. 3).

Även om huvudparten av forskarna är överens om att en generell klassificering inte kan uppställas, så kan olika klassificeringstyper som täcker nedanstående verksamhetsområden:

Gruvbrytning
Tunnel- och bergrum
Grundläggning
Släntstabilitet
Kommunikationsled ovan jord
Arbets- och miljöskydd

samt avseende de tidigare omnämnda bestämningskategorierna, såsom borrbarhet, sprängbarhet m m uppbyggas av en gemensam stomme, kompletterad med parametrar som är specifika just för ett speciellt område.

Här bör framhållas, att synnerligen stort värde bör läggas på kravet, att de olika parametrarna är objektiva och med enkla medel fastställbara (helst mätbara). De slutliga värderingarna skall kunna uttryckas i direkta tal.

Självfallet är detta ett högt satt mål, men med tanke på de ekonomiska konsekvenserna som varje praktiskt tillämpad bergklassificering medför, måste siktet inställas i denna riktning. Vad de tekniska och fysikaliska egenskaperna beträffar, är detta knappast något problem. Geologerna däremot måste i första hand finna en gemensam terminologi som anpassas efter teknikernas behov. Har man uppnått detta mål, bör man relativt snabbt kunna tillgodose även det andra steget - geofysiken har goda hjälpmedel till hands.

Sammanfattning och rekommendationer

De olika resultaten och synpunkterna kan sammanfattas enligt följande:

1. Bergklassificeringstyper erfordras som underlag för en ekonomisk bedömning av verksamheten på och i bergmaterial, beroende på projektets funktion och livslängd.

2. Olika klassificeringssystem med gemensam bas samt för ändamålet erforderliga speciella parametrar bör uppställas.

3. Maximalt 5 olika parametrar tycks vara tillräckligt.

4. Parametrarna bör vara objektiva, mätbara och uttryckbara i absoluta tal.

5. Geofysikaliska egenskaper bör i större utsträckning utnyttjas. Bättre och säkrare mätmetoder bidrar till en kvantitativ bestämning av de geologiska strukturförhållandena.

6. Den ekonomiska geologin, som enligt definitionen bl a innefattar studier av geologiska kroppars (t ex berg) uppträdande, sammansättning och struktur och som bedöms kunna utnyttjas ekonomiskt särskilt som "byggnadssten in situ", måste anses som ett utmärkt forum att tillsammans med bergmekaniken kunna utveckla ur teknologisk synpunkt optimala klassificeringssystem och därmed kunna svara för dess tillämpning.

LITTERATUR

BERGMAN, S.G.A.: Funktionell bergklassificering, IVA-meddelande 142, Stockholm 1965

BROCH, E. and FRANKLIN, I.A.: The Point-load Strength Test. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol. 9, 1972

COATES, D.F.: Classification of Rocks for Rock Mechanics. Int. J. Rock Mech. Sci., Vol. 1, 1963

DEERE, U.: Technical Description of Rock Cores for Engineering Purposes. Rock Mechanics and Engineering Geology, 1963

DEERE, U. and MILLER, R.P.: Engineering Classification and Index Properties for Intact Rock. Technical Report No. AFWL-TR-65-116, Air Force Weapons Lab., Kirtland Air Force Base, New Mexico 1966

HAGERMAN, T.: Några ord i bergklassificeringsfrågan. IVA-rapport 18, Stockholm 1969

HANSAGI, I.: Jämförelse mellan bergklassificering enligt RQD- och Kiruna-metoden. IVA-rapport 29, Stockholm 1970

HELFRICH, H.K.: Determination of the State of the Rock Mass by Core Logging at the Upper Lossen, Hydroelectrical Plant, Sweden. IVA-rapport 45, Stockholm 1972

INTERNATIONALES BÜRO f. GEBIRGSMECHANIK: Vorschlag eine Gebirgsklassifikation. Protokoll über die 7. Sitzung der Arbeitsgruppe III, Rostock 1967

IIDA, R, OKAMOTO, R, YASNE, T.: Geological Rock Classification of Dam Foundation. Vol. 1, Joint Committee on Rock Mechanics, 1970

LAUFFER, H.: Die neuere Entwicklung der Stollenbautechnik. Österreichiche Ingenieur Zeitschrift, 3, Heft 1, 1960

MENCL, V.: Classification of Solid Rock Masses. Int. BÜRO f. Gebirgsmechanik, 1968

MÜLLER, L.: Der Felsbau, Springer Verlag, 1963

NIINI, H.: Om brottzoner och deras undersökning ur praktisk synpunkt, IVA-rapport 45, Stockholm 1972

OBERT, L., DUVALL, W.J.: Rock Mechanics and the Design of Structure in Rock, Wiley, New York, 1967

ONERADA, T.F.: Activities on Rock Mechanics in the Japan Soc. of Soil Mech. and Found. Eng., Vol. 1, Joint Committee on Rock Mechanics, 1970

PAKASNIS, D.S.: Physical Property Guide for Rocks and Minerals. ABEM, Geophysical Memorandum 4/1971

RUFF, A.W. and PARKINSON, L.J.: How Cananea Uses Drill-core Date to Aid Ground Control Planning, Eng. and Min. Journal, Vol. 160, No. 9, New York 1959

RZEVSKY, V. and NOVIK G.: The Physics of Rocks. Mir Publishers, Moscow 1971

TERZAGHI, K.: Introduction to Tunnel Geology in Rock Tunneling with Steel Supports, by R. Proctor and T. White, Youngstonson Printing, Youngstonson, Ohio 1946.

Van der VILS, A.C.: Rock Classification by a Simple Hardness Test, Proceedings 2nd Int. Congress of Rock Mechanics, Belgrado 1970

Insändes till

IVA, Box 5073,
102 42 Stockholm

ISRM-enkät - Bergarts- och bergklassificering
- Synpunkter

1. Ditt verksamhetsområde

2. Vilken eller vilka typer av bergarts- och/eller berg-klassificering tillämpas inom Ditt verksamhetsområde?

3. Finns det exempel på jämförelse mellan tillämpad klassificering och praktiskt utfall?

4. Vilka typer av klassificering bör enligt din uppfattning finnas?

5. Vilka parametrar bör respektive klassificering inne-hålla? (Antal? Art?)

6. Vilka verksamhetsområden bör innefattas?

..... 1972

.....
namn

.....
adress

.....

1972:1264
SE/ln/200
9.11.72

SPRÄNGNINGENS INVERKAN PÅ KVARSTÅENDE BERG

Dr Per-Anders Persson, Stiftelsen Svensk Detonikforskning, Stockholm

1. Inledning

De flesta nya bergrum, orter och tunnlar som skall byggas i vårt land under den närmaste 10-årsperioden kommer att framställas genom sprängning. Med modern sprängteknik är det möjligt att uppnå god ekonomi och snabb framdrift utan att skada kvarstående berg. Sprängningsmetodiken får därvid anpassas med hänsyn till det kvarstående berget och den redan färdiga anläggningen, ju mera desto sämre berget är.

Inom anläggningsverksamhet, där kvarstående berg ofta är en integrerad del i underjordsanläggningars bärande konstruktion, är försiktig sprängning och slätsprängning självklara hjälpmedel. Även inom gruvdrift, där åtminstone orter i malmen är högst tillfälliga byggnadsverk med kort livslängd, kan slätsprängning visa sig vara ett lönande alternativ till bultning eller andra förstärkningsåtgärder och ha stor betydelse vid förebyggande av olycksfall.

För den följande diskussionen kan det vara lämpligt att indela sprängningens inverkan på det kvarstående berget i närverkan inom några få meters avstånd från laddningen och avståndsverkan, t ex genom mark- eller luftöverförda vibrationer. Som bakgrund skall vi först se på själva sönderbrytningsförloppet då laddningen detonerar.

2. Sönderbrytningsförloppet kring ett fulladdat borrhål

Låt oss betrakta ett fulladdat 1" (tum) borrhål i homogent berg. Omvandlingen av sprängämnet till gasformiga reaktionsprodukter sker för varje del av laddningen inom loppet av högst några få mikrosekunder i omedelbar anslutning till detonationsvågens front. Under denna tid hinner också huvudparten av de dynamiska tryckdifferenserna inom gasmassan jämnas ut, men bara några procent av energin hinner avges, eftersom borrhålets expansion sker förhållandevis långsamt. Den plötsliga tryckökningen i borrhålet genererar en stötvåg, som med snabbt avtagande amplitud rör sig utåt från borrhålet. Stötvågens fronthastighet är 2-5 meter per millisekund. Innan stötvågsfronten kommer tillbaks efter sin reflexion mot den fria ytan (och därmed påbörjar förmedlingen av informationen att en fri yta finns i närheten) går det således ca en millisekund. Under denna tid sker först en plastisk deformation av berget inom några centimeter från borrhålsväggen och därefter sprickinitiering och spricktillväxt, så att 5-8 st långa sprickor sträcker sig ut ca 30 cm från borrhålet. Under denna process avger sprängämnet ca 50 % av sin energi till berget. Huvuddelen därav går åt till plastisk deformation av berget i hålets omedelbara närhet, säg inom ett par borrhålsradier ut från hålet. I frånvaro av en fri yta sker därefter ingenting. Språnggasernas tryck i borrhålet, några hundra bar, balanseras av de elastiska spänningarna i det omgivande berget, och så småningom tappas gastrycket ut genom hålmynningen. Så går ett s k bösskott till.

Med en fri yta i närheten modifieras spänningsfältet kring borrhålet och dess sprickor successivt efter den reflekterade stötvågsfrontens återkomst från den fria ytan. Frontens återkomst och det nya spänningsfältet favoriserar de två sprickor som bildar 50-90° vinkel mot normalen till fria ytan och dessa sprickor växer successivt ut till fria ytan och lossgör ett prismaformat block med symmetrivinkeln 100-180°. Denna process tar, inklusive accelerationstiden,

ca 10 millisekunder. Tabell 1 ger några riktvärden för sönderbrytningsförloppet, fortfarande för ett 1" borrhål.

3. Inverkan av olika parametrar

a. Håldiameter

I en första approximation som är tillräcklig för vårt ändamål kan vi anse att alla hastigheter är oberoende av håldiametern. De i tabell 1 angivna siffrorna kan då proportioneras direkt mot håldiametern och skall t ex fördubblas om vi betraktar ett 2"-hål.

b. Packningsgrad, sprängstyrka, densitet

Inverkan av packningsgrad, sprängstyrka och sprängämnets densitet framgår av tabell 2. Kolumnen längst till höger anger förhållandena vid den laddningsgrad som rekommenderas för slätsprängning och förspräckning.

Det för fulladdade borrhål ovan skisserade förloppet förändras på så sätt av minskande laddningsgrad resp borrhålstryck att den plastiska deformationen i berget nära hålet minskar i omfattning. Redan för borrhål fulladdade med ANFO ser man ofta den kvarstående borrhålspipan delvis orörd i den kvarstående bergytan. För svagare laddade hål är bergdeformationen rent elastisk. För laddningsgraden 0,04, som rekommenderas för slätsprängning, erhålles i homogent berg över huvud taget inga sprickor i frånvaro av fria ytor eller närliggande hål.

4. Närverkan vid sprängning i sprickigt berg

a. En modell för sprickigt berg

Låt oss för enkelhetens skull betrakta ett bergmaterial karakteriserat av tre distinkta spricksystem, ① , ② och ③ , som vart och ett ger bergstycken av sin bestämda medelkantlängd L_1, L_2 och L_3, där $L_1 < L_2 < L_3$ (figur 1).

Låt oss vidare anta, att det grövsta spricksystemet med kantlängden L_3 kräver den minsta spänningen för att utlösas till brott och det finaste med kantlängden L_1 den största spänningen.

Låt oss också anta att ett visst sprängämne laddat i ett borrhål med radien r_o till en viss laddningsgrad genererar brottspänningen för spricksystem 1 ut till radien r_1, brottspänningen för spricksystem 2 ut till radien r_2 och brottspänningen för spricksystem 3 ut till radien r_3. Utanför r_3 genereras således enligt vår schematiska modell inga brott alls (figur 2). I första approximationen skall vi anta att vid samma laddningsgrad men olika håldiametrar förhållandena r_1/r_o, r_2/r_o och r_3/r_o är konstanta för samma bergart.

b. Inverkan av håldiametern

Mot bakgrund av dessa antaganden, låt oss se på en och samma bergart vid sprängning med olika laddningsdiameter r_o = a, b resp c, där a < b < c (figur 3). I fallet r_o = a (figur 3a) är radien $r_3 < L_3$, i fallet r_o = b (figur 3b) är $r_3 \approx L_3$ och i fallet r_o = c (figur 3c) är $r_3 > L_3$.

Hålavstånden E har valts i proportion till laddnings- eller håldiametern så att för alla tre fallen $E = k (r_3 + r_2)$ där k är en konstant av storleksordningen 1.

Man ser omedelbart att vid en sprängning med stora hål volymsandelarna sönderbrutet berg med styckestorleken L_1, l_2 och L_3 kommer att förhålla sig ungefär som r_1^2: $(r_2^2-r_1^2)$: $(r_3^2-r_2^2)$ (fallet c). Figur 4 visar schematiskt siktkurvan för detta fall.

Om vi speciellt ser på förhållandena för det kvarstående berget ger figur 3 en viss uppfattning om hur långt in i det kvarstående berget vi får utlösning av brott i existe-

rande spricksystem vid olika stark laddning. Med tillräckligt svag laddning och tillräckligt kort hålavstånd kan skador på det kvarstående berget helt undvikas. Med svag laddning menas här en laddningsmängd per hål om ca 5 - 10 % av det fulladdade hålets laddningsmängd, vilket är fallet vid slätsprängning.

Med stark laddning kan sprickutlösning erhållas till avstånd på flera meter från ett 2"-hål. Detta torde vara normalfallet vid sprängning i normal granit med fulladdad ANFO eller Dx.

Det ovan förda resonemanget skulle radikalt förändras om spränggasernas höga tryck kunde antas spridas i nybildade eller redan existerande sprickor in i det kvarstående berget.

Under förutsättning att konturhålen slår ut sin försättning på normalt sätt och inte är inspända blir dock tryckförloppet i borrhålet så kortvarigt, att gastrycket inte hinner sprida sig in i sprickan mer än någon hålradie förrän expansionen ut i fria luften tar överhanden.

c. Inverkan av fri yta och närliggande hål

Närheten till en fri yta är av en viss betydelse för begränsning av sprickutlösningen i kvarstående berg, genom den avlastning som lossbrytningen ger. Genom samverkan mellan flera konturhål i en rad med kortare hålavstånd än försättning, såsom vid slätsprängning begränsas ytterligare de för sprickutlösning gynnsamma spänningarna bakom varje hål och uppkomsten av ett enda spricksystem från det ena hålet till det andra gynnas.

5. Slätsprängning

Erfarenhetsvärden på det praktiskt lämpliga maximala hålavståndet E för slätsprängning som funktion av håldiametern d vid lämpligaste laddningsgrad framgår av figur 5. Sambandet är lineärt,

$$E = k_s d \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (1)$$

där k_s är en dimensionslös konstant $15 < k_s < 16$. I det för dagens tunneldrivningsaggregat aktuella diameterområdet 40-50 mm blir alltså i normalberg lämpliga hålavstånd mindre än 0,6 resp 0,8 m. I Stockholmsgranit är kanske 0,8 m det vanligaste. Figur 6 visar den för både slätsprängning och förspräckning rekommenerade laddningskoncentrationen som funktion av håldiametern d. I området upp till 150 mm håldiameter följes sambandet

$$\ell = ad^2 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2)$$

där ℓ är laddningsmängd i kg per löpmeter hål och a är en konstant ≈ 90 kg/m^3.

Sambandet motsvarar en konstant laddningsgrad av 0,115 kg ANFO per liter hålvolym, vilket ger ett initialgastryck i hålet av ca 1 kbar.

I homogent berg motsvarar detta en maximal statisk dragspänning på hålranden om 1 kbar, vilket kan jämföras med granitens draghållfasthet ca 0,3 kbar. Gastrycket i borrhål laddade för slätsprängning är med andra ord med en liten säkerhetsmarginal just nätt och jämt tillräckligt för att åstadkomma en begynnande spricka.

Det förefaller inte orimligt anta, att alltför starkt inspända fulladdade hål i kil eller stross eller rent av liggare kan åstadkomma radikalt större påverkan på kvarstående berg än rätt laddade konturhål.

6. Förspräckning

Skillnaden mellan slätsprängning och förspräckning ligger däri att uppsprickningen mellan konturhålen i det förra fallet sker genom fritt utslag mot den fria yta som bildats genom föregående rads sprängning, i senare fallet enbart genom den elastiska deformationen av det helt inspända berget på ömse sidor om raden av konturhål. Det följer av vad som tidigare sagts att hålavstånden måste göras kortare vid förspräckning än vid slätsprängning (se figur 5) och också att bergmaterialets elastiska egenskaper är betydelsefulla vid förspräckning, vilket är orsaken till den större variationen i försättning. Sannolikt medverkar också de med stötvågsförloppet förbundna transienta rörelserna i materialet mera vid förspräckning än vid slätsprängning. Därför ställs också vid förspräckning större krav på samtidighet i initiering av radens hål. Normalt initieras förspräckningshålen antingen, där så är möjligt, alla på en gång momentant eller i grupper om minst fyra på varje intervall med tätast möjliga intervalltid.

Eftersom den rekommenderade laddningsgraden är densamma som för slätsprängning är även vid förspräckning trycket för lågt för att åstadkomma mycken annan skada än den önskade sprickan från hål till hål. Även här bör varnas för hårt inspända, hårt laddade hål i kil eller stross, vilka kan ge skador på kvarstående berg vid aldrig så väl utförd förspräckning.

7. Ekonomiska aspekter på slätsprängning och förspräckning

Figur 7 visar kostnaderna för borrning och sprängämne vid slätsprängning, uttryckta i kronor per ytenhet slätsprängd yta. Förutsättningen är att den för önskat hålavstånd lämpligaste borrutrustningen använts med håldiameter enligt figur 5. Med denna förutsättning blir kostnaden för borrning oberoende av hålavstånden, tvärtemot vad man kunde ha väntat, medan sprängämneskostnaden ökar med ökande hålavstånd. Om vi i stället räknar ut totalkostnaden för borrning och sprängämne

vid slätsprängning, uttryckt i kronor per kubikmeter berg som bryts loss av slätsprängningshålen, blir bilden en annan. Med den brukliga försättningen V = 1,45 E får vi en med ökande hålavstånd (eller ökande håldiameter) starkt minskande slätsprängningskostnad, som visas i figur 8. (Beräkningen redovisas i Appendix.)

För förspräckning blir kostnaderna per ytenhet frilagd bergyta i runt tal 50 % högre än för slätsprängning.

Kraven på kontur kan nu vara så stora att avsevärt mindre hålavstånd än 80 cm måste väljas, säg 40 cm, trots att man har borrutrustning för 48 mm hål. Kostnaden blir då nästan den dubbla, 26-28 kr/m^3 i stället för 14 kr/m^3 för den genom slätsprängning avlägsnade bergvolymen. Härtill kommer att sprängämnesmängden per ytenhet blir dubbelt större än den hade behövt vara. Fördyringen kan i någon mån minskas genom ökning av konturhålens försättning. Erfarenheten pekar dock på att konturhålen i många fall i dag borde ha borrats med mindre diameter än som är möjligt med första generationen hydraulbomaggregat.

8. Markvibrationsverkan på avstånd

Den huvudsakliga avståndsverkan på kvarstående berg av en sprängning uppstår genom markvibrationer.

Skadekriteriet är i allmänhet en för varje bergart karakteristisk svängningshastighet, som egentligen definierar en viss mekanisk påkänning.

Figur 9 visar uppmätta maximala svängningshastigheter v vid olika laddningsvikt w och avstånd D mellan laddning och mätplats. En linje genom svärmen av punkter har ekvationen (SI-enheter)

$$v = 2.15\ (D/w^{1/3})^{-2.04} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ (3)$$

Sambandet kan användas till att förutsäga svängningshastigheten, men spridningen är stor; spannet mellan största och minsta observerade värdet på v är en tiopotens, motsvarande tre tiopotenser i laddningsvikt.

På grund av denna stora spridning är det i allmänhet nödvändigt att med hjälp av vibrationsmätningar följa upp och kontrollera vibrationsnivån i närliggande byggnadsverk. Man kan då bättre utnyttja möjligheterna till rationell sprängning. Man behöver också en betydande säkerhetsfaktor på hastigheten v ur ekv (3).

För likartade strukturer, t ex betonghus grundlagda på berg torde dock spridningen vara mindre.

Inom Gruvforskningen (rapport C nr 52, juli 1972) har gjorts en intressant undersökning av sambandet mellan observerad frekvens av stennedfall och uppmätt svängningshastighet i Kiruna underjordsgruva (figur 10). Om vi ritar upp sambandet som i figur 11 finner vi att gränsen för tillåten högsta svängningshastighet om stenfall helt skall kunna undvikas måste sättas så lågt som 7 mm/sek. Detta värde är tiondelen av vad som normalt inte ger skador på så spröda byggnadsverk som vanliga bostadshus.

I den mån stennedfall i samband med sprängning framdeles skulle behöva begränsas kanske slätsprängning kan vara lösningen. I dag finns ju ingen personal i orterna när skjutning sker.

9. Lufttryckvågors verkan på kvarstående berg

Lufttryckvågen från en ortsalva är i första hand beroende av laddningens storlek i varje intervall samt inneslutningseffekten. Om intervalltiden är kort (kortintervall) kan i vissa fall samverkan äga rum mellan olika intervall. Tryckets avståndsberoende är här mera komplicerat än vid sprängning i dagbrott. Figur 12 visar ett tryck-tidförlopp i en tunnel med kortintervall- och halvsekundintervallsprängkapslar. Trycket i tunnlar

och ortgångar vid sprängning av ortsalva är hittills dåligt kända. Det är emellertid önskvärt att studera sambandet mellan tryck-salvstorlek och skadeverkningar i form av brott i pelare och tunnelväggar, nedfallen sten etc och därmed kunna reducera förstärkningsarbetet och förhindra olycksfall.

Appendix

Kostnaderna för slätsprängning som funktion av håldiametern

Beteckningar: håldiameter d (m) hålvolymkostnad K_b (kr/m^3)
håldjup H (m) sprängämneskostnad K_{sp} (kr/kg)
hålavstånd E (m) antag K_{sp} = 10 kr/kg
försättning V (m)
lineär laddningskoncentration ℓ (kg/m)

Samband: $\ell = ad^2$ A1

$K_b = \frac{\alpha}{d}$ A2

$E = k_s d$ A3

där α = konstant = 250 kr/m^2, k_s = konst = 15.5 och
a = 90 kg/m^3

Kostnad per hål: $K_b \frac{\pi d^2}{4} H + K_{sp} \ell H$

Slätsprängd yta per hål: HE

Kostnad per ytenhet slätsprängd yta: $k = \frac{1}{E}(K_b \frac{\pi d^2}{4} + K_{sp}\ell)$

inför ℓ, K_b och E ur A1 - A3:

$$k = \frac{1}{E}(K_b \frac{\pi d^2}{4} + K_{sp}\ell) = \frac{1}{E}(\frac{\pi d \alpha}{4} + K_{sp} a d^2) =$$

$$k = \frac{1}{k_s}(\frac{\pi\alpha}{4} + K_{sp} a d) = \frac{1}{15.5}(\frac{\pi \cdot 250}{4} + 10 \cdot 90 \cdot d)$$

$$k = \underline{12.67 + 58.1 d}$$

Kostnad per volymsenhet berg lossbrutet av slätspränghål:

Samband: V = 1.45 E A4

Kostnad per volymsenhet: $K = \frac{k}{V} = \frac{k}{1.45 k_s d}$

$K = \frac{0.564}{d} + 2.58$ A5

Tabell 1. Typiskt tidsförlopp vid sprängning av ett fulladdat 1" borrhål i granit. Försättning 1 m, håldjup 4 m. Tider anges i millisekunder efter initiering vid hålets botten.

Radiell tryckutjämning i hålet	0.001-0.002	msek
Stötvågen når fria ytan	0.2-0.5	msek
Hela laddningen detonerat	1	msek
Sprickor når fria ytan	1-2	msek
Bergmassans acceleration klar	5-10	msek
Accelerationssträcka	0.05-0.1	m
Sprickängd vid bösskott	0.3 -0.5	m

Tabell 2. Faktorer som påverkar begynnelsetrycket i borrhål.

Sprängämne	NG	Dx	ANFO	Gurit	
Packningsgrad p	1	0.85	1	1	0.115
Densitet, ρ kg/dm^3	1.6	1.45	0.95	1.2	1.2
Viktstyrka, s (rel. ANFO)	1.5	1.16	1	0.7	0.7
Laddningsgrad p ρ s	2.4	1.44	0.95	0.9	0.09
Laddningsgrad rel NG	1	0.6	0.4	0.35	0.04
Utjämnat borrhålstryck kbar	100	50	30	15	1

Packningsgraden p anger hur stor andel av den laddade hålvolymen som utfylls av sprängämne.
Laddningsgraden får dimensionen kg ANFO per liter laddad hålvolym

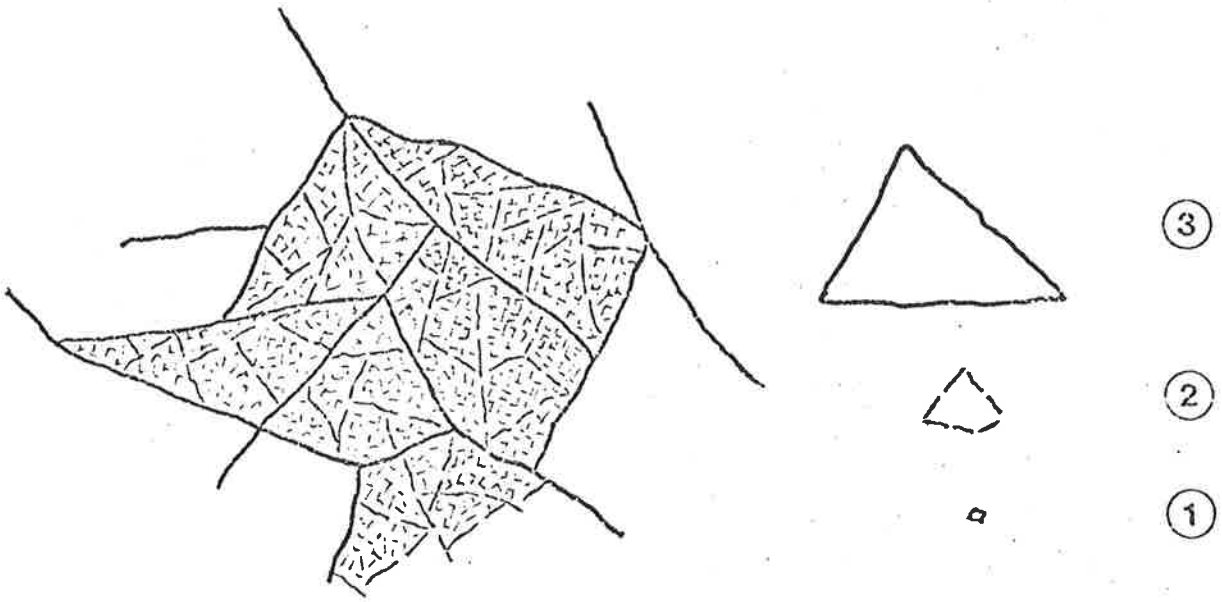


Fig. 1. En modell för sprickigt berg

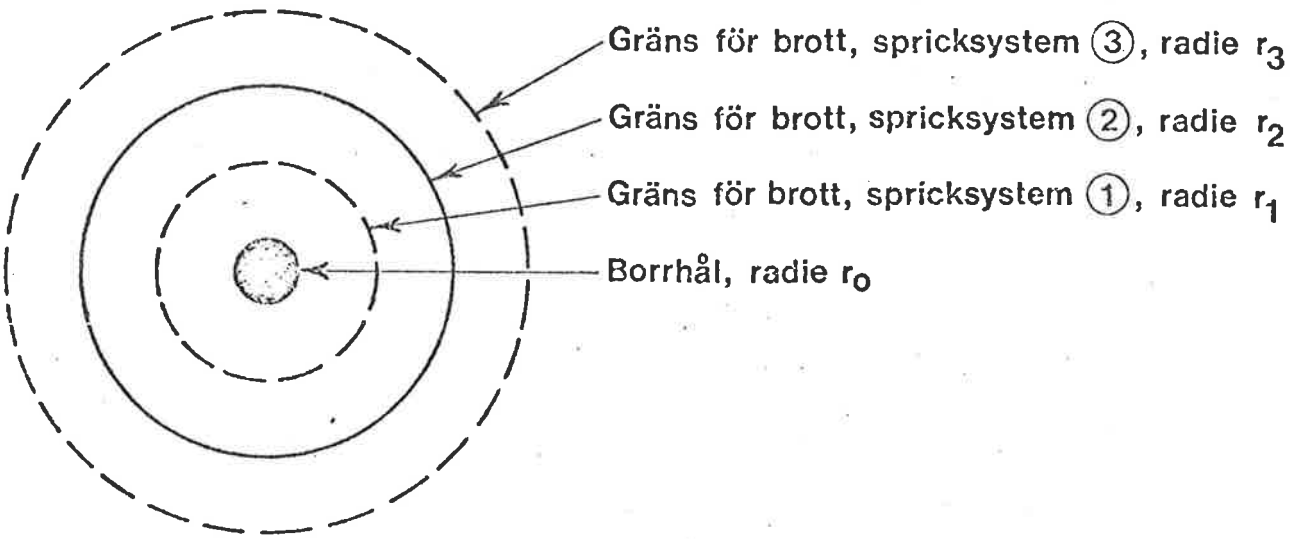


Fig. 2. Modellens antagande om inom vilka radiella avstånd från borrhålet de olika spricksystemen påverkas till brott.

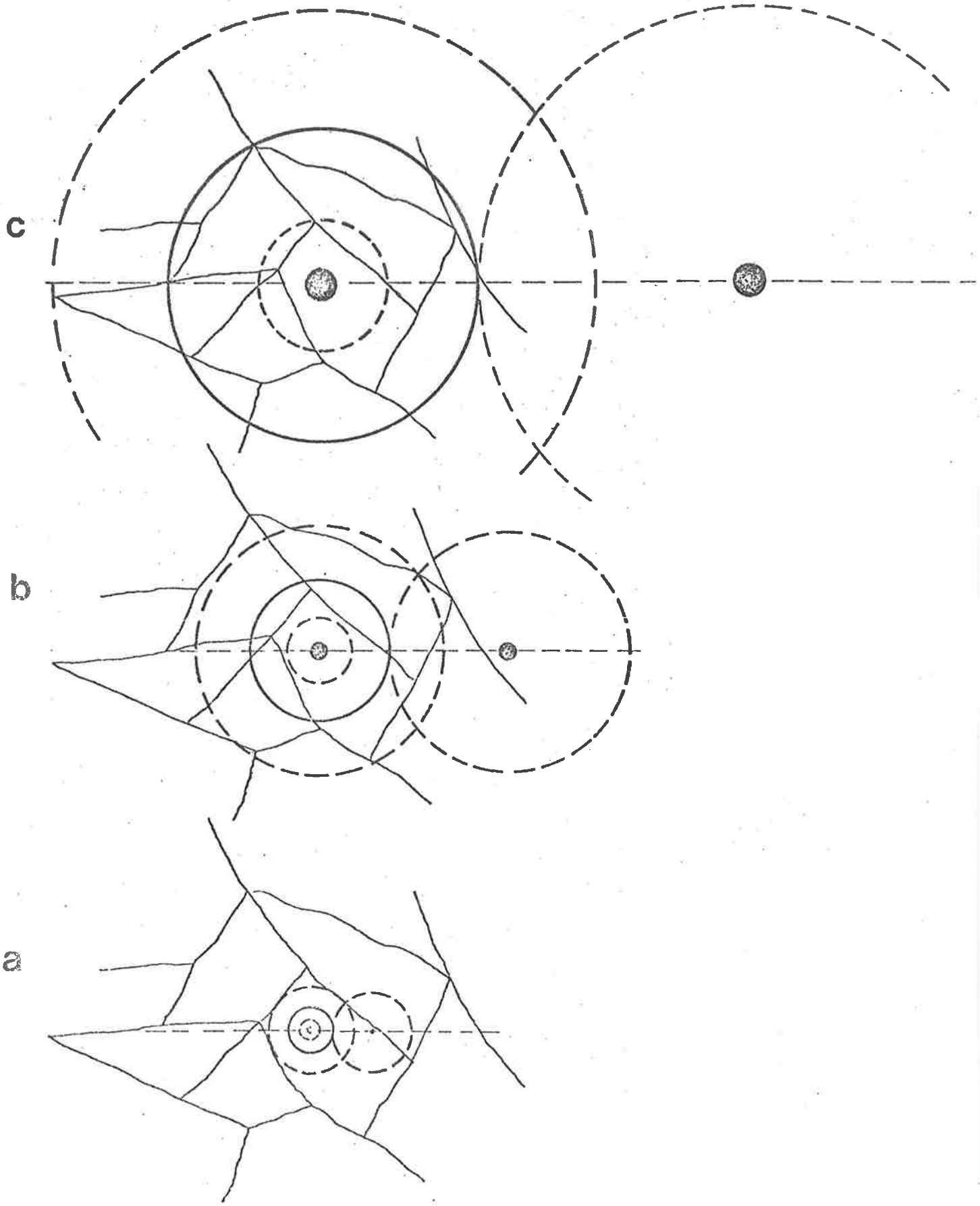


Fig. 3. Sönderbrytning av sprickigt berg vid olika laddningsdiameter

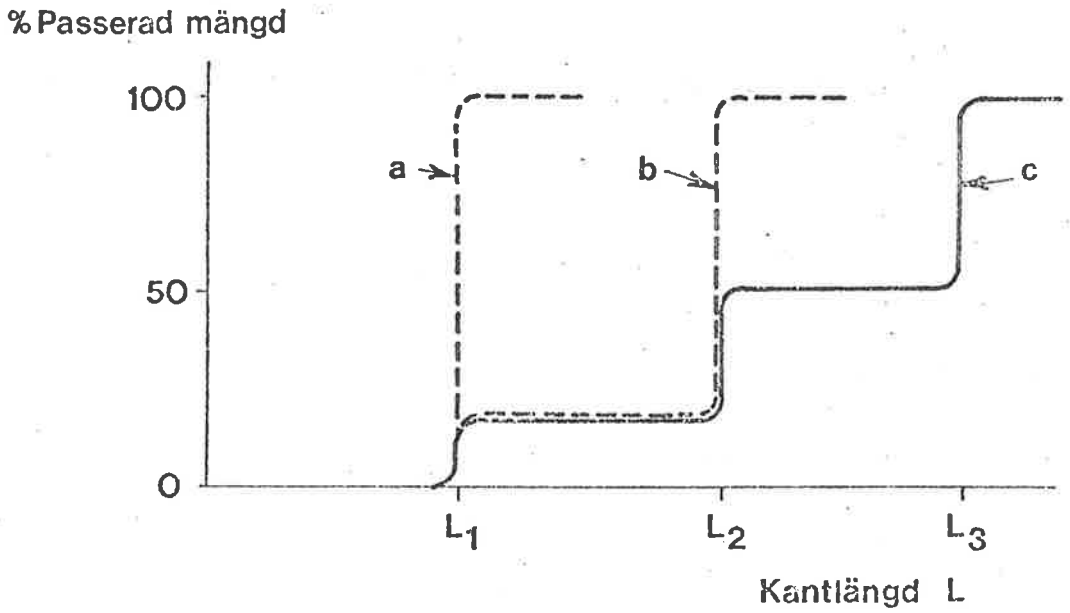
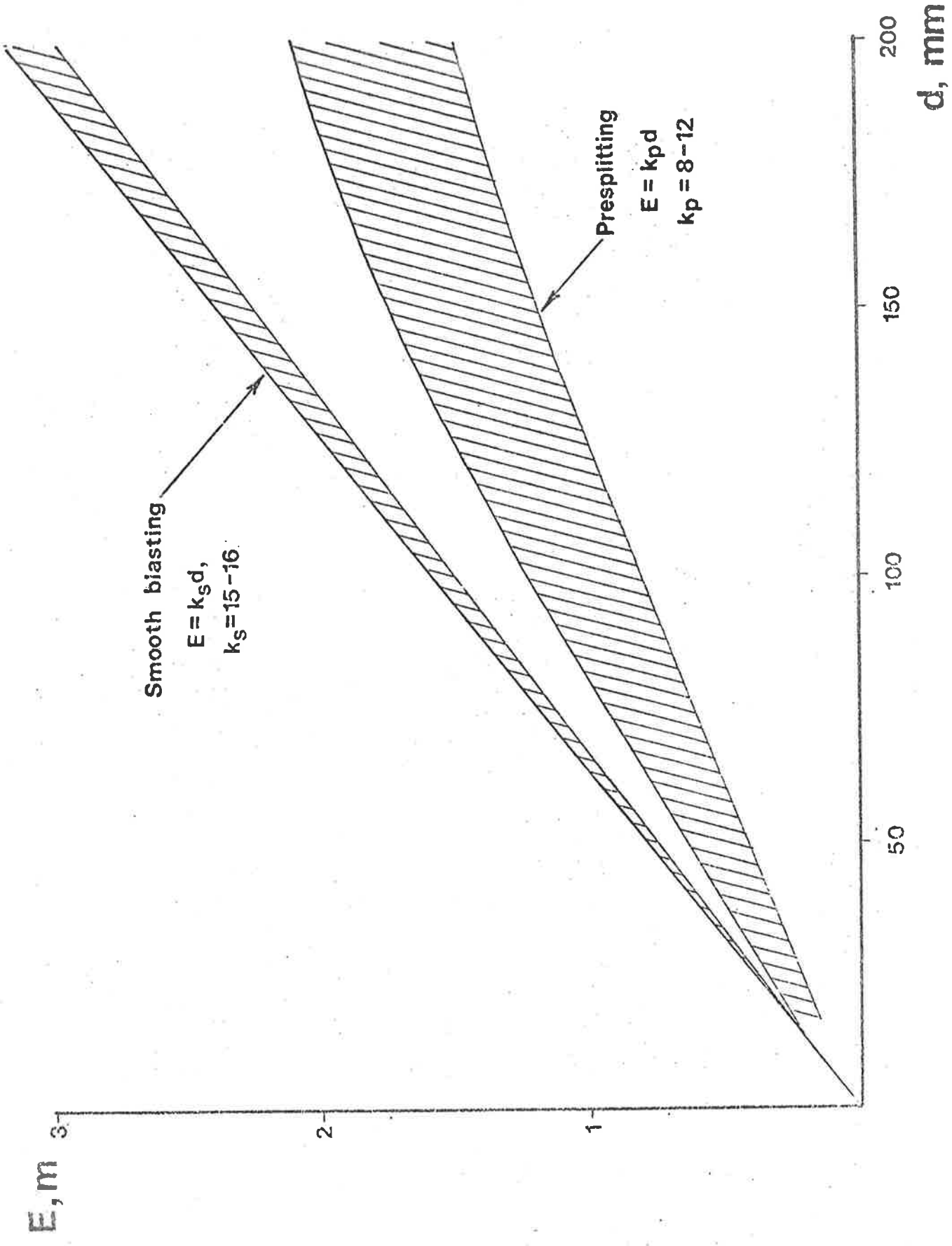


Fig. 4. Schematiska siktkurvor för styckefall från bergmaterialet i fig. 3 med olika håldiameter a < b < c.

Fig. 5. Samband mellan hålavstånd och håldiameter vid slätsprängning och förspräckning.



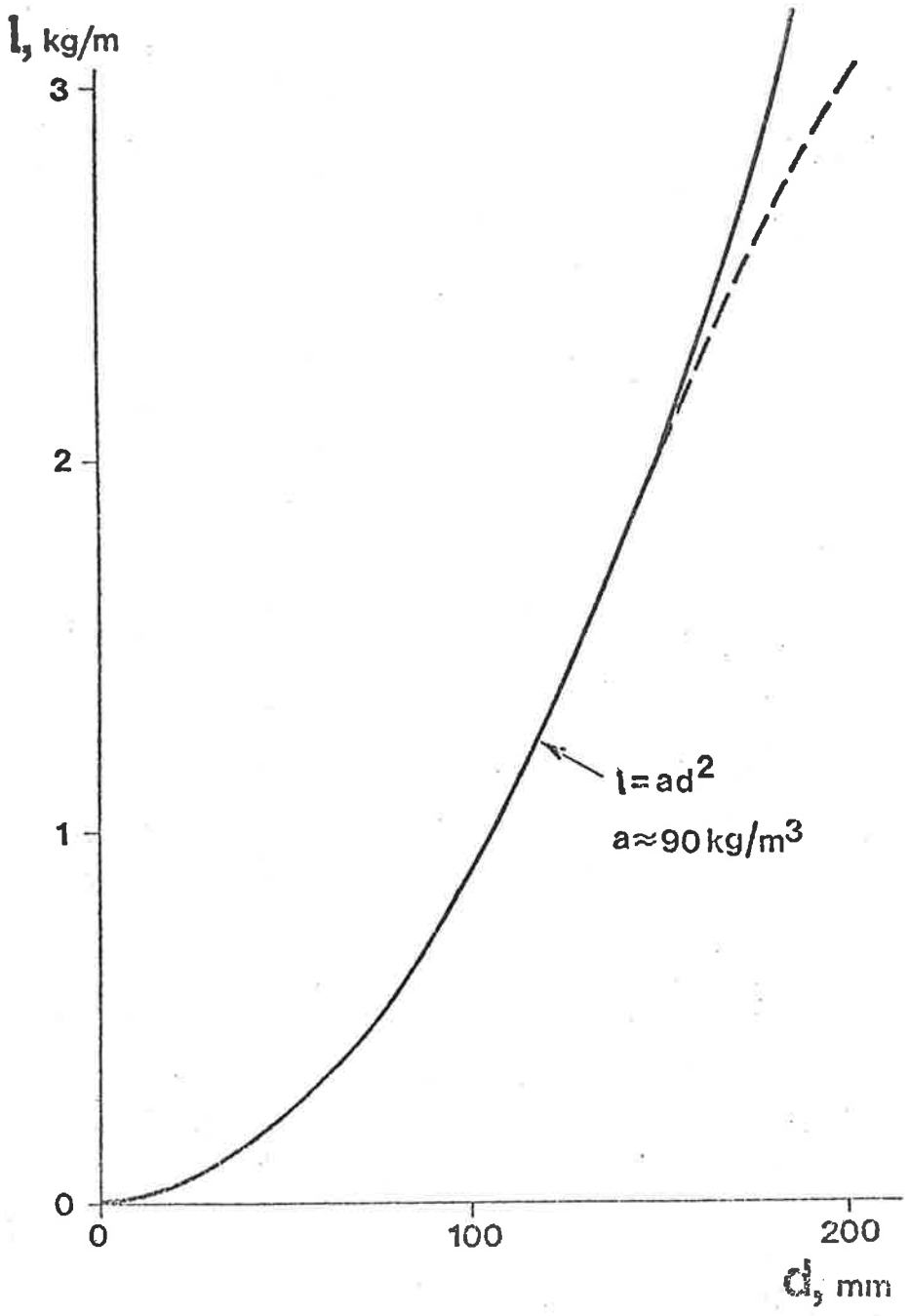


Fig. 6. Linjär laddningskoncentration som funktion av håldiametern vid slätsprängning och förspräckning.

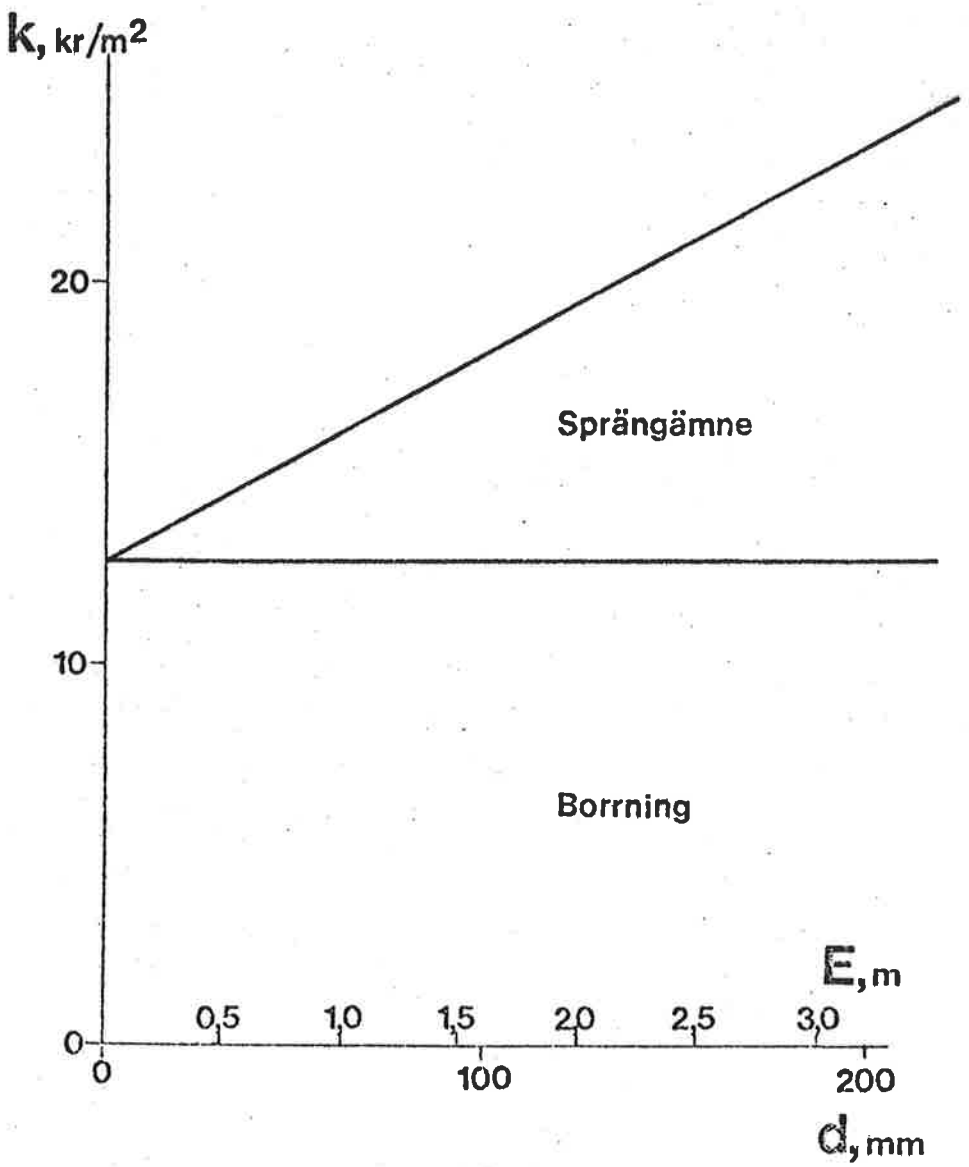


Fig. 7. Slätsprängningskostnaden som funktion av håldiametern samt dess fördelning på sprängämnes- och borrningskostnad. K är kostnad per ytenhet slätsprängd konturyta.

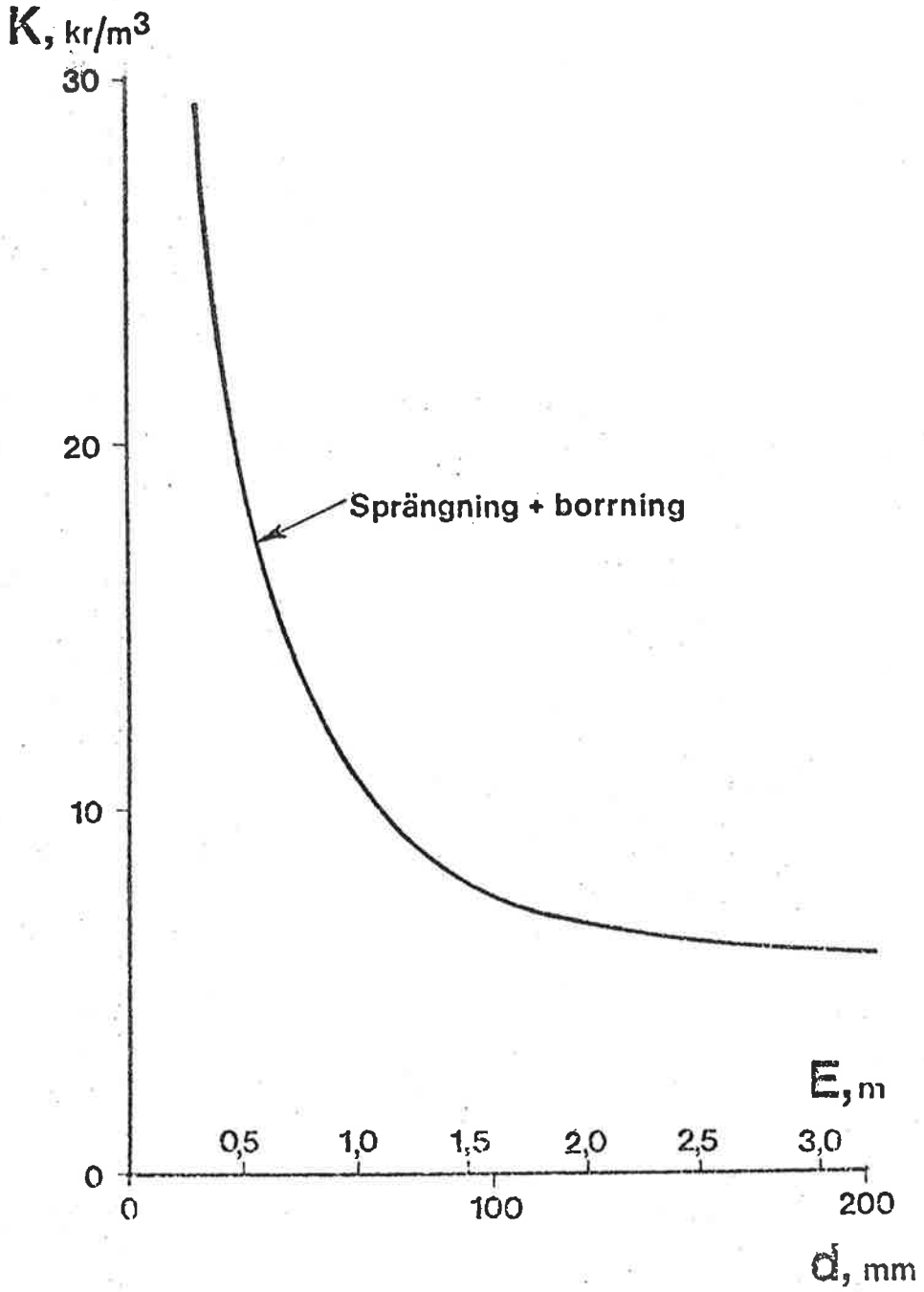


Fig. 8.. Slätsprängningskostnaden som funktion av håldiameter respektive försättning. K är kostnad per volymsenhet av slätsprängningshålen lossbrutet berg.

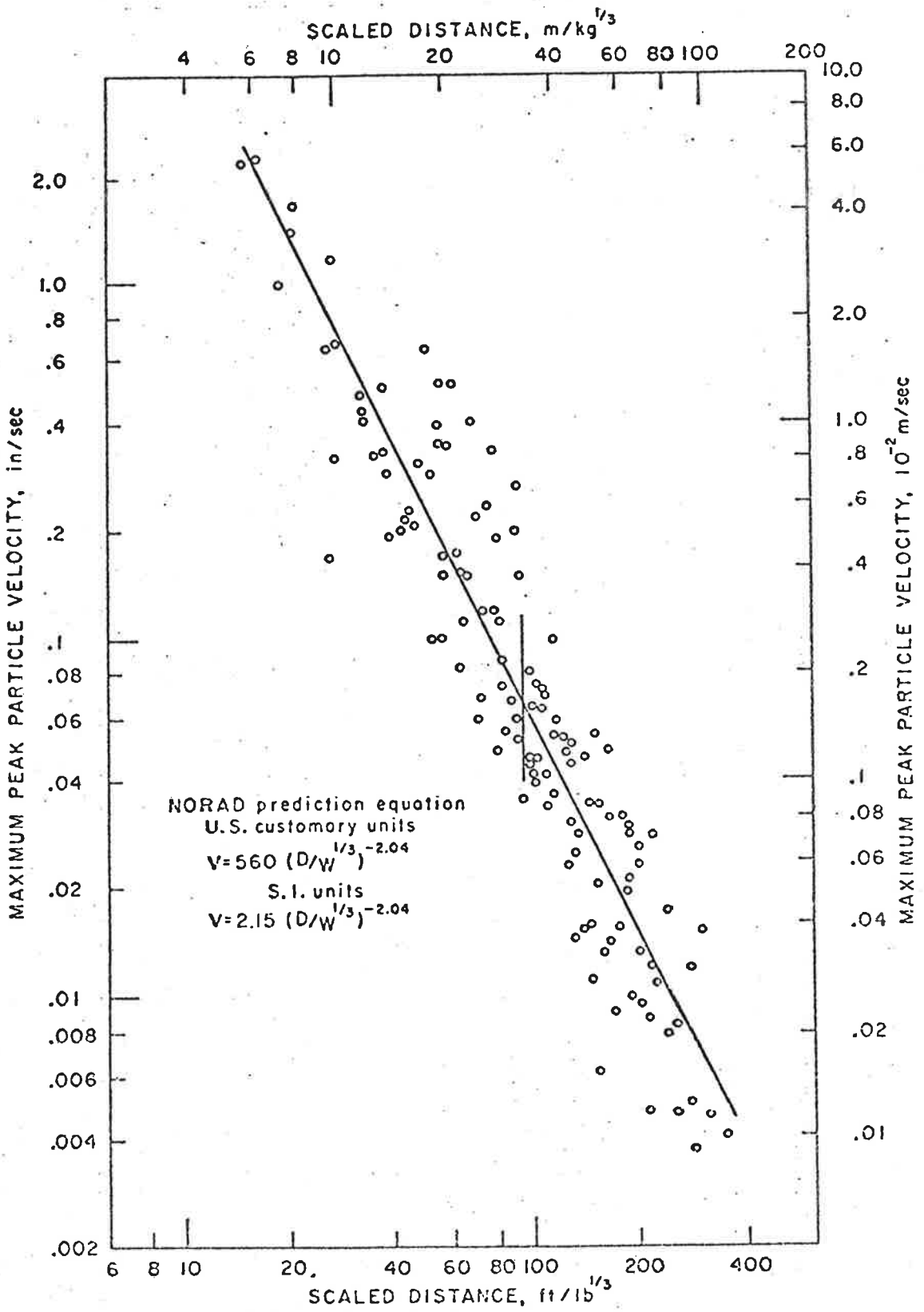
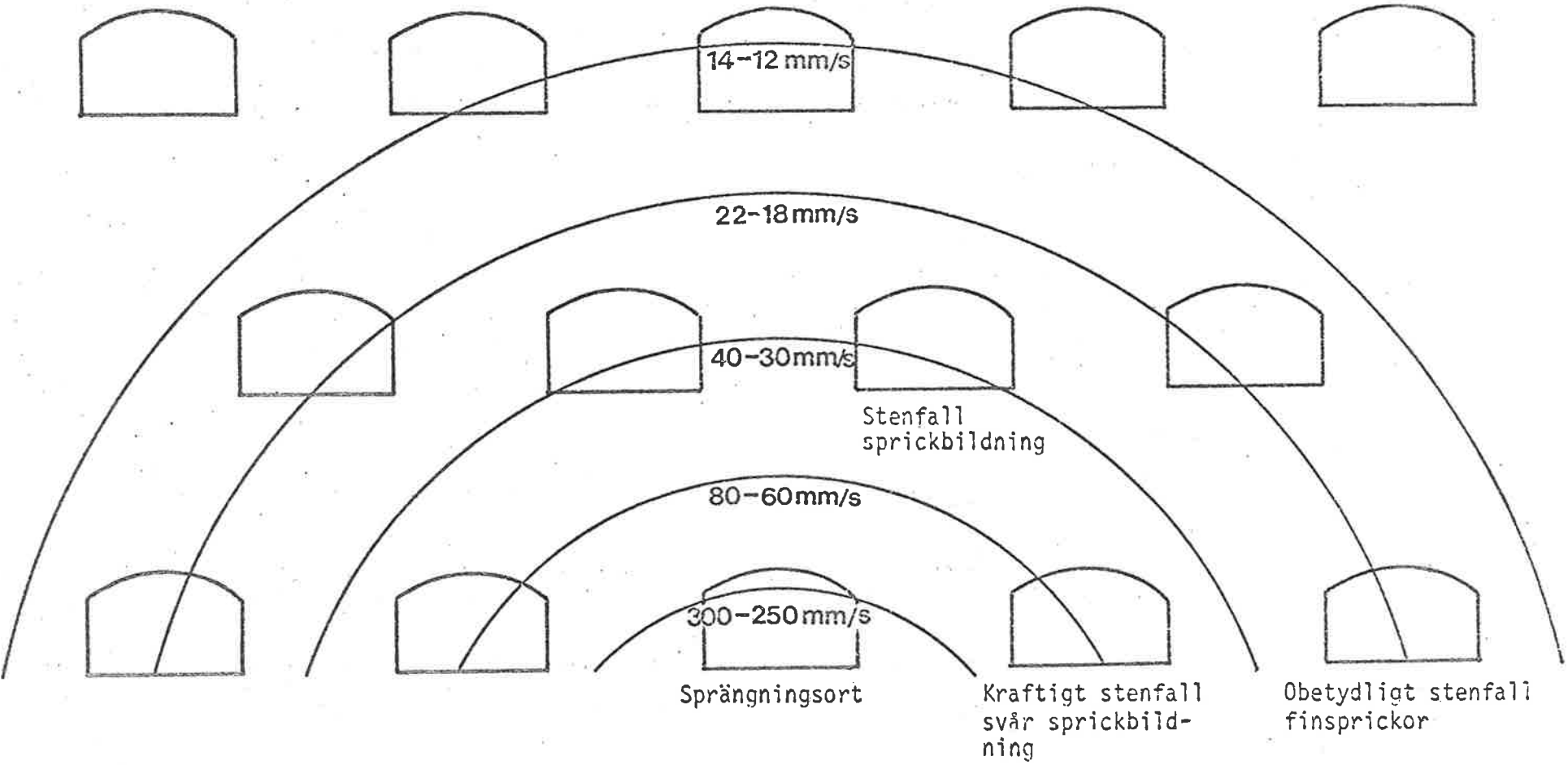


Fig. 9. Svängningshastighetens beroende av laddningsvikt och avstånd



300-80 Kraftigt stenfall och svår sprickbildning
80-30 Stenfall och sprickbildning
30-12 Obetydligt stenfall och finsprickor
12- Inget stenfall och ingen märkbar sprickbildning

Fig. 19. Observerad svängningshastighet och stennedfallsfrekvens vid sprängning.

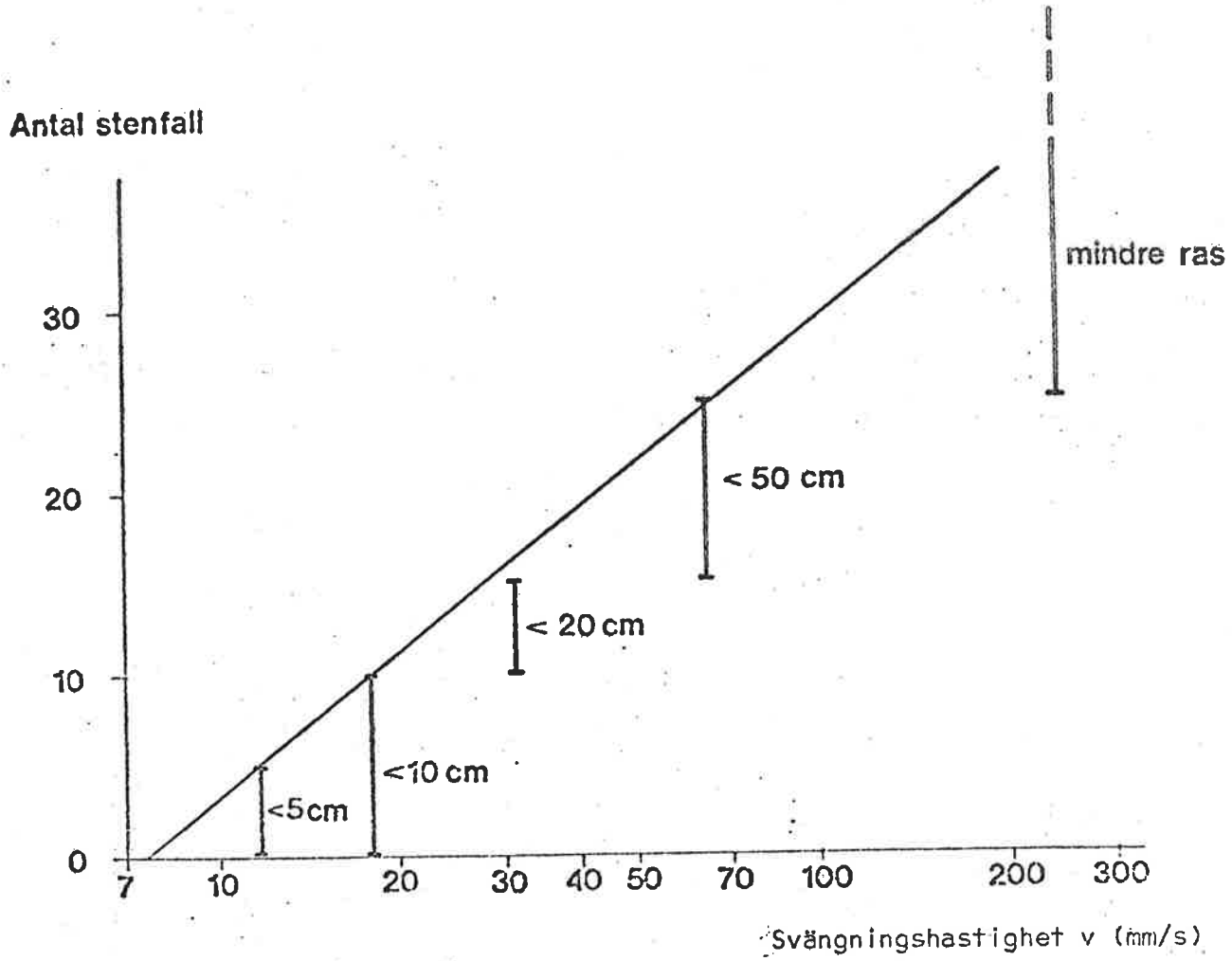
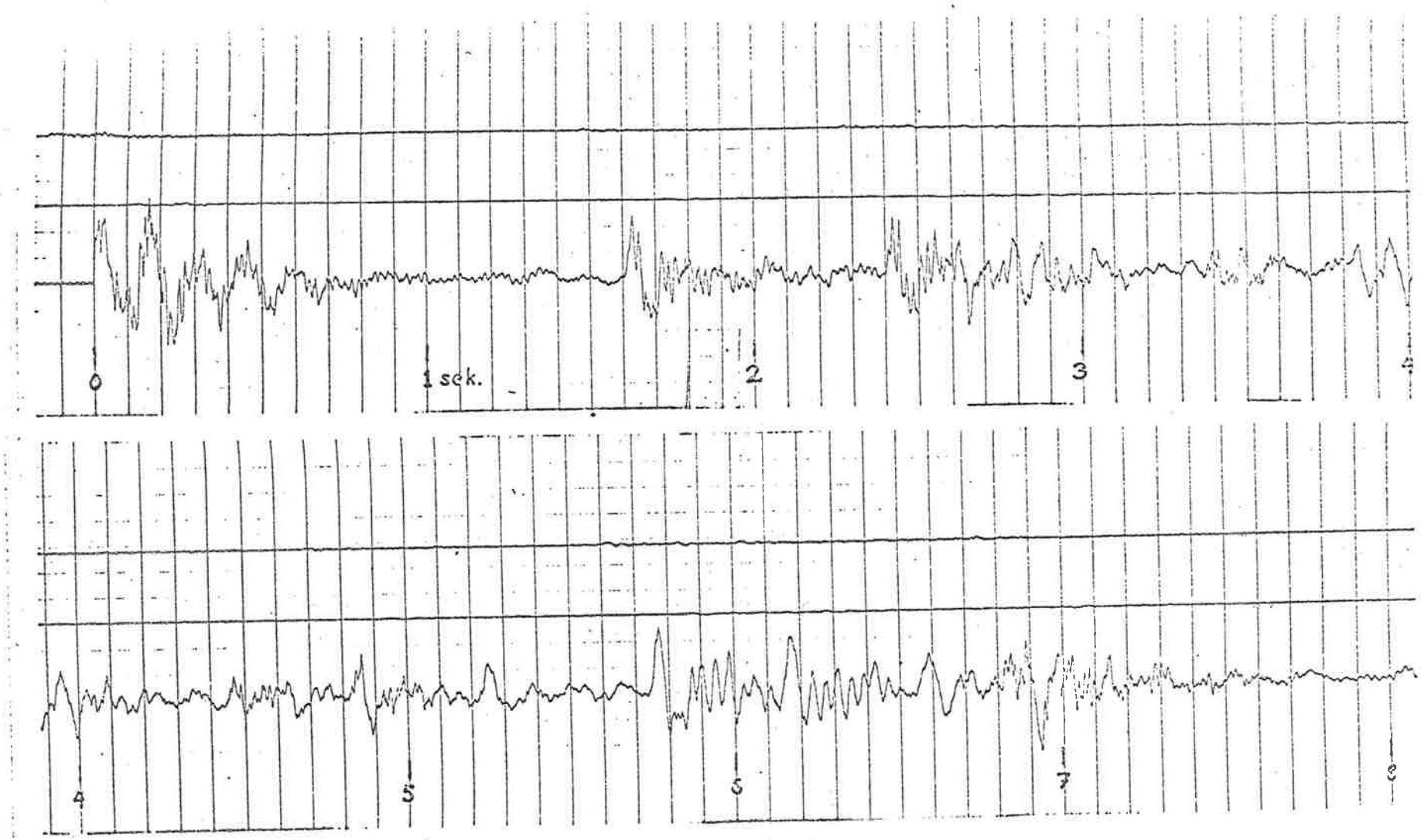


Fig. 11. Antal stenfall och storlek i en ort vid olika svängningshastighet



Figur 12. Lufttryck-tidförloppet i en tunnel c:a 100 m från fronten vid sprängning med kortintervall- och halvsekundintervallsprängkapslar.

SUMMARY

The effects of the blasting procedure on the rock material remaining after the excavation process in competent rock is discussed. These are divided into a near zone and a remote zone.

Starting from a short recapitulation of the basic mechanisms of rock blasting the influence of the blast hole diameter and various explosive properties are first discussed. Then there follows a tentative model of fissured rock and a discussion of the near effects related to the ratio of hole diameter, burden, and hole spacing respectively to the main spacing between fissures. Two widely accepted methods of controlled blasting, smooth blasting and presplitting, are presented as a measure to avoid extensive damage in the remaining rock material. Finally the merits and economy of these methods are discussed. It is stated that these methods way well be profitable alternating to rock bolting and other support systems even for such temporary structures as ore drifts.

The remote zone effects are divided into ground vibrations and air blast waves. Both are discussed with reference to mining. In practise one has observed rock fall in under ground mines at particle velocities as low as 10% of the normal limiting value given for regular houses. Smooth blasting is proposed as a possible remedy. Air blast wave effects are in need of a closer study. Throughout the paper safety aspects are considered.

Figure Texts in English

Fig. 1. A model of fissured rock.

Fig. 2. The proposed triggering radii of the different systems of fissures.

Fig. 3. The triggering of fissures and ensuing breakage of rock for various hole diameters.

Fig. 4. Schematic screening curves for the rock masses resulting from the breakage in fig 3 at different hole diameters $a < b < c$.

Fig. 5. The relation between spacing and hole diameter for smooth blasting and presplitting.

Fig. 6. Linear charge concentration as a function of hole diameter for smooth blasting and presplitting.

Fig. 7. The cost of smooth blasting per unit area of the contour as a function of hole diameter or spacing, divided into drilling and explosives costs.

Fig. 8. Same as fig 7 but cost per unit volume of excavated rock.

Fig. 9. Max. peak particle velocities of ground vibrations depending on scaled distance.

Fig. 10. Observed particle velocity and frequency of rock fall due to blasting.

Fig. 11. The rock fall frequency and the associated boulder size at different particle velocities.

Fig. 12. The air blast pressure versus time record resulting from a combined short delay and delay interval round as measured at 100 m from the tunnel heading.

BERGSPÄNNINGAR PÅ GRUND AV SVÄLLANDE LERA I BERGSPRICKOR

Professor Erling Reinius, Kungl. Tekniska Högskolan och Vattenbyggnadsbyrån, Stockholm

Allmänt

Man har funnit att ras och utfall i tunnlar och bergrum till stor del beror på förekomst av lera i bergsprickor. Speciellt stor är rasrisken om leran är av svällande typ. Vid 1972 års bergmekaniska möte behandlade Ojars Ziemelis geologiska synpunkter på svällande lera i berg och Jan Eurenius klassificering av svällande lera samt bergförstärkningar vid förekomst av svällande lera.

Jag skall anknyta till dessa två anföranden och lägga fram några teoretiska spekulationer om hur berget fungerar och konsekvenser för förstärkningarna.

Man har funnit att lera, som innehåller svällande mineral, har egenskapen att svälla så mycket, ifall tillgång till vatten finns, att ett visst samband mellan tryck och volym uppnås. Om trycket hos leran minskas genom att bergväggarna ger efter kan mera vattenmolekyler byggas in i kristallgittret och leran sväller. Svällningen pågår intill dess att ett mottryck av omgivande bergväggar förhindrar vidare svällning. Detta tryck benämnes svälltryck.

Eurenius visade förra året resultat av skjuvförsök på ostörda prov innehållande svällande mineral. Diagrammet, fig. 1, visar dels att skjuvhållfastheten minskar med minskande tryck - vi kallar detta friktion - och dels att om rörelsen är stor så minskar skjuvhållfastheten. Därvid sjunker kohesionen till ett obetydligt värde, medan friktionen ändras obetydligt.

Bergtryck

Under grundvattenytan torde leran i bergsprickor hos orört berg vara vattenmättad och konsoliderad för det rådande bergtrycket. Trycket i leran kan delas upp i ett effektivt tryck och ett grundvattentryck. Det senare trycket är i orört berg i stort sett beroende av höjden till grundvattenytan. Det effektiva trycket representerar det normaltryck av vilket skjuvhållfastheten hos lera är beroende.

Bergtryck mätes vanligen inuti bergblock. Detta bergtryck överföres från block till block över en spricka genom dels effektivt anliggningstryck och dels grundvattentryck i sprickan. Efter en utsprängning av en tunnel förändras bergtrycket i närheten av tunneln men även grundvattentrycket förändras genom tunnelns dräneringsverkan. Sänkningen av grundvattentrycket för med sig en motsvarande höjning av effektiva trycket mellan bergblocken, alltså höjning av glidmotståndet. Å andra sidan för dräneringen med sig ett hydrauliskt tryckfall mot tunneln, varigenom grundvattentrycket verkar på bergblocken i riktning mot tunneln.

När en tunnel sprängs ut uppstår intill den sprängda bergytan en uppluckrad zon. Bergtrycket minskar i denna zon på grund av att det genom sprängningen uppkomna spricksystemet invid bergytan orsakat en deformation hos bergmassan och en sänkning av deformationsmotståndet. Deformationen sker primärt genom utvidgning utåt mot den fria bergytan och sekundärt genom vidgning av sprickor vinkelräta mot bergytan.

Lerans verkningssätt

När bergtrycket invid bergytan minskar kan leran i sprickorna absorbera tillrinnande vatten och svälla. Denna svällning resulterar i rörelse i riktning mot minsta trycket och alltså att leran vid bergytan sväller ut ur sprickan. Detta betyder

att leran angriper sprickans väggar med skjuvspänningar som verkar utåt mot bergytan. Härigenom föreligger risk att bergblock i bergytan invid sprickan rör sig utåt, lossnar och faller ut. Om sådant utfall sker blir leran exponerad längre in i spalten. Denna lera börjar i sin tur att svälla utåt i sprickan och risk uppstår för nya utfall av bergblock. Svällande lera kan på detta sätt orsaka fortskridande bergras.

Eftersom leran är ett relativt tätt material tar det en viss tid för leran att ta upp vatten. Således tar det tid för att hela svällningen skall ske och skjuvkrafterna längs sprickväggarna få fullt värde. Med anledning härav kan problemet uppdelas i två principiellt olika fall.

a) Berget är starkt sprucket kring sprickan med svällande lera, varför man kan vänta att bergutfall och ras kan komma att ske. Förstärkningsåtgärder bör utföras snabbt innan ras börjar.

   En oeftergivlig förstärkning av betong kommer att bli utsatt för det tryck från leran i sprickan som leran uppnår när den svällt och uppfyllt tillgängliga utrymmen i de vidgade sprickorna. Härtill kommer grundvattentrycket strax innanför bergytan. En betongförstärkning bör dimensioneras så att den i samverkan med berget kan ta upp dessa tryck. Härutöver bör givetvis betongförstärkningen dimensioneras för de krafter som enligt gängse dimensioneringsregler bedömes verka vid ifrågakommande bergtyp.

b) Berget är relativt fast kring sprickan med svällande lera, varför bergutfall inte bedömes ske inom nära framtid efter utsprängningen. Däremot kan bergutfall och ras komma senare, om leran i sprickan sköljes bort genom erosion eller om leran torkar ut så att sammanhållningen mellan bergblocken försvinner.

Beräkning av bergspänningar på grund av lerans svällning

Spänningar i omgivande berg till följd av den svällande leran i en bergspricka kan beräknas med följande approximativa förutsättningar Bergsprickan går vinkelrätt mot bergytan. Övriga spänningssystem i berget försummas. Leran har ett totaltryck (inkl portryck) av p_1 kp/cm^2 ett stycke d innanför bergytan, där bergsprickan kan anses vara odeformerad och där således p_1 motsvarar ursprungligt bergtryck vinkelrätt mot sprickan. Lerans tryck verkar där i alla riktningar. Det effektiva trycket mot sprickans väggar, $\bar{\sigma}$, antages vara c·p, där c är konstant och p är lerans totala tryck i sprickan längdriktning.

Skjuvhållfastheten hos leran kan skrivas

$$\tau = \tau_o + \bar{\sigma} \cdot \tan\bar{\varphi} \qquad (1)$$

där τ_o = kohesionen
$\bar{\sigma}$ = effektiva spänningen (totala tryckspänningen minus portrycket)
$\bar{\varphi}$ = friktionsvinkeln

Den totala skjuvkraften längs sprickans ena vägg räknat från bergytan till djupet x är lika med hälften av lerans tryck i sprickans längdriktning på djupet x, se fig 2.

$$\int_0^x \tau \, dx = p \cdot \frac{a}{2} \qquad (2)$$

där a = sprickans vidd.

På elementet dx verkar krafterna längs ena väggen

$$\tau \, dx = \tau_o \cdot dx + \bar{\sigma} \cdot \tan\bar{\varphi} \cdot dx = dp \cdot \frac{a}{2}$$

Härur fås

$$dx = \frac{a}{2} \cdot \frac{dp}{\tau_o + \bar{\sigma}\tan\bar{\varphi}} \qquad (3)$$

Vi ersätter $\bar{\sigma}$ med c·p och får då

$$dx = \frac{a}{2} \cdot \frac{dp}{\tau_o + cp\tan\bar{\varphi}} \qquad (4)$$

För integreringen antages att trycket är p_o på djupet x_o samt stiger till trycket p på djupet x

$$\int_{x_o}^{x} dx = \frac{a}{2} \int_{p_o}^{p} \frac{dp}{\tau_o + c\,p\tan\bar{\varphi}} \qquad (5)$$

$$x - x_o = \frac{a}{2} \cdot \frac{1}{c\tan\bar{\varphi}} \ln(\tau_o + c\,p\tan\bar{\varphi}) - \ln(\tau_o + c\,p_o\tan\bar{\varphi}) \qquad (6)$$

Vi skall studera två specialfall av denna ekvation, nämligen dels att $p_o = 0$ för $x_o = 0$ och dels att $\tau_o = 0$. I det senare fallet kan man inte använda $p_o = 0$, eftersom man då får ett uttryck ln 0. I stället antar vi ett lågt men troligt värde på p_o, t ex $p_o = 0{,}03\ p_1$ för $x_o = 0$. Vi får följande två lösningar

$p_o = 0$:

$$x = \frac{a}{2c\tan\bar{\varphi}} \ln \frac{\tau_o + c\,p\tan\bar{\varphi}}{\tau_o} \qquad (7)$$

$\tau_o = 0$:

$$x = \frac{a}{2c\tan\bar{\varphi}} \ln \frac{c\,p\tan\bar{\varphi}}{0{,}03\ c\,p_1\tan\bar{\varphi}} \qquad (8)$$

eller för $x = d$ och $p = p_1$

$$d = \frac{a}{c\tan\bar{\varphi}} 1{,}75 \qquad (8a)$$

Exempel: Vi gör följande antaganden:

$c = 0{,}6$, $\tan\bar{\varphi} = 0{,}3$, $\tau_o = 0{,}3$ kp/cm^2 och $p = p_1 = 20$ kp/cm^2

Enligt ekv (7) får vi då

$$d = \frac{a}{2 \cdot 0{,}6 \cdot 0{,}3} \ln \frac{0{,}3 + 0{,}6 \cdot 20 \cdot 0{,}3}{0{,}3}$$

$$d = 7{,}1\ a$$

Ifall p sättes till $p = p_1/2 = 10$ kp/cm^2 får vi

$$x = 5{,}4\ a$$

Om vi å andra sidan antar att $\tau_o = 0$ och i stället $\tan\varphi = 0{,}4$ får vi ur ekv (8a)

$$d = \frac{a}{0{,}6 \cdot 0{,}4} \cdot 1{,}75 = 7{,}3\ a$$

och för $p = p_1/2$ får vi ur ekv (8)

$$x = \frac{a}{2 \cdot 0{,}6 \cdot 0{,}4} \cdot \ln \frac{0{,}5 p_1}{0{,}03 p_1} = 5{,}9\ a$$

Detta exempel visar att leran har oförändrat tryck p_1 på djupet ca 7a och trycket $p_1/2$ på djupet ca 5,5 a. Tryckreduktionen sker alltså på den innersta fjärdedelen eller femtedelen av sträckan. Det betyder således att om en spricka, omgiven av gott berg, stått öppen så länge att lerans svällning avstannat överföres svälltrycket till berget i huvudsak på den inre delen av sprickan. Där är berget starkare än i den yttre mera uppluckrade delen och kan därför lättare än den yttre delen ta upp svällkrafterna. Härav följer att svälltrycket hos svällande lera är farligast för gott berg första tiden efter sprängningen då svälltrycket är stort i sprickans yttre del.

Spänningsbild

Det kan vara av intresse för bedömning av förstärkningar att ha klart för sig hur krafterna överföres i berget. På sträckan d är dels tryck och dels skjuvkrafter överförda till berget på ömse sidor om sprickan. En beräkning av spänningarna i berget till följd av den svällande leran är komplicerad, eftersom berget nära bergytan är uppsprucket efter sprängningen. Bergmassan har sålunda en ut mot bergytan avtagande elasticitetsmodul och är dessutom icke homogen. En förenklad bild av spänningarna i berget kan man emellertid få om man antar att berget på ömse sidor om sprickan är osprucket och sprickan vinkelrät mot bergytan. Genom grafisk

konstruktion kan man få det exempel på en möjlig spänningsbild som framgår av fig 3. I denna figur har antagits att $\tau_0 = 0$ och att $\tan\varphi = 0{,}4$. Fig 4 visar mera detaljerat spänningarna i berget närmast sprickan. Där framgår att huvudspänningstrajektorierna ungefär parallellt med bergytan får tryck, medan de som går ungefär vinkelrätt mot bergytan får dragning. Dragspänningen invid sprickan på djupet d får ungefär storleken $0{,}085p_1$ i exemplet.

Förenklad beräkningsmetod

En mera approximativ och förenklad beräkning av dragspänningarna i berget kring sprickan kan man få med följande metod, fig 5. Dragning antages uppstå vinkelrätt mot en yta som lutar vinkeln α mot normalen till sprickan. För enkelhets skull antages att $\tan\alpha = 1/4$ och att dragspänningarna på djupet x från bergytan är triangelformigt fördelade på en längd 1,5x. Den maximala dragspänningen σ blir i så fall

$$\frac{\sigma \cdot 1{,}5x}{2} \cdot \frac{4}{\sqrt{17}} = p \cdot \frac{a}{2} \qquad (9)$$

$$\sigma = \frac{pa}{1{,}5x} \cdot \frac{\sqrt{17}}{4} \approx \frac{pa}{1{,}5x} \qquad (10)$$

Med värdet $x = d = 7{,}3\ a$ och $p = p_1$ blir $\sigma = 0{,}091p_1$, vilket är av samma storleksordning som det värde som erhållits ur fig 4, där $\sigma = 0{,}085p_1$.

Om flera sprickor med svällande lera ligger nära varandra och berget mellan sprickorna kan ta samma dragspänning som berget på sidan om sprickorna får man en spänningsbild som framgår av fig 6. Maximala dragspänningen på djupet x från bergytan blir då

$$\sigma \cdot b + \sigma \cdot \frac{1{,}5x}{2} \cdot 2 \cdot \frac{4}{\sqrt{17}} = p(a_1 + a_2 + \cdots) = pa \qquad (11)$$

$$\sigma = \frac{p \cdot a}{b + 1{,}5x\frac{4}{\sqrt{17}}} \approx \frac{pa}{b + 1{,}5x} \qquad (12)$$

I detta fall kan inte djupet d, där trycket i leran är p_1, bestämmas ur ekv (7) eller (8) emedan skjuvkraften längs sprickans yttervägg inte är $p \cdot a/2$. Beräkningen kan emellertid utgå från ekv (7) eller (8) med insatt värde på a, varigenom ett första värde på d fås. Vi kan nu bestämma den andel av trycket $p_1 \cdot a$ som verkar på yttersidorna av de yttre sprickorna. Detta tryck är $p_1 \cdot a_c$.

$$\frac{p_1 a_c}{p_1 \cdot a} = \frac{1,5d}{b + 1,5d} \tag{13}$$

$$a_c = \frac{1,5da}{b + 1,5d} \tag{14}$$

Med detta värde på a_c insatt i stället för a i ekv (7) eller (8) fås ett nytt värde på d, som antingen kan sättas in i ekv (12) eller användas i ekv (14) för bestämning av nytt värde på a_c.

Inverkan av tidsfaktorn

Beräkningen av bergspänningarna kring en bergspricka med svällande lera gäller slutstadiet, då leran fått svälla och röra sig ut mot bergytan utan hinder i sprickans mynning. Omedelbart efter sprängningen gäller emellertid andra förhållanden. För de två tidigare nämnda ytterlighetsfallen a) och b) blir spänningsbildens utveckling följande:

a) Berget invid bergytan är starkt sprickigt och uppluckrat efter sprängningen. Trycket i leran nedgår till noll inom uppluckringszonen omedelbart efter sprängningen, emedan berget fått öppna sprickor som icke medger något mottryck mot leran, när denna elastiskt utvidgas i samband med spänningsändringen. Ett visst tryck i leran uppbygges igen när leran sväller under vattenupptagning och pressar mot sprickans väggar. Eftersom leran är relativt tät kan det ta lång tid efter sprängningen innan leran svällt så mycket att krafter från leran orsakar bergutfall. Förstärkningar bör därför syfta till att bergutfall förhindras men samtidigt helst utföras på sådant sätt att inte höga svälltryck kan byggas upp. En metod som visats av Jan Eurenius vid förra årets möte är att täcka leran med mineralull innan betongen påföres. Metoden är arbetskrävande. En annan metod är därför att räkna med höga tryck och alltså utföra betongförstärkningen kraftig. Man behöver dock inte räkna med så höga tryck som före sprängningen, eftersom leran kan svälla något på grund av sprickor och mellanrum mellan berg och betong av sättning och krympning.

b) Ingen uppluckring eller rörelse hos berget sker vid sprängningen. Trycket i leran har därför ursprungligt värde omedelbart innanför bergytan och orsakar en relativt snabb elastisk-plastisk rörelse av leran utåt mot bergytan. På grund härav sker successiv flyttning inåt av den punkt där fullt bergtryck råder.

Ytberget har varit utsatt för höga spänningar, utan att brott inträffat, alltså varit utsatt för en provbelastning. Sedan har spänningarna minskat. Därför kan framtida bergutfall endast ske om leran sköljes ut ur sprickan till så stort djup att sammanhållningen inom bergmassan upphör. Förstärkningar bör följaktligen syfta till att förhindra sådan urspköljning. För att inte en sådan förstärkning skall bli utsatt för stort tryck av svälleran är det lämpligt att sprickan täcks med betong först efter en relativt lång tid, så att lerans huvudsakliga svällning hunnit ske och svällkraften från leran blir liten.

SUMMARY

Rock stresses due to swelling clay in rock cracks

When a rock cavity is excavated this causes a change in the pressure conditions. Near the rock surface, where a loosened zone occurs after the blasting work, the pressure is often reduced. As the pressure stresses reduce the clay in the rock, cracks swell while absorbing water.

The swelling results partly in a reduction of the clay´s shear strength and partly in the clay swelling out of the crack. This means that the shear stress operates outwards against the rock on both sides of the crack. Thus, this rock will be exposed to shear stresses along the crack, pressure stresses perpendicular to the crack, and tension stresses parallel to the crack.

A calculation of the stresses in the clay and in the rock is carried out assuming that the clay has ceased to swell. The result of this calculation shows that the main part of the swelling and shear forces is transferred to the rock in the inner part of a crack. There the rock is also stronger than in the outer more broken up part.

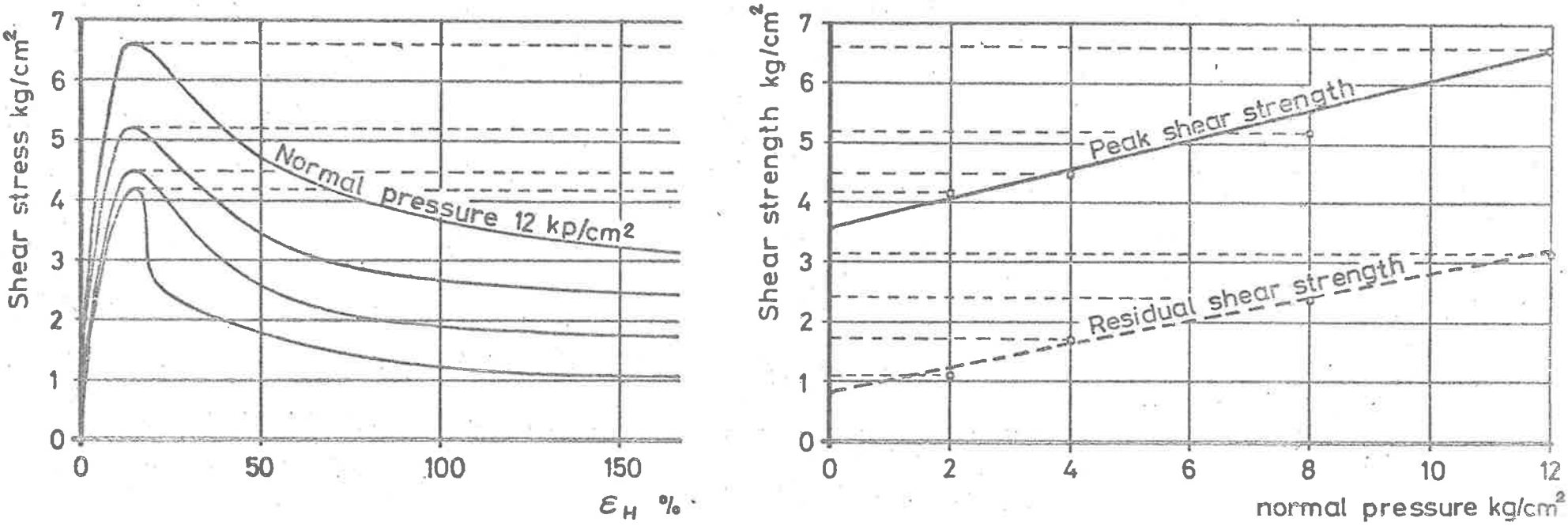


Fig. 1 Resultat av skjuvförsök på mudstone innehållande svällande mineral.

Result of shear tests on mudstone containing swelling mineral.

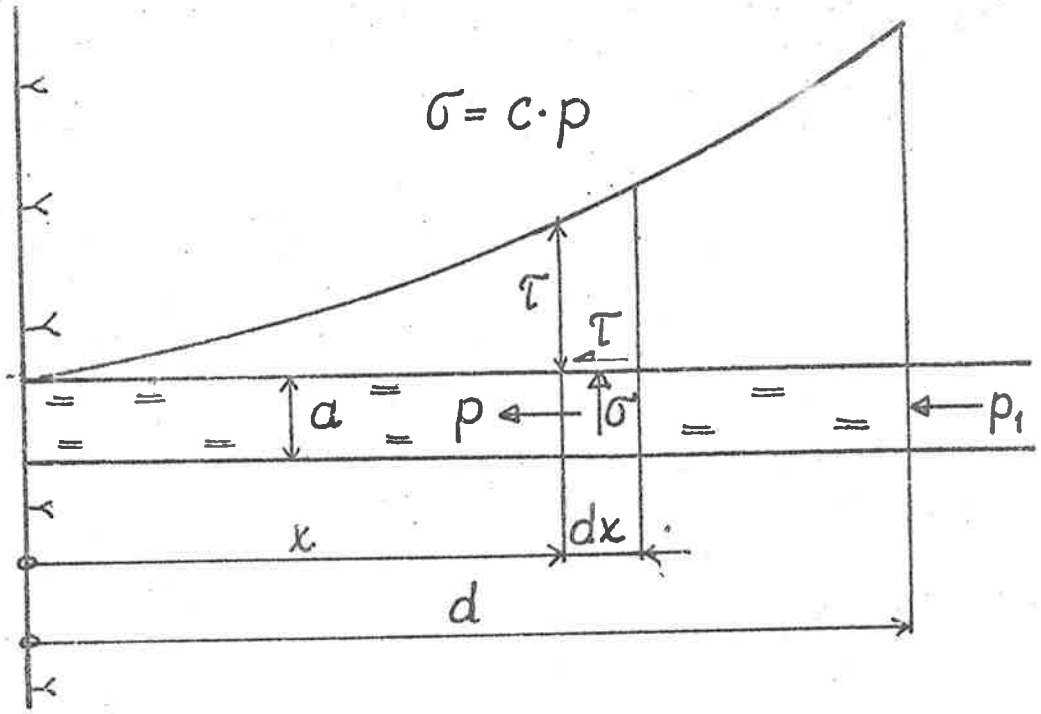


Fig. 2 Krafter verkande i en lerfylld bergspricka.

Forces acting in a rock crack with swelling clay.

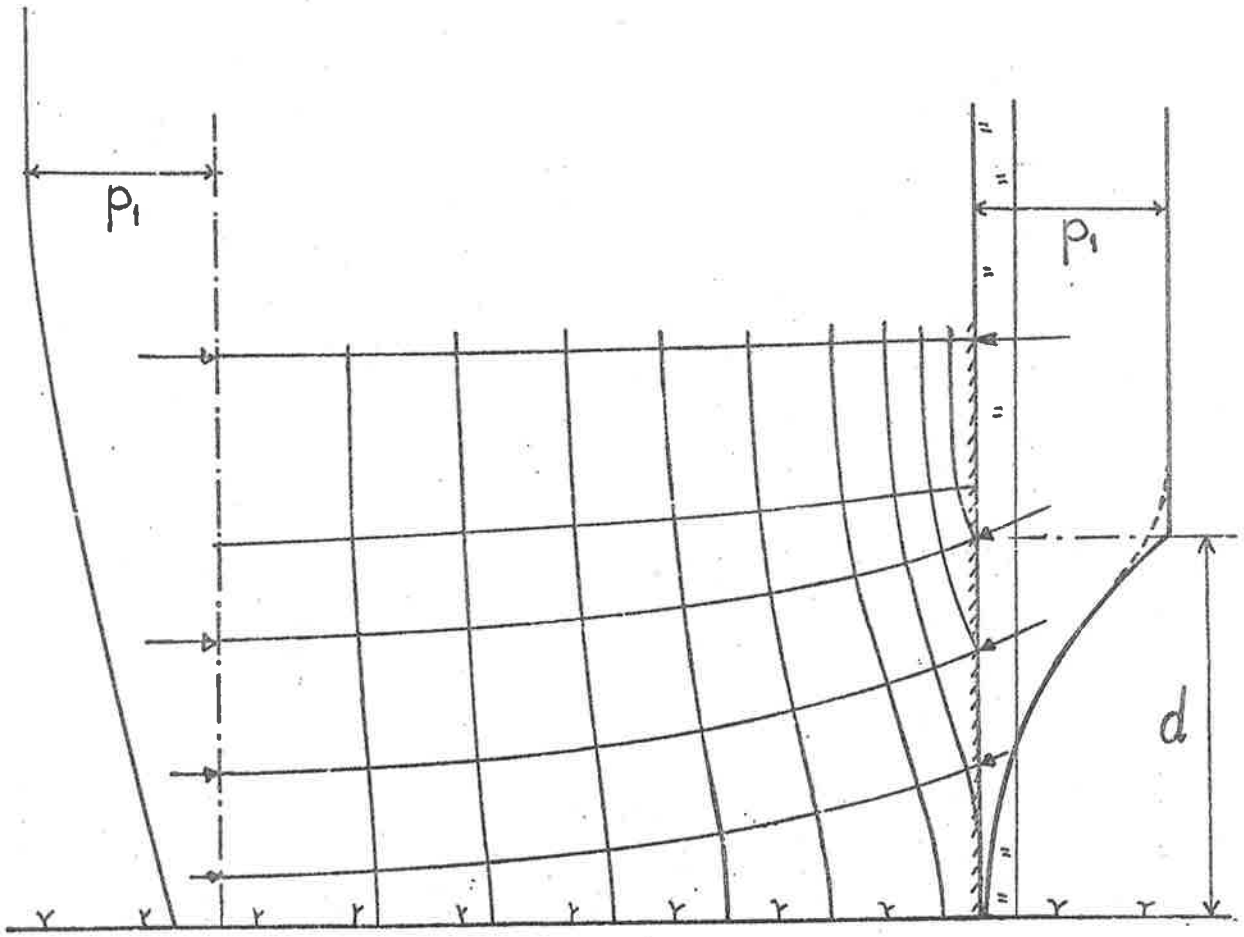


Fig. 3 Spänningsbild visande huvudspänningars riktningar i berget.

Stress picture showing directions of the main stresses.

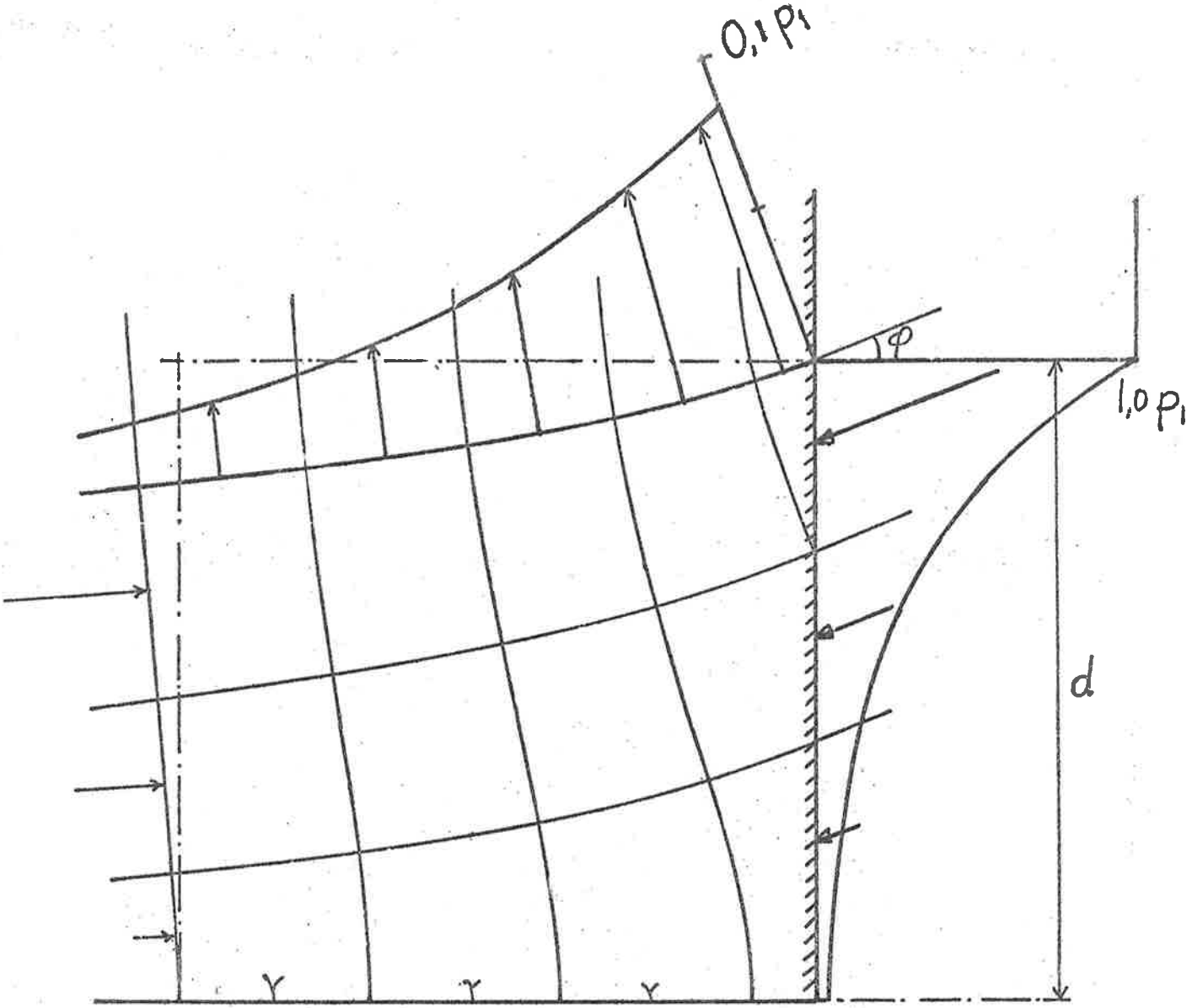


Fig. 4 Detalj av spänningsbilden i fig. 3.

Detail of the stress picture in fig. 3.

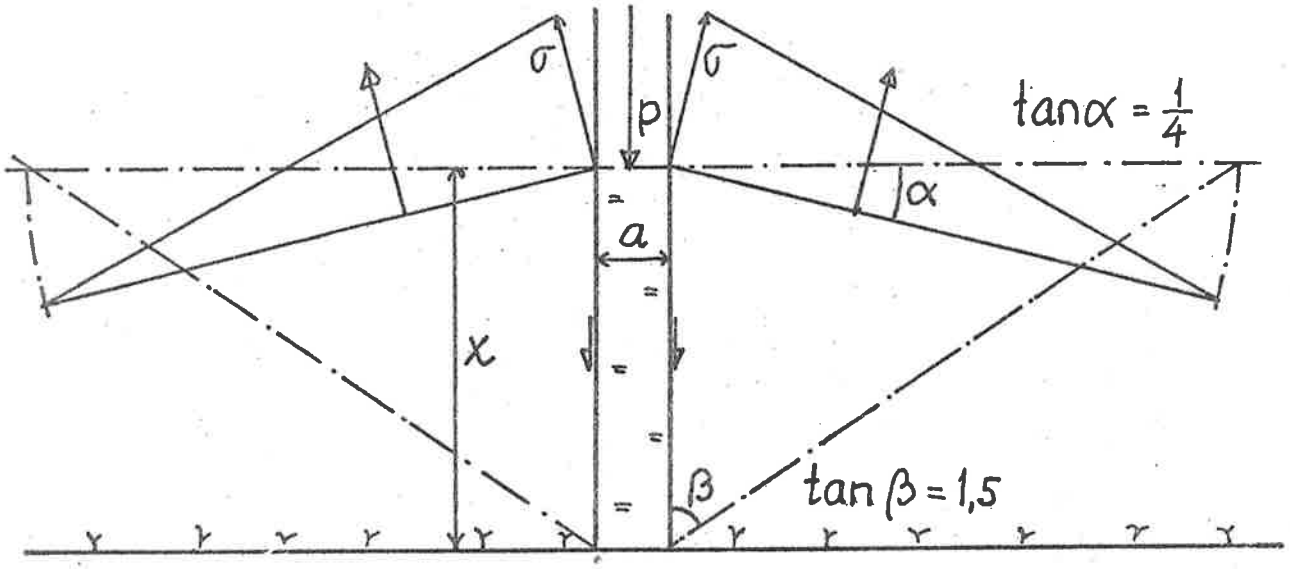


Fig. 5 Antagen spänningsbild vid förenklad beräkningsmetod. En spricka.

Assumed stress picture at a simplified calculation method. One crack.

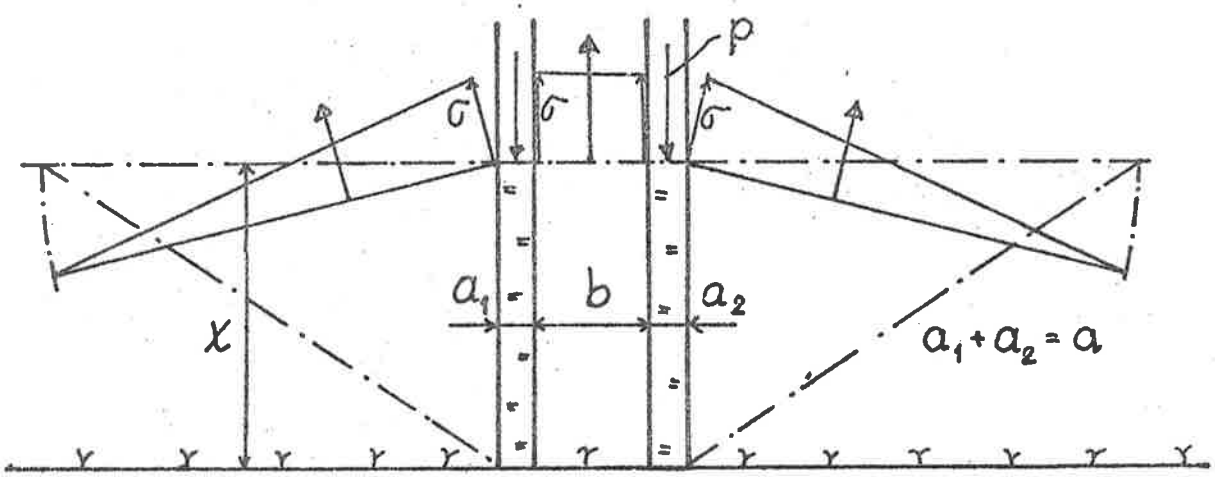


Fig. 6 Antagen spänningsbild vid förenklad beräknings-metod. Två eller flera sprickor.

Assumed stress picture at a simplified calculation method. Two or several cracks.

IDENTIFIERING AV SVÄLLANDE LERMINERAL

IDENTIFICATION OF SWELLING CLAYS

Laborator Ann Marie Brusewitz, SGU, Stockholm 50

Abstrakt

En orientering om hur svällande lermineral, smektiter, kan identifieras med röntgendiffraktion, något om mineralens uppbyggnad och sammansättning. Exempel av smektiter från projekt i sydvästra Sverige. Montmorillonit bör inte längre användas som gruppnamn utan skall ersättas av smektit. Montmorillonit skall vara förbehållet en smektit med bestämd sammansättning.

Abstract

Identification of smectite minerals with X-ray diffraction. An orientation of their structure, formulas and composition. Some cases are shown of smectites from projects in south western Sweden. A rapid routine method is given. It is recommended to use the word smectite as the group name for montmorillonite minerals.

Inledning

När man vid bergtekniska arbeten stöter på lerslag eller leromvandlade zoner uppstår genast frågan: Är detta en svällande lera, kommer den att ta åt sig vatten, svälla och utöva ett tryck på omgivande berg med risk för ras? Helst skulle denna fråga omgående besvaras på plats. Det finns vissa möjligheter härtill med färgindikeringsmetoder och sådana användes även i Norge. I Sverige har dessa, såvitt jag vet, inte satts i system.

Vi har provat färgningsmetoderna i liten skala i laboratoriet, men inte gjort någon uppföljning i fält, varför det är riskfyllt att göra rekommendationer. För identifiering av svällande lermineral torde röntgendiffraktionsanalysen vara den snabbaste och säkraste metoden och det är denna metod som jag huvudsakligen skall beröra här.

I de flesta fall består svällera av mineral tillhörande montmorillonit-gruppen. Lermineral som visar svällande förmåga har vanligen också kallats montmorilloniter utan att sammansättningen varit känd. Nu vill man emellertid begränsa användningen av montmorillonit till mineral av sådan sammansättning som det ursprungliga montmorillonitmineralet hade. Som gruppnamn har AIPEA:s x) nomenklaturkommitté rekommenderat att använda smektit och härav härlett smektitiskt. När sammansättningen inte är känd men man har anledning anta att svälleran tillhör montmorillonitgruppen i den gamla bemärkelsen bör alltså benämningen smektit användas.

Struktur och sammansättning

I tabell 1 har de kemiska formlerna (1) för några typiska smektiter sammanställts. Substitutioner ger en mångfald av variationer bland de i naturen förekommande mineralen. Mineralen i tabellen får betraktas som ändmedlemmar i olika blandmineralserier.

Den gängse gångbara strukturmodellen för smektiterna bygger på glimmerstrukturen. Fig. 1 visar en schematisk modell. (2) En något modifierad modell finns föreslagen, som söker förklara just den starka svällförmågan, men skall inte beröras här. För detta sammanhang är det viktigt att se modellen i stort sett som tätpackade plan av syre och hydroxyljoner som hålls ihop i tunna skikt av små positiva joner med hög laddning, främst Si^{4+} och Al^{3+}. Syret kring Si^{4+} bildar tetraedrar, härav tetraederskiktet. Syre och hydroxyl kring Al^{3+} bildar oktaedrar, varav benämningen oktaederskikt. Ett tetraederskikt kondenserat på var sida om ett oktaederskikt bildar

x) AIPEA = Association Internationale pour les Etudes des Argiles

ett s k 3-skikt. Man indelar mineralen i dioktaedriska eller trioktaedriska mineral allt eftersom 2 eller 3 platser är besatta i oktaederskiktet på så sätt att 2 M^{3+} motsvarar 3 M^{2+} joner. I tabell 1 åskådliggörs denna indelning. Muskovit tillhör dioktaedriska mineral, medan biotit de trioktaedriska.

Genom substitutioner i gittret, där Si^{4+} utbytes mot Al^{3+} i tetraederskiktet och Al^{3+} mot Mg^{2+}, Fe^{2+} i oktaederskiktet, uppstår en obalans i strukturen med överskott av negativ laddning. Positiva joner som Na^{+}, Ca^{2+}, Mg^{2+} bindes till skiktytorna och håller samman treskikten. I muskovit sker detta med K^{+} i mycket stark bindning. I smektitmineralen är bindningen förhållandevis svag. Jonerna är hydratiserade och står i utbytesjämvikt med omgivningen. Genom upprepad lakning med olika saltlösningar kan jonerna bytas ut. Den mängd som på så sätt kan utbytas kallas lerans katjonutbyteskapacitet (CEC) och mätes vanligen i mekv/100 g. Vattnet ordnar sig i monomolekylära skikt och skiktavståndet i strukturen ändrar sig efter antal skikt som syns i tabell 2. Detta tar sig uttryck i röntgendiagrammen, där reflexernas läge är beroende på skiktavståndet mellan basplanen. Na^{+} omger sig vanligen med 1 skikt H_2O och d_{001} (det vinkelräta avståndet mellan två likvärdiga skiktplan i gittret) blir 12 Å. För Ca^{2+} vanligen med 2 vattenskikt blir d_{001} = 15 Å. Smektitmineralen har även förmåga att binda polära organiska molekyler i mellanrummet mellan treskikten (s k interlayer) till starka komplex. Särskilt komplexen med etylenglykol och glycerol är av intresse här, då de är så viktiga för identifieringen. I röntgendiagrammen ger de upphov till en mycket karakteristisk reflex som för etylenglykol faller vid 17 Å och för glycerol vid 18 Å. Dessa komplex är förhållandevis stabila och ändrar inte skiktavstånd för olika luftfuktighet eller om Na^{+}, Ca^{2+} eller Mg^{2+} är mellanskiktjon. Fig. 3 och följande.

Metodik

Genom sin finkornighet anrikas smektiterna i lerfraktionen. Vanligen tillgår en rutinbestämning så att man slammar upp provet i vatten till en suspension, låter det grövre materialet sjunka. Några ml av suspensionen överföres på ett objektglas och får torka in. Härvid orienterar sig lerpartiklarna på grund av sin utpräglade skiktstruktur med basplanen parallellt med glasytan och endast basreflexerna registreras. Detta underlättar identifieringen vid sammansatta prov.

Objektglaset monteras i röntgendiffraktometerns goniometer. Principen för strålgången syns i fig. 2. Röntgenstrålning, vanligen monokromatisk kopparstrålning infaller med vinkeln θ mot preparatytan. Den reflekterade strålen som uppfångas av en räknare bildar vinkeln 2θ med den genomgående. Provet rör sig med en vinkelhastighet θ, medan räknaren rör sig 2θ på samma tidsenhet.

På en synkroniserad skrivare registreras diffraktogrammet. Vanligen anges en reflex läge i 2θ grader. Dessa omräknas med kännedom om λ för den använda strålningen till d_{hkl}-värden, (4) eller (5). För de orienterade ler-preparaten reflekteras röntgenstrålen som nämnts huvudsakligen från 001-planen och diagrammet visar d_{001}-reflexer.

Ett röntgendiffraktogram tas upp först av det lufttorkade preparatet. Detta placeras sedan i ett etylenglykolångbad över natt. En ny upptagning ger EG-komplexets diffraktogram. Fig. 3 visar ett sådant, där serien av bas-reflexer kommer fram tydligt liksom också 17 Å toppens starka intensitet i förhållande till övriga reflexer.

I de följande diffraktogrammen, fig. 4, 5 och 6 demonstreras mellanskiktets inverkan på skiktavståndet (tabell 2). Upptagningarna har gjorts av material från en leromvandlad zon

i Göteborgstrakten [x]. Fig. 4 visar det naturliga materialet. 15 Å reflexen pekar på att det rör sig om en Ca-lera. Efter etylenglykolbehandling har EG komplexet bildats och 001 reflexen förskjutits till 17 Å och samtidigt blivit mycket skarp. I fig. 5 har diffraktogrammen upptagits sedan leran behandlats med NaCl och härigenom överförts till Na-lera. 001 reflexen har förskjutits till 12 Å. EG behandling expanderar skikten och vi får den karakteristiska 17 Å reflexen. Kurvorna har lagts på varandra för att tydligare markera förskjutningen. I fig. 6 har en upptagning gjorts av preparatet uppvärmt till ~ 300°C. Vattnet mellan skikten har drivits ut, varvid skiktavståndet krympt till 9,7 Å att jämföras med pyrofyllitens 9,2 och muskovitens 10 Å.

I fig 7 har några resultat från en undersökning av prover från Ringhals projektet [xx] sammanställts. Till höger syns röntgendiagrammen av lerfraktionen endast uppslammad i vatten. Proven består förutom av smektit av varierande halter illit och klorit (10 Å resp 14 och 7 Å reflexerna). Smektitens 001 reflex är starkt breddad och fyller hela området mellan 12-15 Å. En bestämning av de utbytbara jonerna har också visat att Na, Ca och Mg förekommer i ungefär lika proportioner. I proven med något högre Na halt är reflexen förskjuten åt 12 Å, särskilt i prov 1.

Efter etylenglykolbehandling av preparaten erhålles diagrammen i vänstra delen av bilden. Här syns hur 001 reflexen skärpts och faller genomgående vid 17 Å. Intensiteten har också avsevärt stärkts, vilket tydligast uppfattas om man jämför kloritreflexen vid 7 Å med smektitens 001 reflex före och efter EG behandling. (Diagrammen från EG preparaten har upptagits vid olika känslighet - 1000, 2000 resp 400. De naturliga preparaten

x) STU-projektet, lerzoner i berganläggningar, SGI

xx) Proverna inlämnade av geolog J Martna, Vattenfall

har alla körts vid 400.) Som framgår av diagrammen håller prov 4 högsta smektithalt. Detta verifieras av CEC bestämningen som finns i diagrammen till höger. Värdet för ren montmorillonit brukar ligga vid 80-100 mekv/100 g, värdet för illit är 15-20 mekv/100 g.

Vanligen är det av större intresse att känna smektithalten i hela provet och ej bara i den fina lerfraktionen. Vi har prövat oss fram med varierande tekniker för att få fram en snabb rutinmetod. För närvarande är gången denna.

Metod för lermineralbestämning för teknisk bedömning

1. Väg det insända provet (notera om vått eller torrt).
2. Tag ut en representativ del på 100-200 g.
3. Slamma upp den i ett par 100 ml destillerat vatten. Rör om och krossa sönder lösare aggregat och våtsikta genom en 0,5 mm sikt.
4. Fraktionen > 0,5 mm torkas och väges.
5. Suspensionen < 0,5 mm får stå någon timme, varefter någon ml tas ut och får torka in på objektglas. Om suspensionen är mycket utspädd anrikas leran genom centrifugering. Det torkade preparatet röntgas före och efter etylenglykolbehandling och diagrammen utvärderas.
6. En del av > 0,5 mm fraktionen delas av och väges lufttorrt. Torkas därefter vid 105°C. Viktförlusten noteras. Ett par % kan indikera svällande mineral.
7. Det torkade materialet krossas på stålplatta och slammas upp. Finmaterialet röntgas för att konstatera närvaro av montmorillonit i den grövre fraktionen.
8. Ofta innehåller proven kalcit. För att få en snabb uppfattning av halten uttages ett representativt prov (10-50 g). Kall utspädd HCl (1:10) tillsättes i över-

skott. Får stå över natt. Syran dekanteras av och provet tvättas, vanligen över filter ett par gånger. Återstoden lufttorkas och väges. Viktförlusten rapporteras som kalcit. Eventuellt upptas ett röntgendiagram på återstoden.

9. I vissa fall är en analys av proven mer komplicerad som t ex då mineralen är starkt aggregerade genom silicificering eller järnoxidbildning, eller då blandskiktade mineral förekommer. Det är då nödvändigt att tillgripa speciella förfaranden för att frigöra lerpartiklarna.

Till slut kan rekommenderas att studera de icke nedkrossade något fuktade bergartsbitarna under binokular. Härvid framkommer ganska tydligt om särskilt fältspaten har angripits.

Litteratur

1. Grim, R.E. 1968 Clay Mineralogy, andra uppl. Mc Graw Hill Co.

2. Brown, G. 1961 The X-ray identification and crystal structures of clay minerals. Min. Soc. London SW7.

3. Engelhardt, N. 1955 Über die Möglichkeit der quantitativen Phasenanalyse von Tonen mit Röntgenstrahlen. Z.f. Frist 106, 403-459

4. Rose, A.J. 1957 Tables et Abaques, CNRS, Paris

5. Fang, J.H. and Bloss, Donald F. 1966 X-ray diffraction tables Southern Illinois Univ. Press

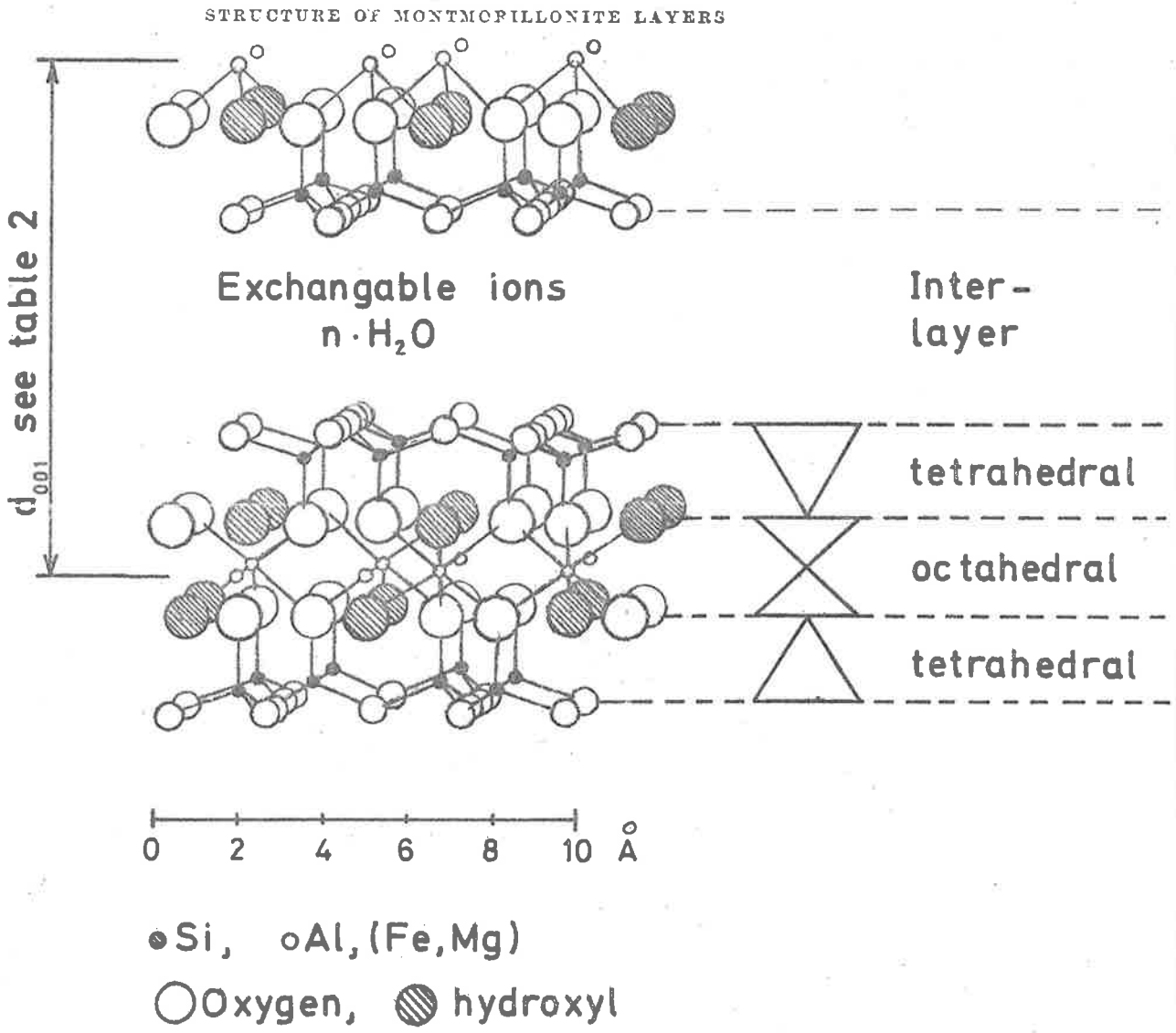


Fig. 1 Schematisk skiss av montmorillonitstrukturen sedd utefter a-axeln.
Structure of montmorillonite viewed along a-axis. Figure modified from Mac Ewan in Brown 1961.

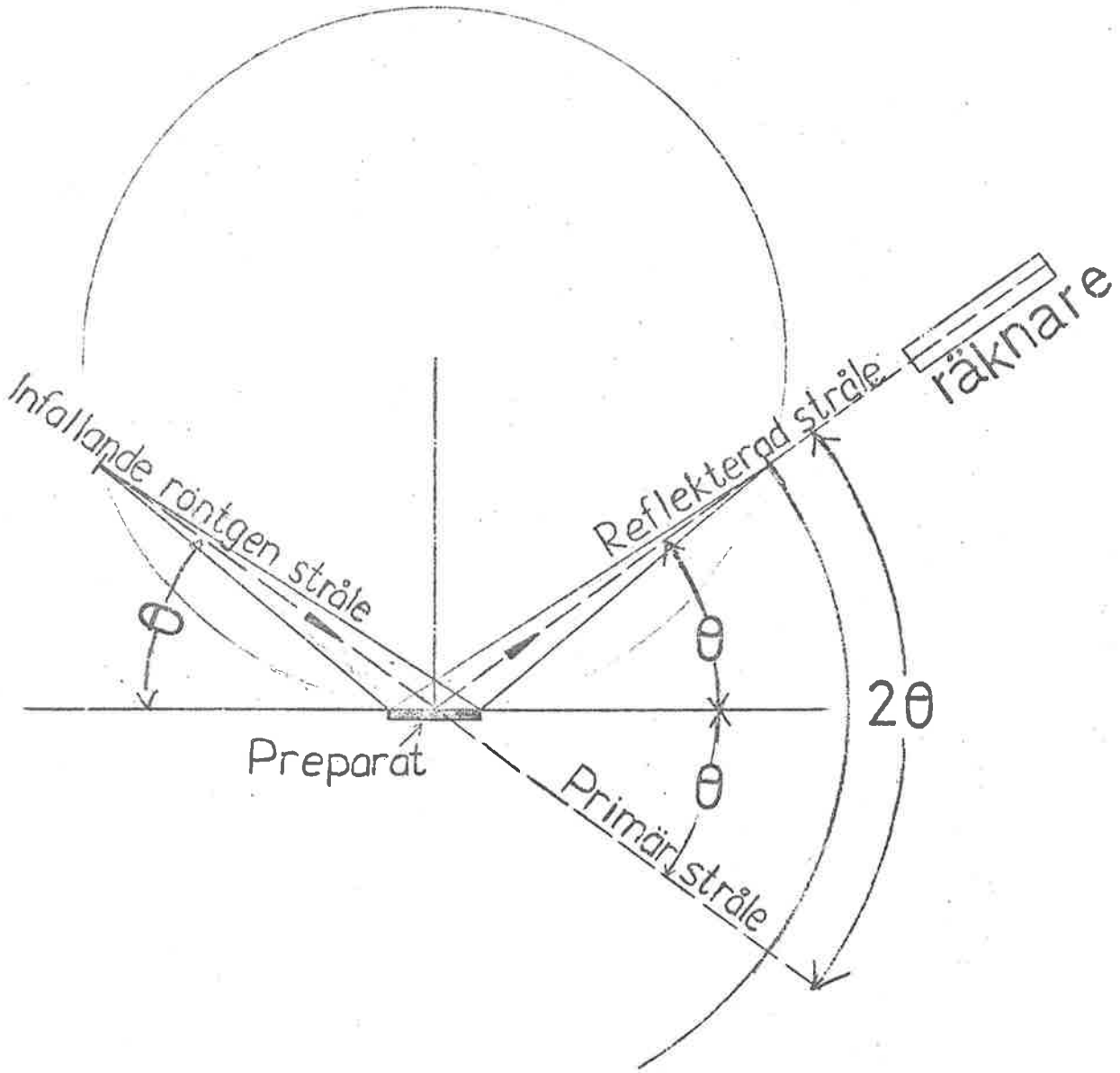


Fig. 2 Schema över strålgången för en röntgendiffraktometer.
Scheme of diffracted beam by an X-ray diffractometer.

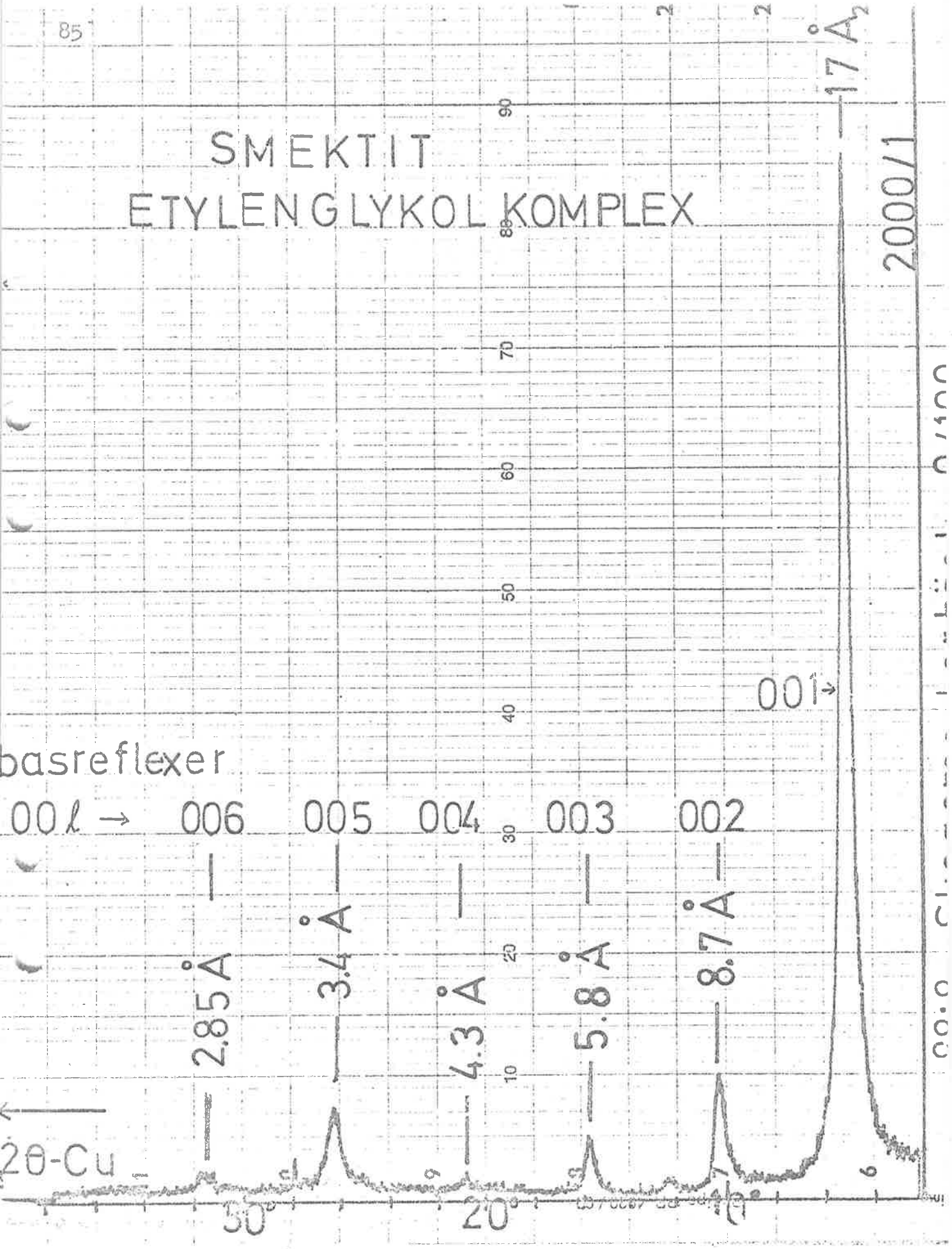


Fig. 3 Diffraktogram av en smektit, etylenglykolkomplexet. Notera serien av basreflexer och den starka 17 Å toppen. Cu K$_\alpha$-strålning.

Diffractogram of a smectite sample, glycolated. Note the series of basal reflexions and the strong 17 Å peak. Cu K$_\alpha$ radiation.

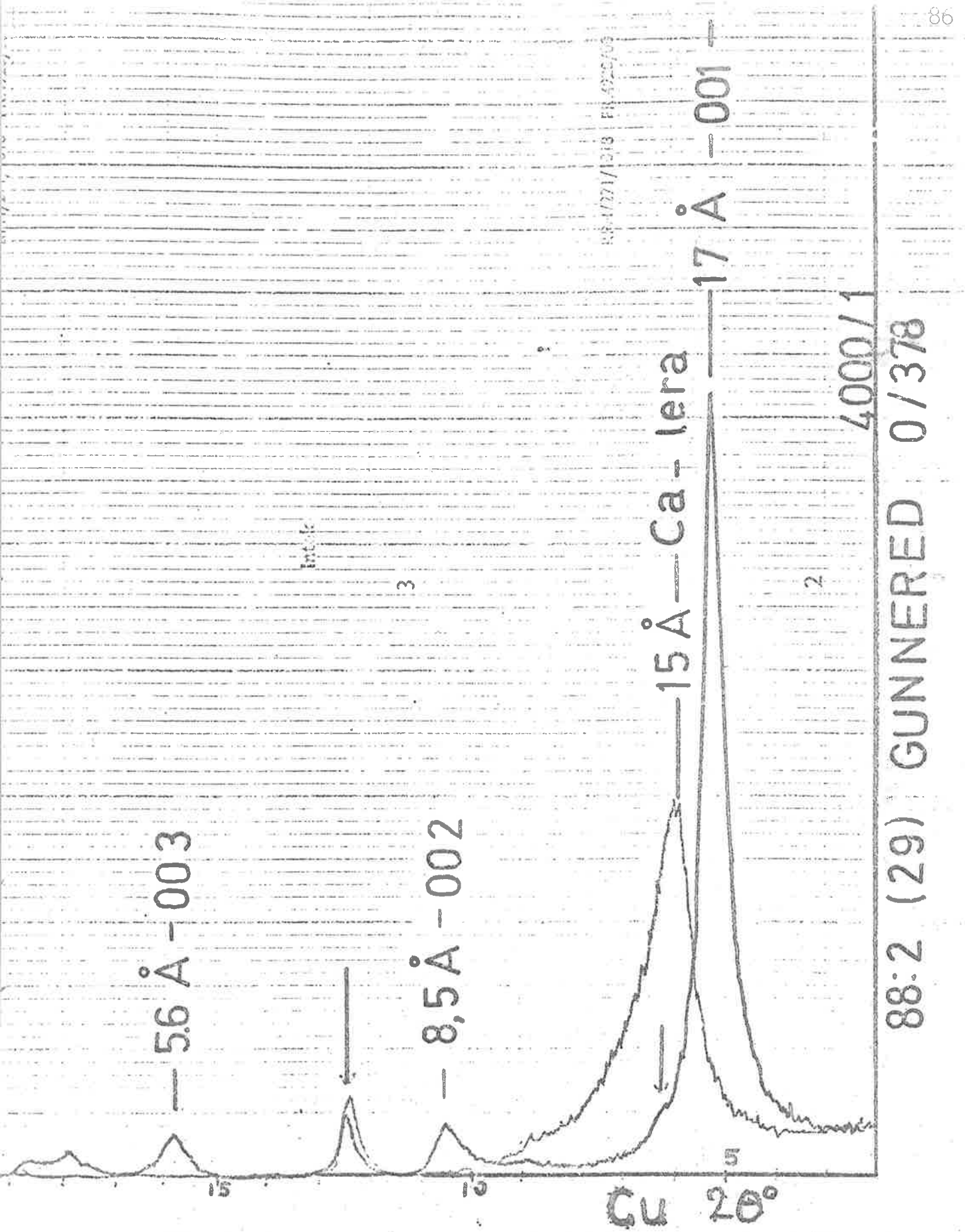


Fig. 4 Röntgendiffraktogram av material från ett lerslag i Göteborgstrakten, Gunnered 0/378 (29) lab.nr 88:2. 15 Å toppen indikerar en Ca-lera. Efter behandling med etylenglykol (EG) och upptagning av ett nytt diffraktogram har toppen förskjutits till 17 Å. Kurvorna har lagts på varandra.

X-ray diffractogram of smectite sample from tunnel construction in the neighbourhood of Gothenburg. 15 Å marks the peak of the natural clay, 17 Å of the glycolated specimen. The curves are

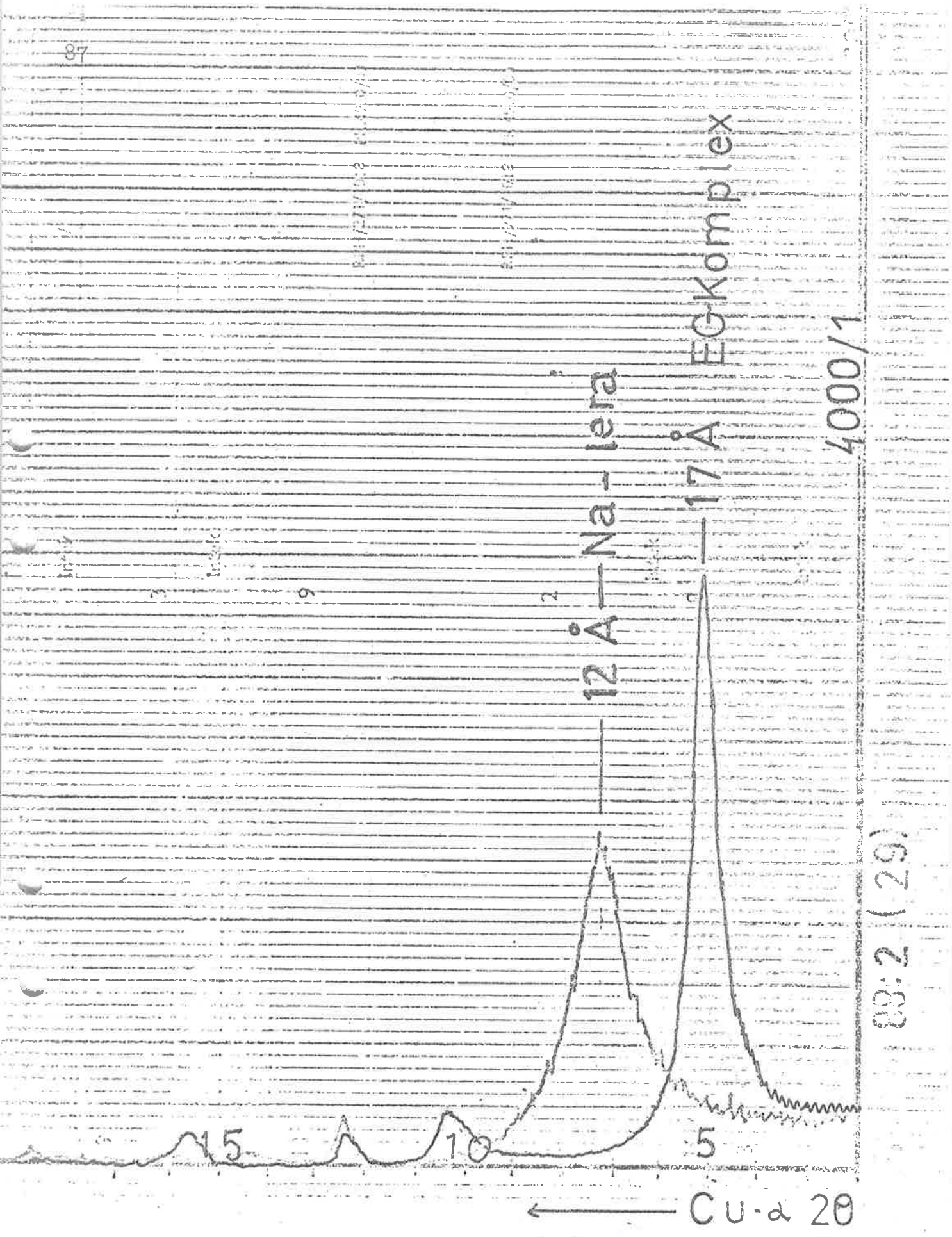


Fig. 5 Samma material som i fig. 4, här överfört till Na-lera. Diffraktogrammet av EG-komplexet har lagts ovanpå.

Same material as in fig. 4, transferred to Na-clay. The diffractogram of the EG complex has been superimposed.

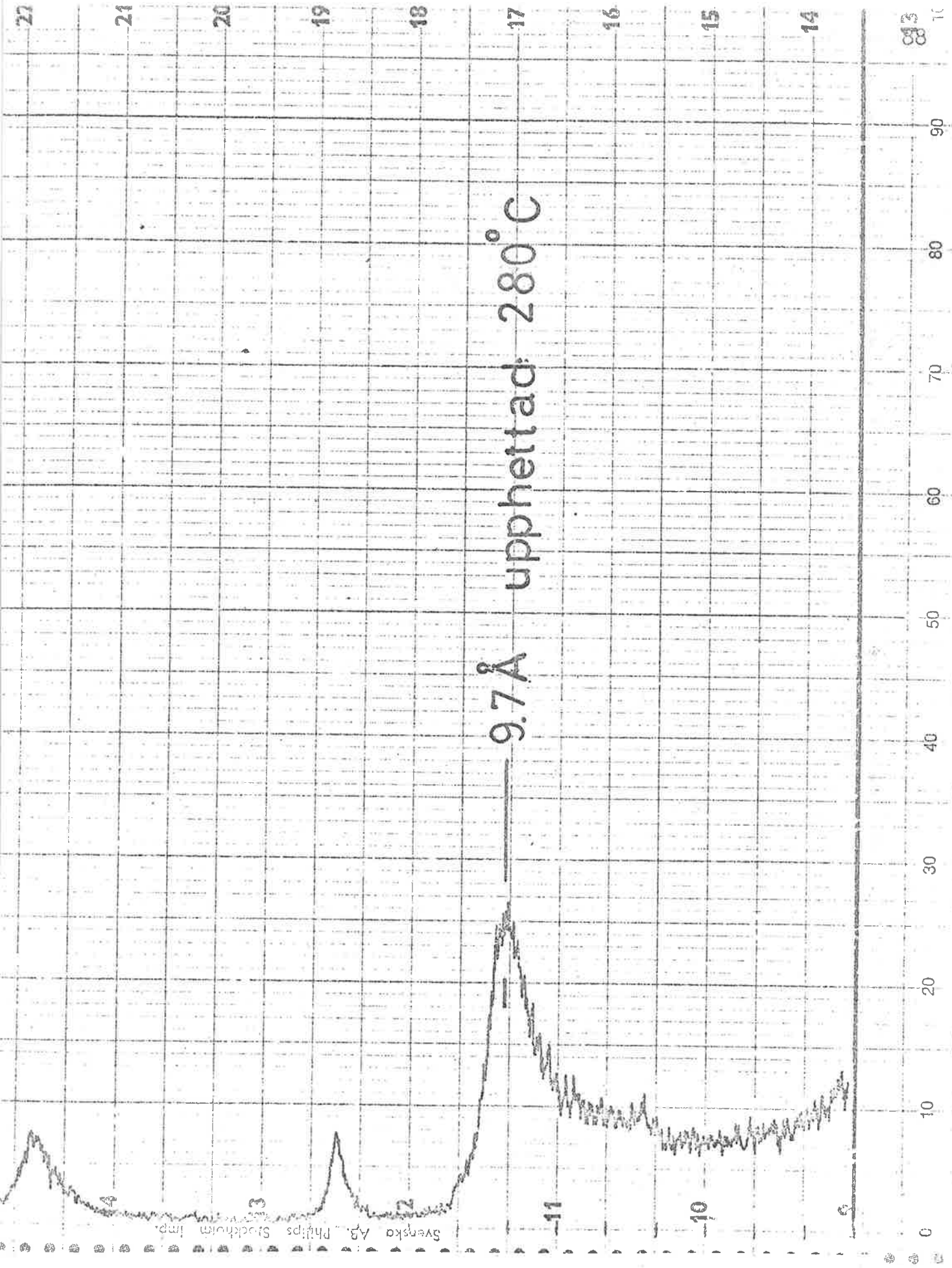


Fig. 6 Samma material som i fig. 5 efter upphettning till 280°C. Större delen av skikten har kollapsat till 9.7 Å, sedan vattnet mellan skikten drivits bort.

Same material as in fig. 5, after heating to 280°C. Most of the layers have collapsed to 9.7 Å.

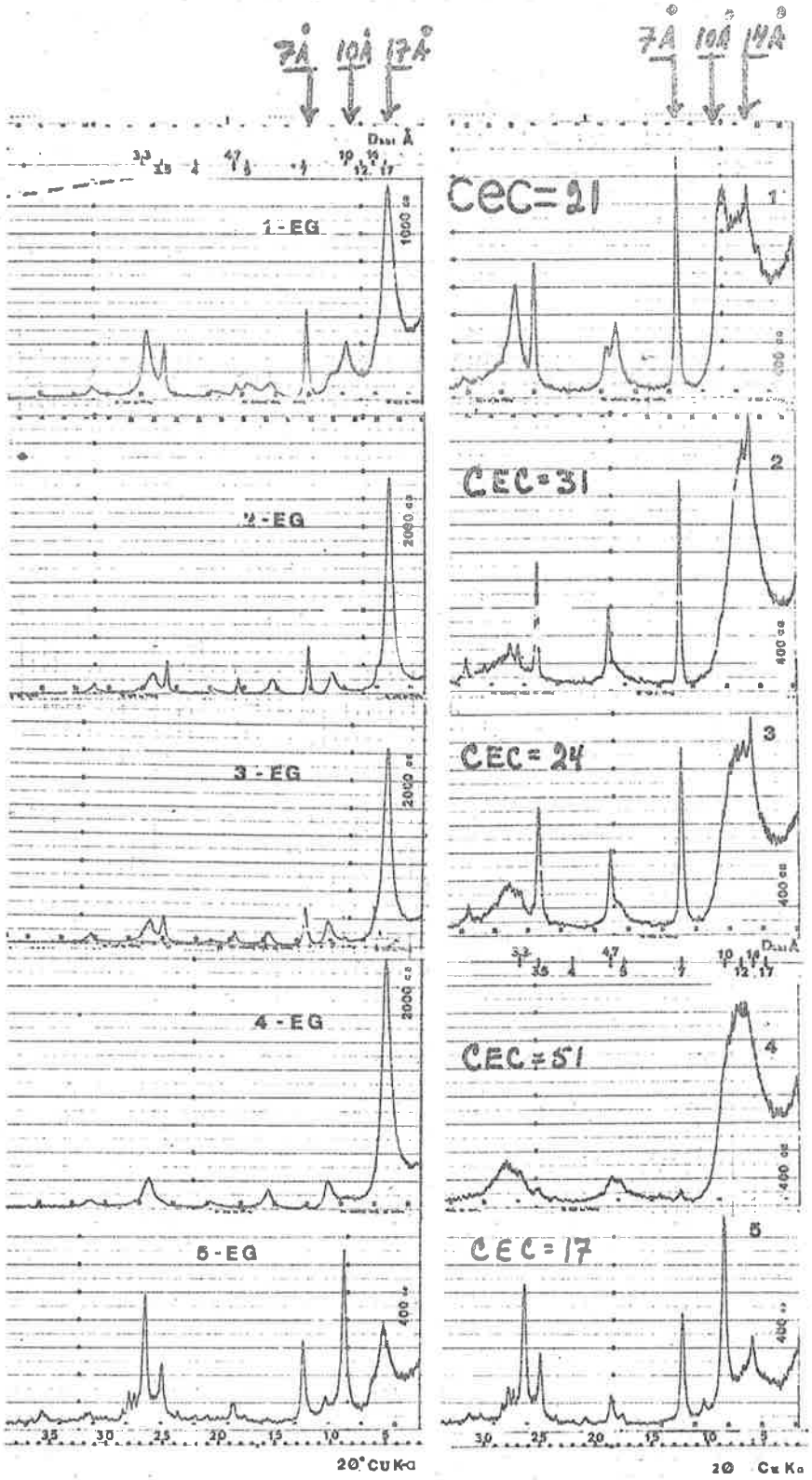


Fig. 7 Material från Ringhals projektet
Röntgendiffraktogram av orienterade preparat, fraktionen <2 µ
CEC i mekv/100 g

1. dränagetunnel 759+73, 5m CEC = 21 mekv/100 g
2. avloppstunnel 1/735 vertikalt slag CEC = 31 - " -
3. avloppstunnel 1/735 horisontalt slag CEC = 24 - " -
4. avloppstunnel 1/835 diagonalt slag CEC = 51 - " -
5. avloppstunnel 1/872 diagonalt slag CEC = 17 - " -

X-ray diffractogram of <2 µ fraction of samples from the Ringhals project. CEC in mekv/100 g.

tabell 1

Idealiserade formler för smectiter, (halva formelenheten). [90]

dioktaedriska	Montmorillonit	$(Si_4)^{IV}(Al_{1.7}Mg_{0.3})^{VI}O_{10}(OH)$ $M^+_{0.3}$
	Beidellit	$(Si_{3.7}Al_{0.3})^{IV}(Al_2)^{VI}O_{10}(OH)$ $M^+_{0.3}$
	Nontronit	$(Si_{3.7}Al_{0.3})^{IV}(Fe^{3+}_2)^{VI}O_{10}(OH)$ $M^+_{0.3}$
trioktaedriska	Saponit	$(Si_{3.7}Al_{0.3})^{IV}(Mg_3)^{VI}O_{10}(OH)$ $M^+_{0.3}$

M^+ = utbytbara joner, Na^+, $\frac{1}{2}Ca^{2+}$, $\frac{1}{2}Mg^{2+}$

IV = tetraeder skiktet (4-koordinerad pos. jon)

VI = oktaeder skiktet (6-koordinerad pos. jon)

M^+ = exchangeable ions, Na^+, $\frac{1}{2}Ca^{2+}$, $\frac{1}{2}Mg^{2+}$

IV = tetrahedral layer (4-coordinated pos. ion)

VI = octahedral layer (6-coordinated pos. ion)

TABELL 2

d_{001} - spacing related to interlayer material.

d_{001} Å	interlayer $n \cdot H_2O$	katjon
~9,5	n=0	
12	n=1	Na^+
15	n=2	Ca^{2+}, Mg^{2+}
17	etylenglykoll	
18	glycerol	

DISKUSSION

Sten GA Bergman: Min kommentar gäller P-A Perssons föredrag. Han visade där ett av Finkel framtaget diagram, som angav sambandet mellan svängningshastighet och risk för stennedfall.

Jag vet inte om Persson menar att diagrammet skulle vara representativt för praktiskt bruk, men det angav en undre gräns på 7 mm/s för att få full säkerhet mot stennedfall. Utifrån mina egna erfarenheter förefaller detta vara ett mycket lågt värde. I normala bergtunnlar av anläggningskaraktär har jag ofta rekommenderat 30 à 40 mm/s som gränsvärde med helt tillfredsställande resultat, dvs inget stennedfall har inträffat.

Det är givetvis så, att det här inte finns någon allmängiltig schablonsiffra, som kan användas i alla fall. Gränsvärdet beror på bergets struktur, dess täthet och fogkaraktär, vittringsbenägenhet m m men också på hur och när det skrotats.

Jag tror inte att man av Perssons presentation skall dra den slutsatsen, att 7 mm/s i fortsättningen okritiskt bör användas som gränsvärde. Detta skulle kunna medföra relativt stora och obefogade merkostnader i många - kanske de flesta - fall.

P-A Persson: Under förutsättning att den av Finkel vid institutionen för bergteknik vid KTH redovisade undersökningen är korrekt återgiven måste vi nog finna oss i att gränsvärdet för fullständigt undvikande av stennedfall i den aktuella delen av gruvan i Kiruna måste sättas så lågt som 7 mm/sek. Det låga värdet får ses mot bakgrund av att det här är fråga om ett brytningsområde med betydligt större påverkan från sprängning och bergrörelser än vad man är van

vid inom anläggningsverksamhet. Malmens hållfasthet är också annorlunda. Självfallet är det olämpligt att okritiskt använda generella gränsvärden för tillåtlig svängningshastighet. I samma berg skulle t ex säkerligen ett högre gränsvärde kunnat uppnås om orterna hade drivits med slätsprängning. Slätsprängning kan vara befogat även i gruvor i sådana områden där stennedfall skulle orsaka driftsstörningar eller olycksfallsrisker. I Kiruna utryms ju hela brytningsområdet vid skjutning, varför i varje fall olycksriskerna eliminerats.

Hans Helfrich: Förutsättes att utbredningshastigheten i berget är lika stor i alla riktningar?

Menachem Finkel: Som tidigare påpekats är det fråga om ett examensarbete som utförts i Kiruna. Huvudmålet var att undersöka huruvida befintliga metoder för förebyggandet av skador vid sprängning i bebyggt område kan appliceras på vissa objekt i gruvor eller anläggningsarbeten under jord.

Vi söker metoder medelst vilka man kan bestämma sambandet mellan en viss utförd sprängning och de därvid åstadkomna skadorna i det omgivande berget. Meningen är att man skall kunna välja ett sprängningsförfarande som ger minsta möjliga skador på det omgivande och kvarstående berget. De resultat som Persson visade här är kanske en aning tillspetsade. Enligt våra resultat skulle det räcka med v = 12 mm/s för att inget stenfall eller sprickbildning skall ske. Men även detta värde är extremt lågt.

Men, man måste samtidigt komma ihåg att området där vi utförde våra undersökningar var redan skadat genom tidigare sprängningar och inte blev det bättre genom våra upprepade sprängningsförsök. Därför ligger det onekligen något i Perssons resonemang om att har man redan skadat berget hårt och nu vill man förhindra stenfall i sprängplatsens närhet - ja, då måste man gå ner till svängningshastigheter med extremt låga v-värden. Eljest skall man från början spränga försiktigt.

Jag vill dock i detta sammanhang nämna att vi fortsätter med dessa undersökningar, varför nämnda resultat på inga villkor skall betraktas som slutgiltiga och gällande för andra än just det undersökta objektet.

Beträffande Helfrichs fråga så vill jag upprepa vad jag tidigare sagt, nämligen att berget var skadat, vilket innebär att utbredningshastigheten av vågorna i berget ej kunde vara isotrop. Men även denna sak hoppas vi att kunna klarlägga vid de fortsatta undersökningarna.

Gunnar Almgren: Jag önskar beröra några figurer i Perssons föredrag. Figuren, som visade minsta skadeverkan med den minsta förladdningen och minsta borrhålsdiametern, torde vara acceptabelt för de flesta. Däremot figuren, som visade att borrhålskostnaden var tämligen oberoende av håldiametern/m^2, är förvånande och önskvärd att få mer kommenterad.

P-A Persson: Diagrammet visar kostnaden för konturhålen fördelad per kvadratmeter slätsprängd yta. Att borrningskostnaden per ytenhet blir konstant sammanhänger med att hålvolymkostnaden står i omvänd proportion till håldiametern, medan hålavståndet vid slätsprängning står i direkt proportion till håldiametern. (Jfr Appendix).

Tor Hagerman: Frågan om bergklassificering har vi ju haft före under många år, inte minst inom bergmekanikens avdelning för bergteknisk geologi. Jag kan ge Er del av min egen erfarenhet. I mitt arbete på 50-talet gjorde jag i ordning ett system för hur geologerna skulle behandla sprickigheten med hänsyn till sprickornas längd, vidd och frekvens. Under betraktande jämväl av sprickplanens geometri har jag senare sökt göra schabloner för sprickklassificeringen. Har man ett homogent och bra berg, då är ju saken ganska enkel. Det är värre - och då blir frågan väldigt komplicerad - när man får både bergartens och bergets struktur samtidigt in i bilden. Jag tänker nu närmast på en migmatit, alltså en blandbergart som har varierande strukturer och som uppträder med en varierande sprickighet. Säg att vi

planerar en tunnel, där man får dessa faktorer samtidigt när man skall försöka ange hur varje parti är beskaffat. Sedan kommer den slutliga frågan om stabiliteten eller vad man i övrigt har för ett syfte med bestämningen. Jag förstår att den här saken ju är ganska besvärlig och att det inte längre går att få fram en enda bestämd rekommendation till förfogande. Jag tänker närmast nu på ISRM:s fråga, där man väl önskar ett sådant förslag. Jag skulle vilja börja med att fråga Helfrich om resultatet av den här enkäten nu omedelbart skall överlämnas till ISRM, eller om det kanske kommer att gå ut på remiss på något sätt innan man från svenskt håll lämnar vår uppfattning om problemet.

Hans Helfrich:

På Hagermans fråga vill jag meddela, att det finns flera arbetsmoment kvar inom Commission for Rock and Rock Mass Classification innan ett förslagsutkast kan gå ut på remiss till svenska ISRM-medlemmar. Vidare framträder redan nu, att en enda universell bergarts- eller bergklassificering inte kan vara en realistisk målsättning, detta hoppas jag har framgått ur mina anföranden.

BULTARS BROTTLAST I SKJUVADE ZONER

Tekn.lic. Sten Bjurström, Stiftelsen bergteknisk forskning-BeFo, Stockholm

För berganläggningar utförda i sprickigt hårt berg spelar den existerande primära uppsprickningen en dominerande roll för stabilitetsproblemen. Detta är särskilt fallet då det råder måttliga bergtryck.

Bergfogarnas förmåga att ta upp och överföra krafter samt samverka med förstärkningar är därför fundamentala faktorer när det gäller att bedöma risken för rörelser och ras i sprickigt berg.

Noggranna, kvantitativa beräkningar av dessa faktorer är idag i allmänhet inte möjliga, inte ens i de enklaste fallen, då man oftast saknar data betr bl a sambanden mellan kraft och deformation för potentiella glidplan.

Särskilt besvärligt kan det vara att bedöma bergfogars förmåga att överföra skjuvkrafter.

Detta skapar praktiska problem, då glidningar längs bergsprickor av block och bergpartier, på grund av att skjuvhållfastheten överskridits, är - som erfarenheten visar - en av våra vanligaste instabilitetsorsaker.

Stabilitetsproblem av den typ som blocket på fig. 1 representerar, förekommer ofta i t ex bergslänter vid vägar eller i dagbrott, vid anfang i berg, vid pelarfundamentering på berg, eller i höga bergrumsväggar.

Figur 2 avser att visa en välbekant variant av samma problem, fast i en tunnel och i mindre skala. Som visas på bilden, väljer man ju ofta, att i detta fall förstärka berget med bult.

Bristande kunskaper om fogarnas styrka och bultarnas verkningssätt gör att man ofta blir mycket osäker när man skall välja rimlig nivå för erforderliga säkerhets- och förstärkningsåtgärder.

I syfte att få lite bättre underlag vid dimensionering av bergbultförband i sprickigt berg har vi utfört avskjuvningsförsök med bultade och icke bultade bergfogar i en tämligen omfattande försöksserie.

Undersökningen har genomförts vid bergteknik på KTH, och har skett i form av ett samarbete mellan KTH, f d IVA:s bergmekanikkommitté, arbetsgrupp 5, FortF och slutligen BeFo. Arbetet har huvudsakligen finansierats av STU.

Vid 1971 års bergmekanikdag redogjordes för inledande försök i försöksserien, och idag skall kort redovisas något om senare resultat och hur dessa kan tänkas tillämpade i praktiken.

I forskningsrapport 121:3 från Fortifikationsförvaltningens Forskningsbyrå finns en detaljerad redogörelse över försöken.

För att bedöma risken för att ett bergparti skall komma på glid längs en svaghetsyta i berget, måste man kunna uppskatta de mothållande krafterna i bergfogen.

Då man ej tidigare systematiskt studerat dessa faktorer under svenska förhållanden genomfördes direkta skjuvförsök med 8 olika typer av bergfogar i syfte att få en uppfattning om storleksordningen av dessa krafter i bergsprickor i hårda bergartsmaterial. I ett 50-tal försök har vi sålunda studerat hur fogens skjuvmotstånd varierat med ökad relativ rörelse i fogen. Försöken har genomförts i den skjuvprovutrustning som visas på fig. 3.

Av fig. 3 framgår hur det block innehållande den fog som skall provas, ligger ingjuten i betong. Efter det att man etablerat ett normaltryck med den vertikalt verkande pressen, skjuvas fogen till brott.

Ur förstärkningssynpunkt är det särskilt intressant att studera hur skjuvmotståndet hos fogen varierar med fogrörelsen.

Fig. 4 visar en schematisering av resultaten. För de fogar, där ojämnheterna från början låg i gott ingrepp, som de gör hos t ex tensionsfogarna, kan man påräkna en hög initialstyvhet och en stor känslighet för rörelser. För skrovliga fogar där ojämnheterna ej ligger i gott ingrepp, måste rörelser ske i fogen innan denna mobiliserat något större skjuvmotstånd. Släta fogar intar en mellanställning.

Ur beräkningssynpunkt vill man helst uttrycka skjuvmotståndet i fogen vid brott, som funktion av normaltrycket.

Detta är möjligt genom att sammanställa värden från flera försök vid olika normaltryck. I figur 4b har som exempel sammanställts värden från försök med tensionsfogar i en viss granit.

Som vi ser på diagrammet har naturen underlättat beräkningarna, genom att bilda rätlinjiga samband. Resultatet är typiskt för alla 8 provade fogtyperna. Brottvillkoret för fogen kan därför med god precision uttryckas med hjälp av Mohr-Coulombs brottkriterium, i modifierad variant för bergfogar. Vid val av c och Ø är det dock av största vikt att man tar hänsyn till deformationstillståndet i fogen.

För att få en viss förståelse för hur bergbultar fungerar i sprickigt hårt berg, har vi genomfört ca 60 direkta avskjuvningsförsök med ej förspänd, helt betongingjuten bult.

Vi har valt denna typ av bult dels på grund av att bultn typen är vanlig, dels på grund av att fallet är svårbedömt, då ju en sådan bult fordrar rörelser i fogen för att verka.

Av figuren 5 framgår principen för försöksserien. Vi har undersökt hur kraften vuxit i bultförbandet vid ökad skjuvrörelse och för provkroppar med bultar placerade i olika vinkel mot fogytan, dvs med varierad bultvinkel α.

Figur 6 visar som exempel resultatet av ett skjuvförsök med bultad fog. I det här fallet var det en bult, med 16 mm diameter placerad i 75° vinkel mot fogytan.

Bultförsöken visar att bultvinkeln påverkar brottmekanismen, brottöjning, fogens skjuvstyvhet och brottstyrkan hos förbandet.

Om vi först ser på brottmekanismen har vi funnit att flackt placerade bultar, α mindre än 35°, gärna brister som rena dragbrott, se bild 7.

Man ser här tydligt hur bulten fått det karakteristiska kontrakterade utseende och den konkava brottyta, som kännetecknar dragbrott.

Bildar bulten större vinkel mot fogytan - $\alpha > 40^{\circ}$ - får man en annan typ av brott. I det här fallet föregås brottet oftast av en tydlig utbildning av flytleder på ömse sidor om fogen, se fig. 8. En fortsatt skjuvrörelse medför att den kombinerade skjuv- och dragpåkänning som råder, leder till ett brott av det utseende som visas på fig. 9.

Mätningar av dragkraften i bulten visar att man i båda fallen får en uppspänning av bulten nära stålets flytlast.

Styrkan hos ett bergbultförband kan tänkas sammansatt av tre skilda effekter, nämligen:

a) friktionsmotstånd mellan fogytorna

b) inducerad dragkraft i bulten - vid rörelser i fogen uppstår en dragkraft i bulten, vars reaktion kan delas upp i en komposant, som direkt motverkar skjuvrörelsen och i en komposant som pressar samman fogen och därigenom i sin tur ger upphov till motverkande friktionskrafter.

c) dymlingsverkan, som beror på att bulten böjes. Effekten härav ökar med fogrörelsen intill dess bultens flytmoment överskrides. Denna dymlingseffekt reduceras vid närvaro av dragkrafter i bulten. Detta innebär att den skjuvmotståndseffekt som beror av dymlingsverkan i brottskedet helt kan ha reducerats av uppträdande dragkrafter i bulten.

Bultens förstärkande effekt på fogen har redovisats som funktion av bultvinkeln α för olika värden på relativa fogrörelsen.

Diagrammet i fig. 10 visar de maximala värden på förstärkningseffekten som uppmätts. Den vänstra kurvan motsvaras av bultar som brustit med dragbrott, den högra kurvan motsvarar skjuvdragbrotten. I diagrammet är endast effekt av inducerad dragkraft och dymlingsverkan medtagna, då fogfriktionen i detta fall varit ungefär lika för alla α.

För dragbrotten, verkar bultar med ca 30 - 35° bultvinkel ge maximal styvhet och styrka. Detta överensstämmer tämligen väl med de teorier som i första hand gäller förspända bultförband, när man vid dimensioneringen tillgodogjort sig fogfriktionen. Man kan då visa att bultvinkeln och friktionsvinkeln bör överensstämma. Den förstärkta fogen har ca 31-33° friktionsvinkel. Toppvärdet vid α = 40-60° beror sannolikt på bultens dymlingseffekt då dessa värden hänger samman med långa brotttöjningar. Värdena markerade med kryss längre ner härrör från försök, där brott inträffat efter kort skjuvsträcka.

De prickade linjerna representerar förslag till approximativa beräkningsformler för uppskattning av bultförbandets övre och undre brottgräns när man känner fogens friktionsegenskaper.

Den undre kurvan tar endast hänsyn till den del av förbandets styrka, som beror av inducerad dragkraft i bulten. Då den representerar undre gräns, för uppmätt skjuvmotstånd, har den legat till grund för det förslag till dimensioneringsdiagram som visas på fig. 11.

I diagrammet har värdena från försöken, som i huvudsak utförts med 16 mm bult, extrapolerats till andra vanliga bultdiametrar. I mitten ligger den "kontrollerade" Ø 16 mm kurvan. Ströförsök vid Ø 12 och 24 mm tyder på att kurvorna är rimliga inom detta intervall. Några försöksvärden vid större diametrar än 24 mm har vi ej.

Diagrammet kan användas på så sätt, att man direkt här kan på y-axeln läsa ut den skjuvkraftupptagande förmågan för en bult placerad i en viss vinkel. För att få denna kraft krävs dock rörelser mellan 5-15 mm.

I det här sammanhanget, finns det skäl att påpeka att brotttöjningen för en ingjuten bult är stor, mellan 15-30 mm.

Försöken visar på att man vid dimensionering av bultförband bl a måste beakta följande:

- Vill man helt undvika rörelser längs fogen måste man ofta förspänna bulten.

- Är fogytan glatt och har låg friktion, måste bultarna dimensioneras så att de bär hela den påskjutande lasten.

- Förstärker man en bergfog med ojämnheter i gott ingrepp, av den typ som visats tidigare med en topp på arbetskurvan (efter mycket liten fogrörelse) bör man kunna tillgodoräkna sig fogfriktionen.

- Ligger fogojämnheterna däremot ej i gott ingrepp (som exempel kan man tänka sig ett skrovligt slag som vid sprängningen förflyttats ur sitt ursprungliga läge) kan man ej förhindra rörelser i fogen genom att förspänna bulten, om man vill nyttiggöra sig av fogfriktionen. För att denna skall mobiliseras erfordras ofta ca 5-10 mm fogrörelser, trots förspänningen. Kan man ej tolerera detta, får bulten dimensioneras för hela den påskjutande lasten, trots ytornas skrovliga utseende.

Kan man tolerera vissa fogrörelser, är det ofta i detta fall lämpligare att använda ej förspänd, ingjuten bult, som om den placerats i ca 30°, kommer att spännas upp till nära flytlasten vid en 10 mm fogrörelse.

Sammanfattning

Försöksresultaten kan sammanfattas i följande punkter:

1. Beroende på grad av ingrepp hos ojämnheter får ofyllda bergfogar i hårt berg skilda skjuvkraft/deformationskurvor. Detta har betydelse vid utformningen av bergförstärkningar.

2. Brottvillkoret för provade fogar kan uttryckas med Mohr-Coulombs brottkriterium.

3. Bultvinkeln påverkar brottmekanism, brottöjning, skjuvstyvhet och brottstyrka.

4. Det krävs oftast avsevärd relativ fogrörelse för att mobilisera maximal bultkraft (5-15 mm) eller att åstadkomma bultbrott (15-30 mm).

THE STRENGHT OF BOLTS IN SHEAR ZONES

SUMMARY

Direct biaxial shear tests were made with bolted and non-bolted joints in order to make it possible to estimate bolt reinforcements in hard, jointed rock when joint friction properties are known. The bolts were completely grouted, not pretensioned and placed oblique to joint surface. The results of the tests could be summarized in following points;

1. Different rates of interlocking between irregularities of unfilled joints in hard rock result in different shapes of the shear resistance vs tangential displacement kurves. This is of importance when judging joint deformability properties and designing rock reinforcement. Completely "interlocking" joints need just some more displacement to reach peak strengh, whereas rough joints with few asparities in contact need up to 10 mm or more to reach maximum strengh.

2. Failure strengh for tested joints could be well described by Mohr-Coulombs criterion.

3. The tests with bolted joints show that the angle between bolt and joint surface (α) influence on type of failure and yielding before failure of bolt subjected to a tangential joint displacement, and that α also is of great significance for the shear-stiffness and the strengh of a bolted joint.

4. Maximum shear resistance of tested bolted joints was reached after 5-15 mm joint displacement. Displacements before bolt failure were 15-30 mm.

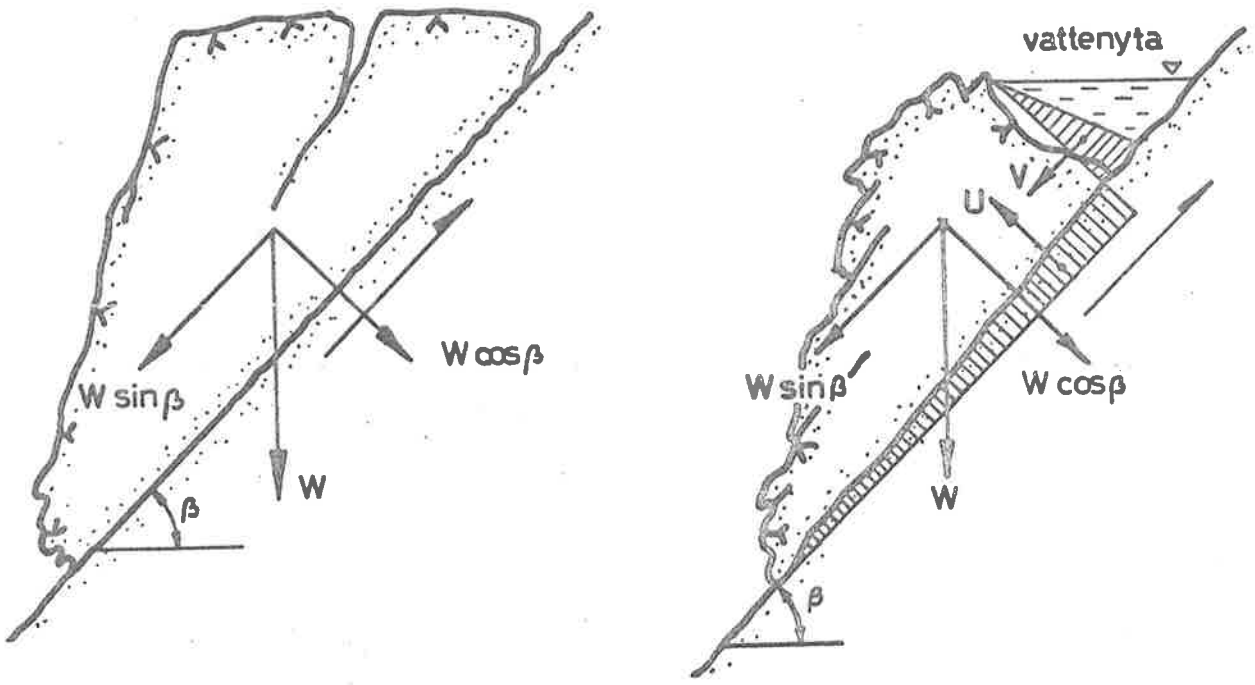


Fig. 1 Krafter verkande på kilformat bergparti på glid längs plan svaghetsyta i berget.

Forces acting on a block resting on an inclined weakness plane in the rock mass.

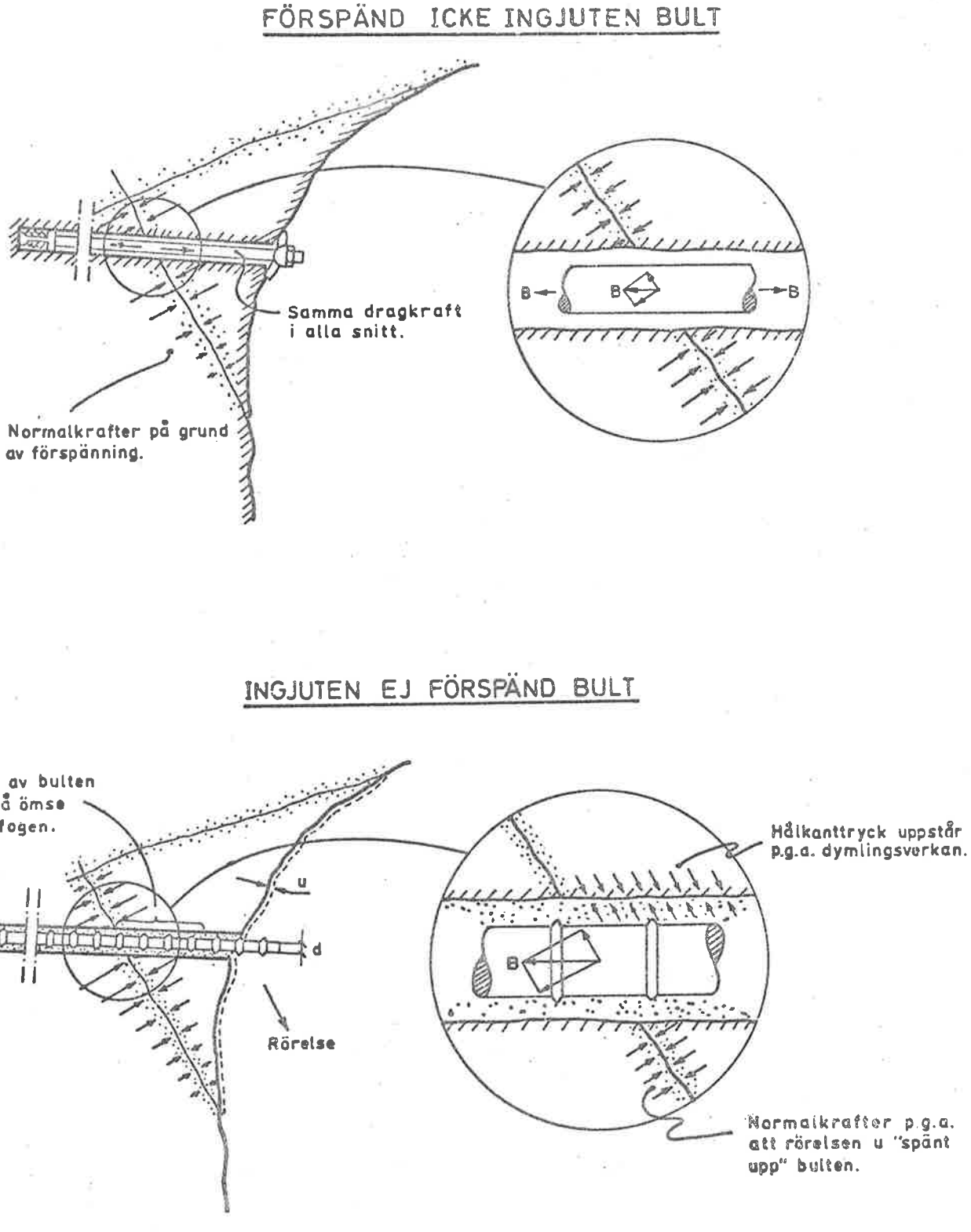


Fig. 2 Bultförstärkt kilformat bergparti i tunnel. Krafter vid "slak" och förspänd bult.

Bolted "rock wedge" in a tunnel. Forces acting when using pretensioned and not pretensioned

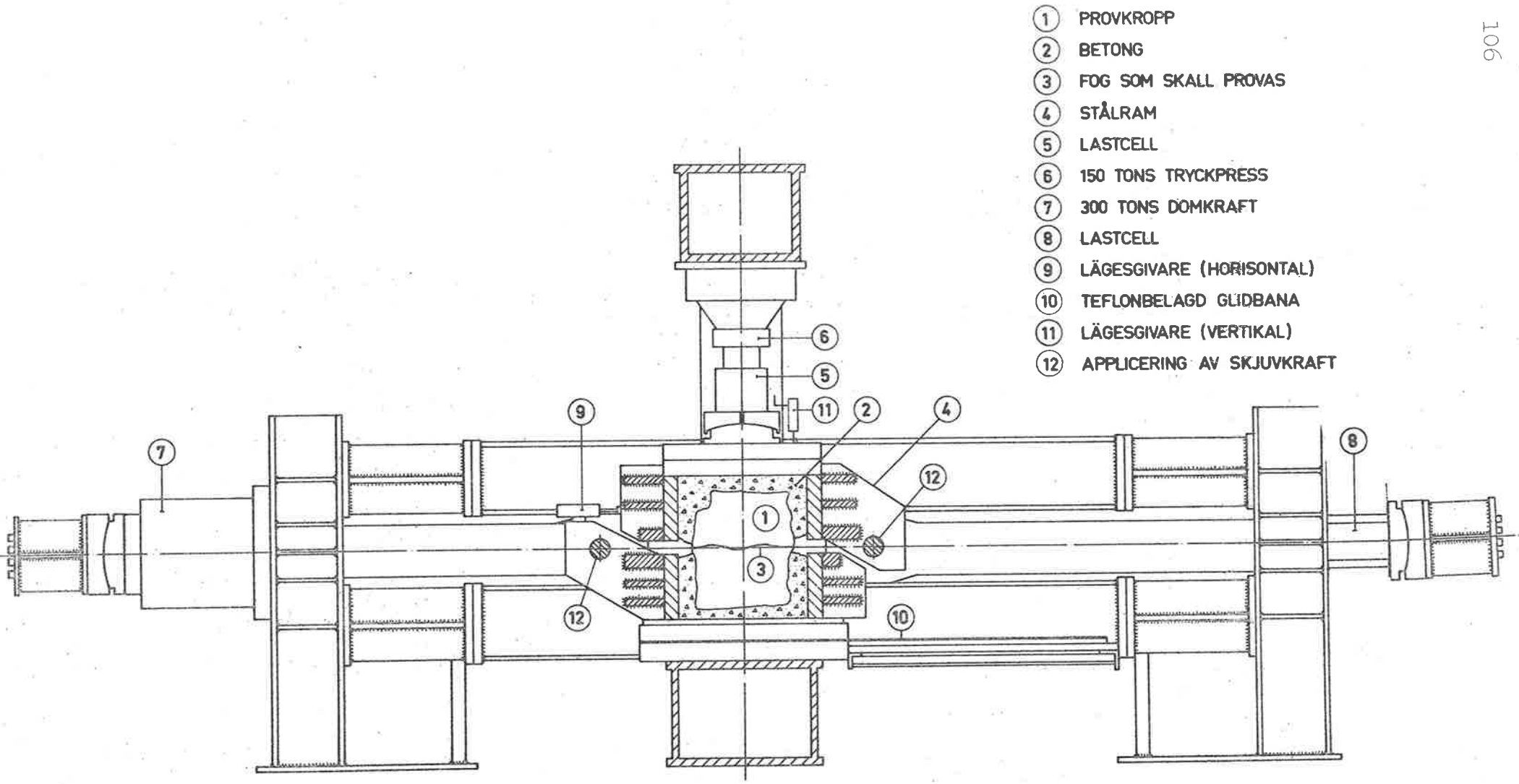


Fig. 3 Längdsektion genom 150/250 Mp skjuvprovutrustning för provning av bergfogar och bergbultförband.

150/250 Mp capacity direct shear machine for testing joints and bolt reinforcement.

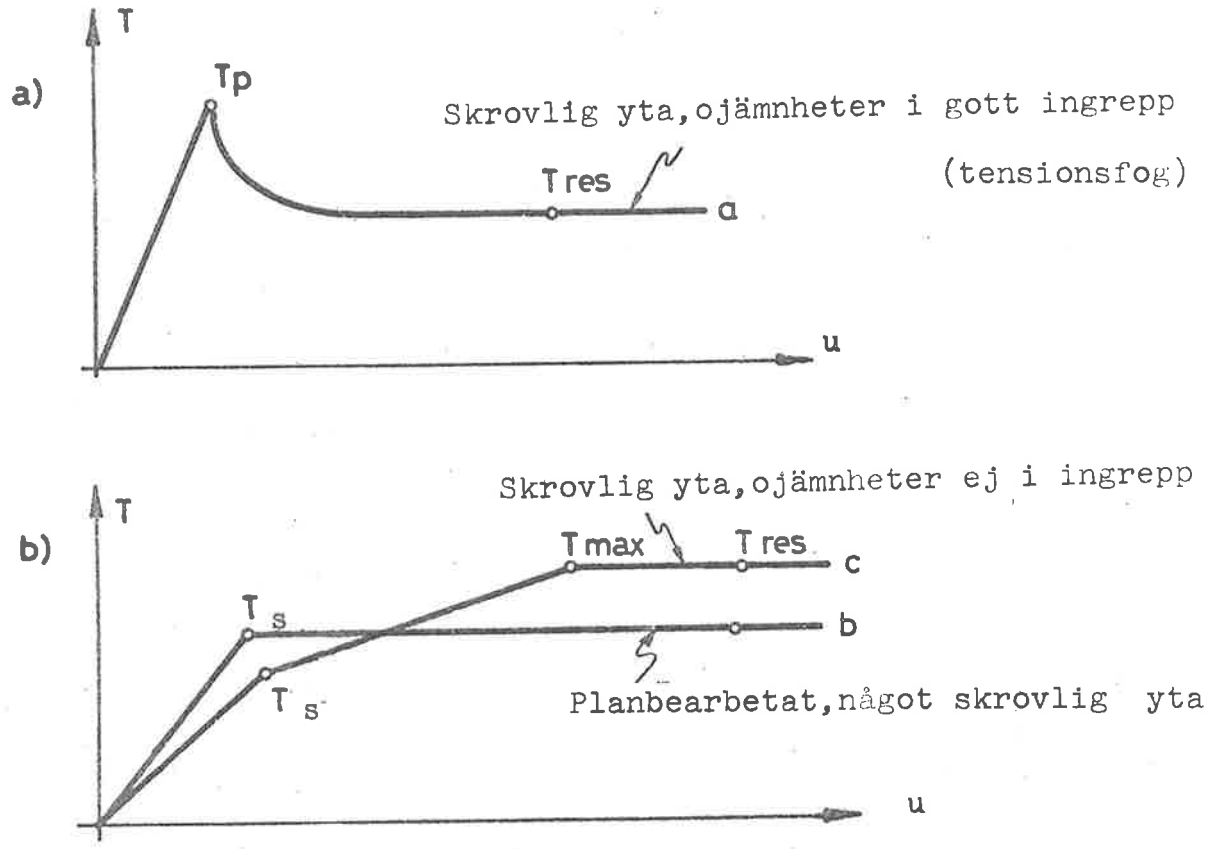


Fig. 4 Karakteristiska kurvor för skjuvmotståndet T som funktion av relativa fogrörelsen för tre olika typer av "hårda" bergfogar.

Schematic relationship between the mobilised shear resistance T and the relative displacements of the joint for tension joints with interlocking irregularties (a), artificial made plane joint (b) and weathered, natural joint (c).

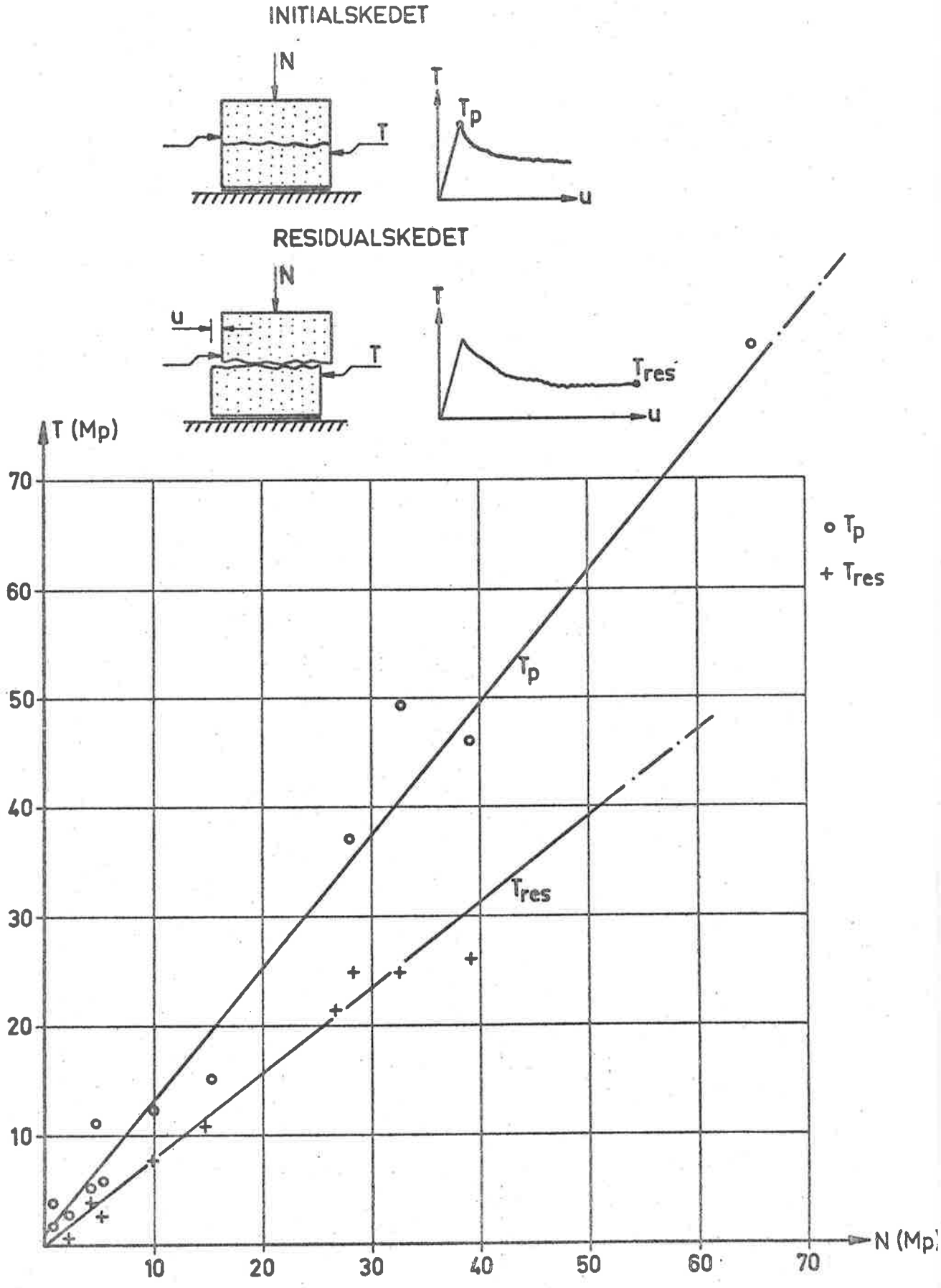


Fig 4 b Skjuvmotståndet T som funktion av normalbelastningen N för en tensionsfog i grå, medelkornig granit. (Provyta 1000 cm^2).
Shear resistance of the joint as function of normal force (surface 1000 cm^2). Tension joint in a grey, medium grained granite.

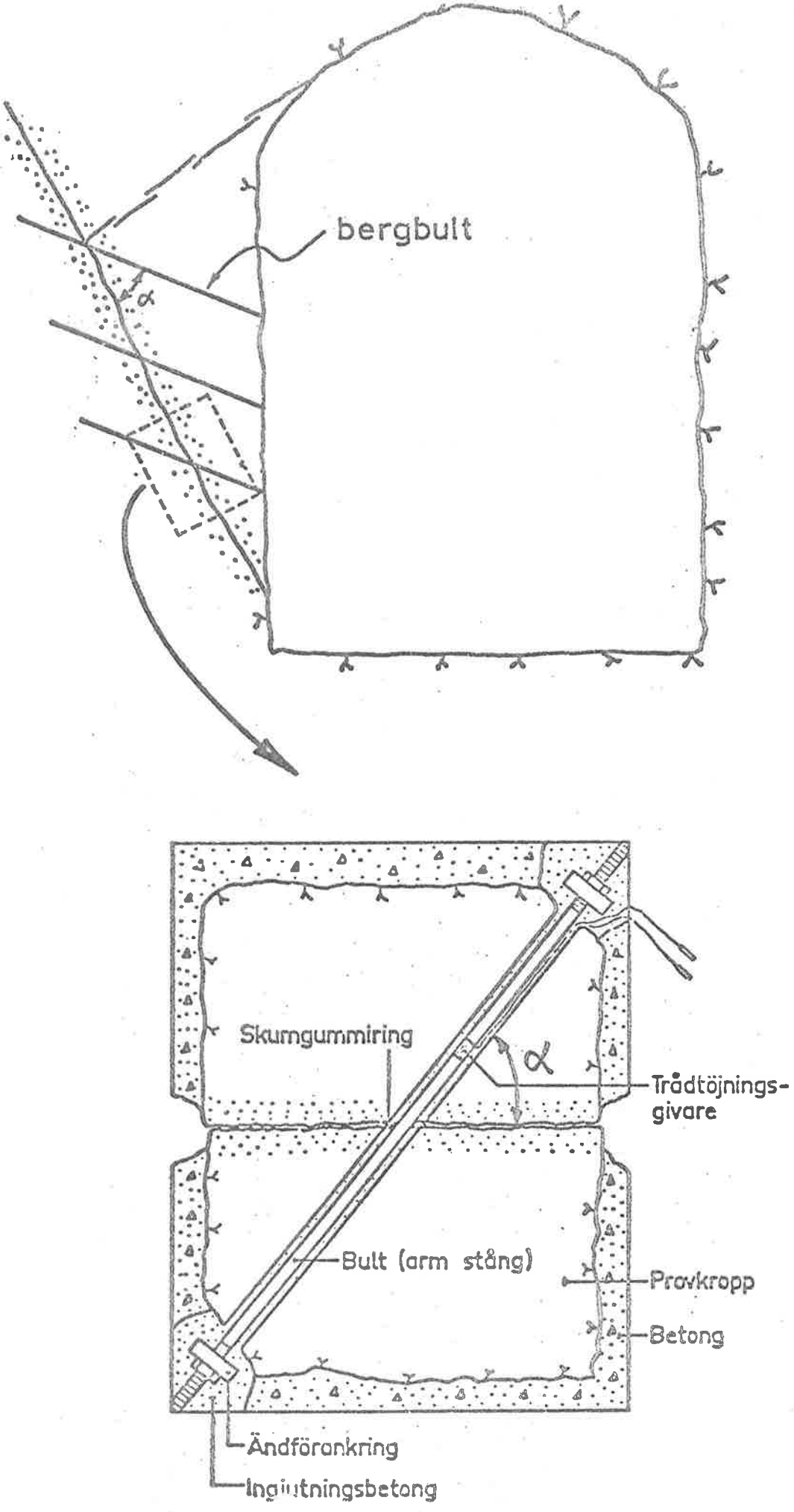
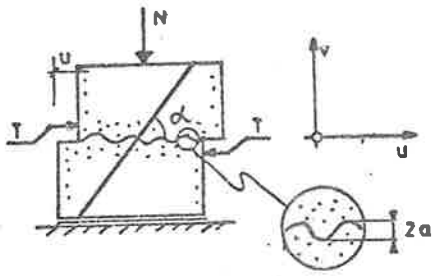


Fig. 5 Princip för bultförsöken.

Princip for the bolttests



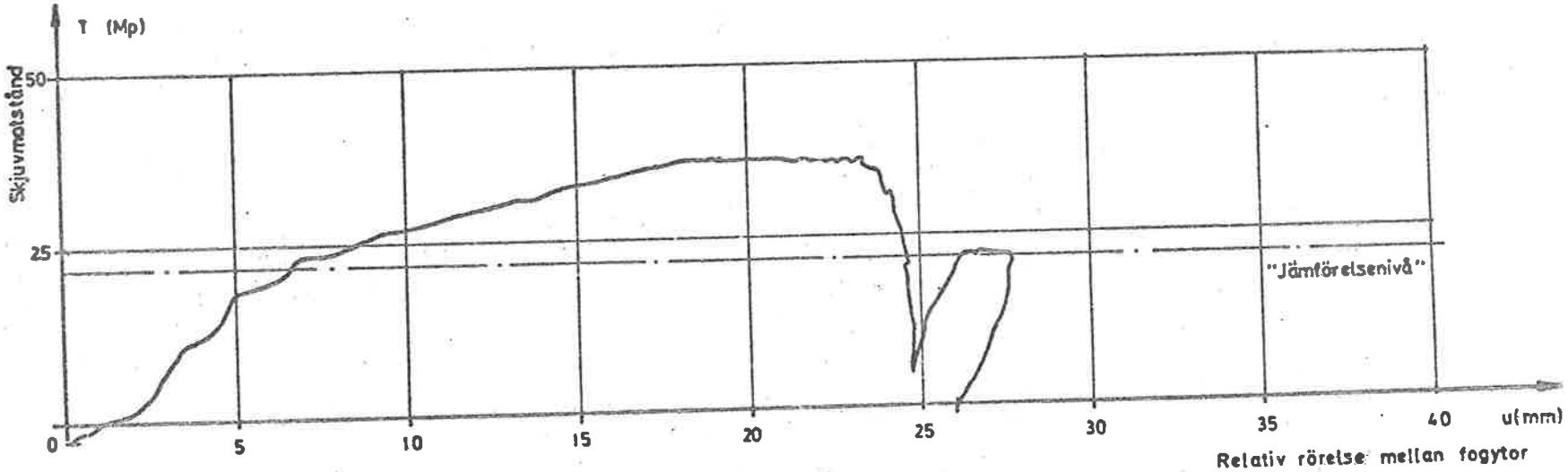


Fig. 6 Skjuvmotstånd T hos en bultad plan granitfog som funktion av relativa fogrörelsen u.
Bult; Ks 40, diameter 16 mm α = 75°.

Shear resistance T of a bolted plane granite joint as a function of relative displacement u.
Bolt: Reinforcement bar, quality Ks 40, diameter 16 mm, α = 75°.

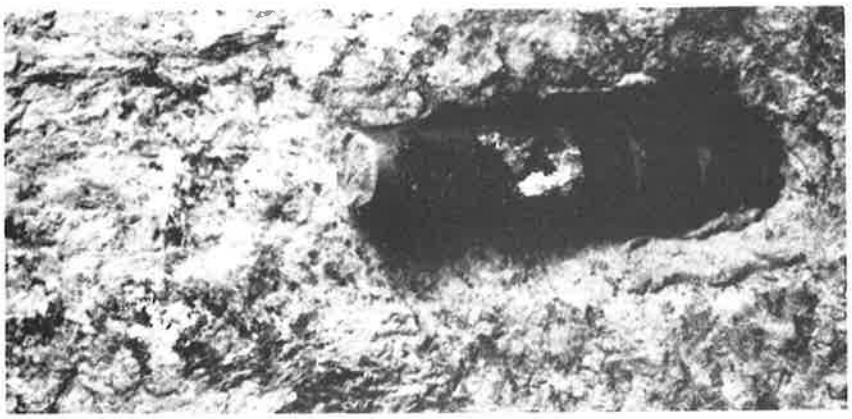


Fig. 7 Dragbrott erhållet vid avskjuvning av bult placerad i flack vinkel mot fogytan, $\alpha \sim 27{,}5^{\circ}$.

Tension failure as a result of direct shear of a bolted granite. Boltangle $\alpha \sim 27^{\circ}$.

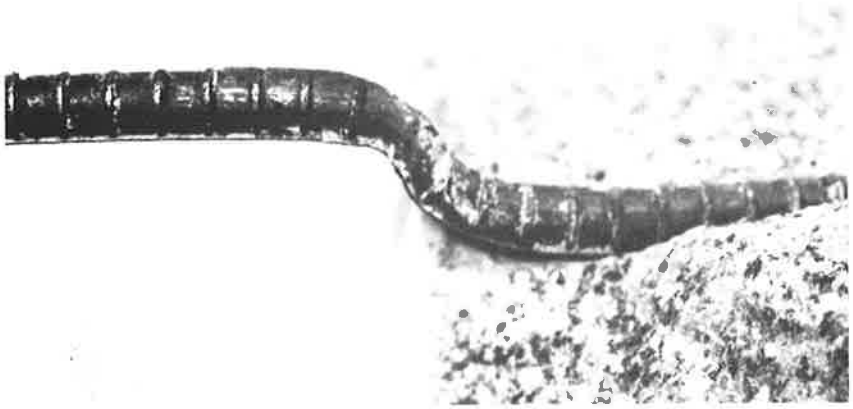


Fig. 8 Flytleder utbildade under skjuvning av bultad bergfog.
Deformation of a bolt as a result of direct shear of a bolted granite joint.



Fig. 9 Skjuv-dragbrott med flytledsutbildning erhållet vid avskjuvning av bult placerad i brant vinkel mot fogytan, $\alpha \sim 45^{\circ}$.

Shear-tension failure as a result of direct shear of a bolted granite joint. $\alpha \sim 45^{\circ}$.

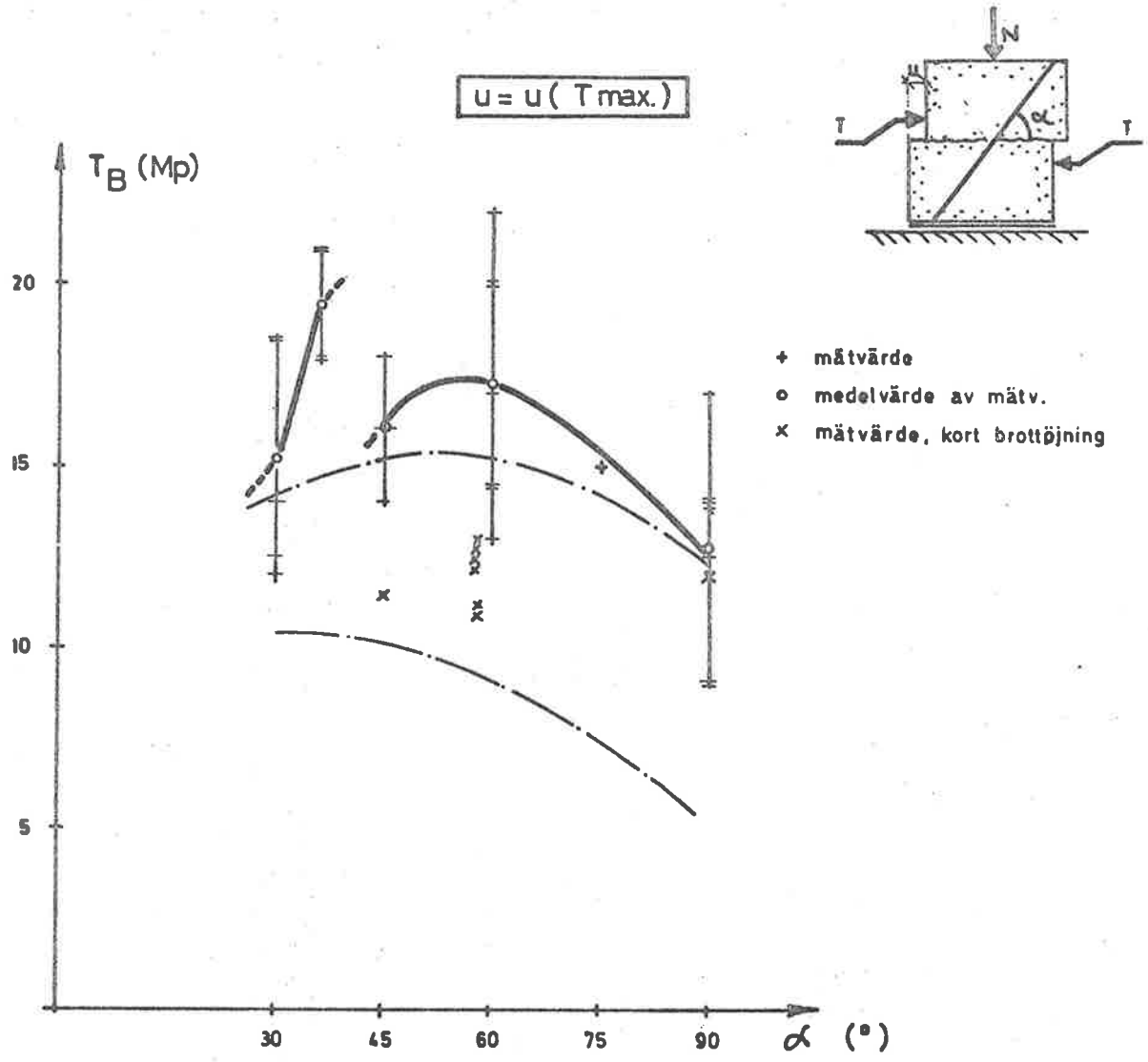
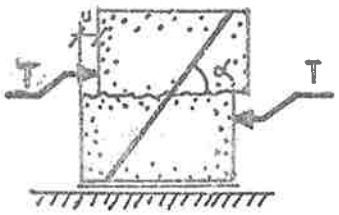


Fig. 10 Maximalt uppmätt skjuvmotstånd T_B som funktion av bultvinkeln α .
Planbearbetad granitfog förstärkt med 1 bult Ks 40, diameter 16 mm.

Maximum shear resistance T_B caused by a bolted (1 bolt) plane granite joint as a function of the boltangle α. Bult: Ks 40 , diameter 16 mm.



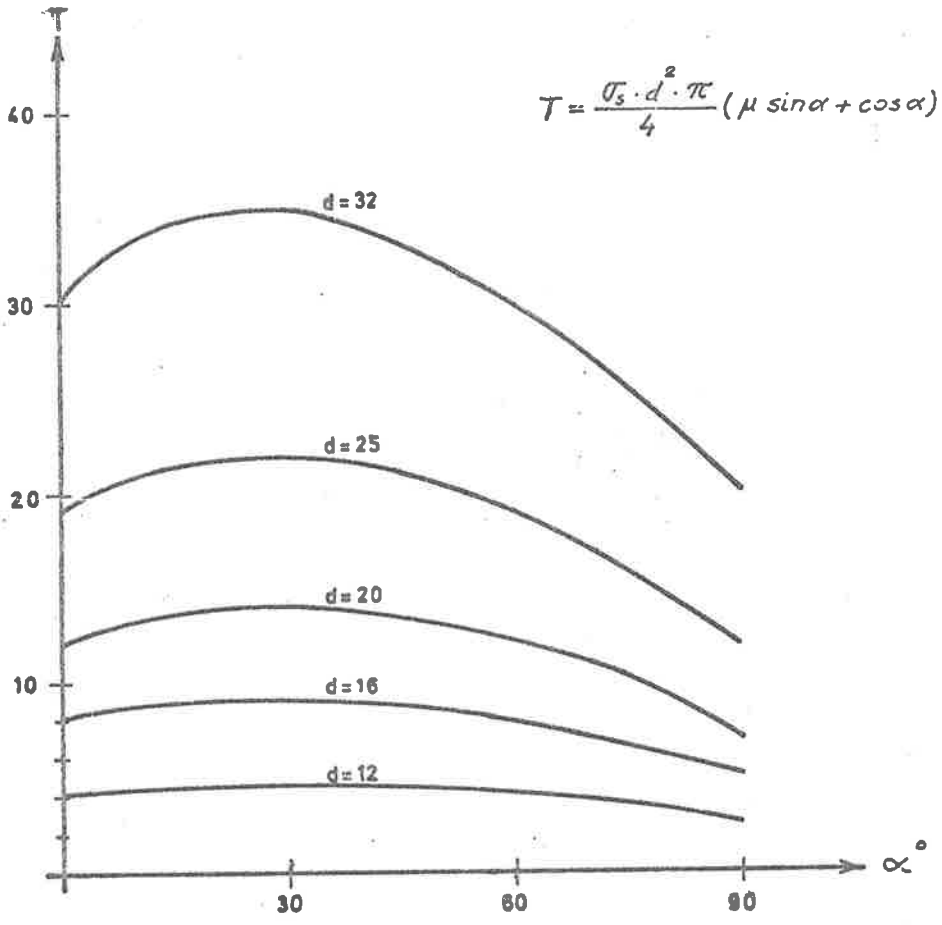


Fig. 11 Brotthållfasthet hos slakbultad granitfog för olika bultdiametrar. Bultkvalitet Ks 40. Diagrammet avser effekt av 1 bult.

Strenght at failure of a bolted granite joint for different bultdiameters. The kurves represents the effects of 1 bolt of kvalitet Ks 40[5].

BERÄKNING AV FÖRSTÄRKNINGSEFFEKTER MED HJÄLP AV FINITA ELEMENTMETODEN

Bergsingenjör Tommy Groth, Kungl. Tekniska Högskolan, Stockholm

Inledning

Finita elementmetoden är en numerisk beräkningsmetod som kan användas för beräkning av de spänningar och deformationer som kan uppstå i och kring olika slags mekaniska konstruktioner vid deras uppförande, såsom t ex vid drivning av rum, tunnlar och orter i berg. Metoden bygger på att konstruktionen eller en skärning genom konstruktionen vid en 2-dimensionell betraktelse indelas i ett begränsat antal geometriska element, vars storlek och form kan variera. I den enklaste varianten för elementmetoden förutsättes att spänningarna ej kan variera inom de olika elementen. Denna införda förenkling eller approximation kan motverkas genom att element av mindre storlek används i områden där större spänningsändringar väntas.

Den numeriska behandlingen av problemet består dels i att klara ut hur de enskilda elementen uppför sig var för sig i elastiskt hänseende och sedan hur den av element sammansatta, idealiserade konstruktionen uppträder som helhet. Under villkoret att det skall råda kraftjämvikt för hela konstruktionen kommer det också att råda kraftjämvikt för de enskilda elementen. Härav kan ett linjärt ekvationssystem ställas upp, vars lösning ger deformationer och spänningar för de enskilda elementen i konstruktionen. Liksom vid alla andra beräkningsmetoder blir noggrannheten i resultatet beroende av noggrannheten i de data som ligger till grund för beräkningarna. Nödvändiga basdata

är t ex uppgifter om geometri, materialets egenskaper i form av E-modul, tvärkontraktionstal, volymvikt, styvheter, friktion och kohesion i sprickor, ursprungliga spänningar i materialet, speciella krafter t ex från förstärkningar, speciella villkor för hur deformationen kan ske etc.

Utförliga teoretiska behandlingar av finita elementmetoden ges i (1) och (2). Tidigare beräkningar med elementmetoden för bergmekaniska ändamål är införda i IVA-rapporterna nr 4, 18, 29 och 45.

Förstärkningsmetoder

I Sverige används till övervägande del bergbultar och sprutbetong vid bergförstärkningsarbeten.

Bergbultningen sker vanligen i två varianter, dels med förspända icke ingjutna bultar samt dels med slaka, ingjutna bultar. Metoderna skall ej behandlas vidare i denna rapport utan här skall endast refereras till de studier och mätningar licentiat Bjurström utfört på slaka, ingjutna bultars arbetssätt i kraftupptagnings- och deformationshänseende. De mätvärden som härvid upptagits för bultarnas verkningssätt i en plan, något skrovlig, ej uppkrossad eller omvandlad bergfog kan efter vissa omräkningar användas som ingångsvärden vid finita elementberäkningar av bergbultförstärkta konstruktioner. Tabell 1 visar de värden som används i beräkningsexemplet som behandlas under punkt D nedan. Värdena med bult gäller för fallet när bulten bildar vinkeln 30^{o} mot sprickan.

TABELL 1

Parametrar	Bult med 30° lutning mot sprickan	Utan bult
KN	$1.8 \cdot 10^6$ Mp/m^2/m	$1.8 \cdot 10^6$ Mp/m^2/m
KS	$1.5 \cdot 10^4$ "	$1.5 \cdot 10^4$ "
KS_r	$0.34 \cdot 10^4$ "	$0.1 \cdot 10^4$ "
C	15. Mp/m^2	0. Mp/m_2
φ	30.°	30.°

Deformations- och hållfasthetsparametrar för sprickan med resp utan bult.

Deformationsegenskaperna i sprickan beskrives av parametern KN som ger sprickans eller fogens styvhet i normalled uttryckt i spänning/deformation, parametern KS som ger sprickans styvhet i tangentialled och parametern KS_r som ger styvheten i tangentialled när sprickan skjuvats sönder och här inkluderas den förstyvande verkan bulten ger i tangentialled när denna börjar arbeta.

Hållfastheten hos en bergfog kan med god approximation beskrivas med hjälp av Mohr-Coulombs brottkriterium som byggs upp av en kohesionsandel C och en friktionsandel φ . I tabell 1 har antagits att en bult har sin verkan koncentrerad till en yta av en kvadratmeter och på denna yta får en bult med 30° lutning mot sprickplanet en sammanlimningseffekt av ca 15 Mp. Utan bult råder ingen kohesion i denna sprickтyp. Friktionsvinkeln ändras oväsentligt vid bultning och är ca 30° i båda fallen.

Litteraturuppgifter om förstärkningsberäkningar med finita elementmetoden

Förstärkningseffekter och beräkningsmetoder på systematiska förstärkningar har tidigare bestämts med hjälp av fysikaliska modellförsök och erfarenheter från praktiska förstärkningsarbeten. Bl a har nomogram upprättats för vissa typer av bultförstärkningar av Panek och Kvapil.

Litteraturuppgifter där det redovisas att finita elementmetoden används vid undersökning av förstärkningseffekter eller vid praktiska förstärkningsberäkningar, förekommer mycket sparsamt.

Goodman och Ewoldsen har dock undersökt förspända bultars inverkan. I arbetena (3) och (4) redogöres dels för de inspänningskrafter som uppstår i berget vid ändarna av en förspänd bult, dels hur friktionskrafterna utvecklas i en spricka som genomsätts av en förspänd bult i olika vinklar samt dels hur stabiliteten påverkas av förspända bultar hos en tunnel driven i parallellskiktat berg med dåliga skiktkontakter. Bultkrafterna har liksom vid vissa beräkningar som utförts av Zienkiewicz (5) införts som punktkrafter i bultens riktning.

En något mer utvecklad form att simulera en bults inverkan har utarbetats av Meek (6), där även bultens förstyvande verkan inkluderas i strukturen.

Något arbete där man beaktar en slak, ingjuten bults verkningssätt i uppsprucket bergmaterial har dock ej påträffats. Skillnaden i arbetssätt hos en slak bult och en förspänd bult är i princip att en slak bult måste utsättas för en viss deformation innan den börjar att ta upp krafter.

Beträffande beräkningar av sprutbetongförstärkningar och även motgjutna förstärkningar har speciella skalelement

utvecklats (3) som kan fogas samman med de ordinarie elementtyperna och simulera dessa förstärkningars förstyvande inverkan.

Preliminära beräkningsförsök med slaka, ingjutna bultar

För att demonstrera hur förstärkningseffekten hos en slak, ingjuten bult framkommer vid beräkning med det finita elementprogram Institutionen för bergteknik förfogar över, har ett mycket enkelt exempel valts. Figur 1 visar i perspektiv en utsprängd slänt med stupningsvinkeln 60^{o}, där ett sprickplan med stupningsvinkeln 45^{o} skapat en bergkil. Figur 2 återger en vertikalskärning. Om sprickan, som avskiljer bergkilen från slänten, har samma egenskaper som återges i tabell 1 för en obultad spricka, så kommer kilen att glida iväg så snart den blottlagts och förlorat sitt stöd ifrån vänstra sidan. Frågan är nu vad som händer med kilen om denna förstärks med en horisontell rad med bultar i detta fall på ett avstånd av 1,25 meter från varandra (se fig. 1) och med de förstyvande och förstärkande egenskaperna som anges i tabell 1 för en bultad spricka. Varje bult antages ha sin verkan koncentrerad över en yta av $0,8 \cdot 1,25 = 1,0\ m^2$.

Den verkliga avsikten med att koppla in finita elementmetoden vid förstärkningsberäkningar är ej som i detta fall att beräkna fall som kan handräknas utan att försöka beräkna komplicerade fall, t ex där berget är uppsprucket i flera riktningar och där mer komplicerade geometrier och spänningstillstånd är rådande.

Vid uppbyggnaden av finita elementmodellen har en elementindelning valts, som framgår av figur 3.

Först beräknas fallet med den obultade bergkilen och resultatet blir det väntade, bergkilen glider iväg med ett accelererat tempo från cykel till cykel i den iterativa beräkningen. I t ex tredje cykeln ser utglidningen ut som framgår av figur 4.

Härpå beräknas fallet med den bultade sprickan, då bultens förstyvande och hållfasthetsökande egenskaper förts in i sprickan i den nivå bultraden sitter placerad. Det plottade beräkningsresultatet visar samma kvalitativa utseende som fallet med den obultade sprickan, men studeras hur bergkilen förskjuts från cykel till cykel, se diagram i figur 5, så befinns att upp till och med 4:e cykeln ökar deformationerna, medan deformationstillskottet i 5:e cykeln är mycket litet. Bultarna har alltså efter en deformation på ca 2 mm i detta fall mobiliserat så mycket mothållande kraft att bergkilen har stabiliserats.

Extrapoleras kurvan fram till nolldeformation framgår att en mothållande totalkraft på ca 9 Mp/m^2 har tagits i anspråk i sprickan kring bultarna. Utav dessa 9 Mp/m^2 utgöres drygt 10 % av naturliga friktionskrafter i detta fall och resten består således av bultens ihoplimmande effekt. Enligt tabell 1 kunde bergbulten maximalt ge 15 Mp/m^2, vilket alltså betyder att med den valda bulttätheten skulle en säkerhet mot utglidning på nästan 2 uppnås.

Det anförda exemplet har velat visa att finita elementmetoden kan bli ett värdefullt hjälpmedel vid förstärkningsberäkningar. Tillförlitligheten hos beräkningarna ur kvantitativ synpunkt är mycket viktig att känna till och kommer att kunna bedömas senare, då jämförelser skall göras med mätningar från planerade storskaleförsök.

Abstract

Calculation of rock improvement with the help of the Finite Element Method

A tentative calculation of a slope with a simple fracture plane with and without bolts is presented.

The bolts were grouted and not prestressed. This type of bolts need some deformation before they will act with maximum effect. In the literature no calculation of this type of bolts has been found. The reinforcement effect was introduced with the help of the deformation- and strength parameters of the particular joint element developed by Goodman and Brekke.

The results (see fig. 5) are in agreement with laboratory tests made by Mr. Sten Bjurström. Later on comparisons will be carried out with field measurements and also more complicated structures will be calculated.

LITTERATURFÖRTECKNING

1) Zienkiewics O.C. and Cheung Y.K.
The Finite Element Method in Structural and Continuum Mechanics
McGraw-Hill, London, 1967

2) Desai C.S. and Abel, J.F.
Introduction to the Finite Element Method
Van Nostrand Reinhold, New York, 1972

3) Goodman R.E.
Analysis of Structures in Jointed Rock
Technical report No. 3, Sept. 1967
Omaha district, Corps of Engineers
Omaha, Nebraska 68102

4) Goodman R.E. and Ewoldsen H.M.
A Design Approach for Rock Bolt Reinforcement in Underground Galleries
Symposium: Large Permanent Underground Openings, Oslo 1969
Universitetsforlaget, Oslo, 1970

5) Zienkiewicz O.C., Valliappan S. and King B.A.
Stress Analysis of Rock as a "No Tension" Material
Geotechnique 18, 1968

6) Meek J.L.
Stress Analysis for a Sequenced Mining Operation using "The Finite Element Method Program MLTEXV", 1972

Opublicerat dataprogram

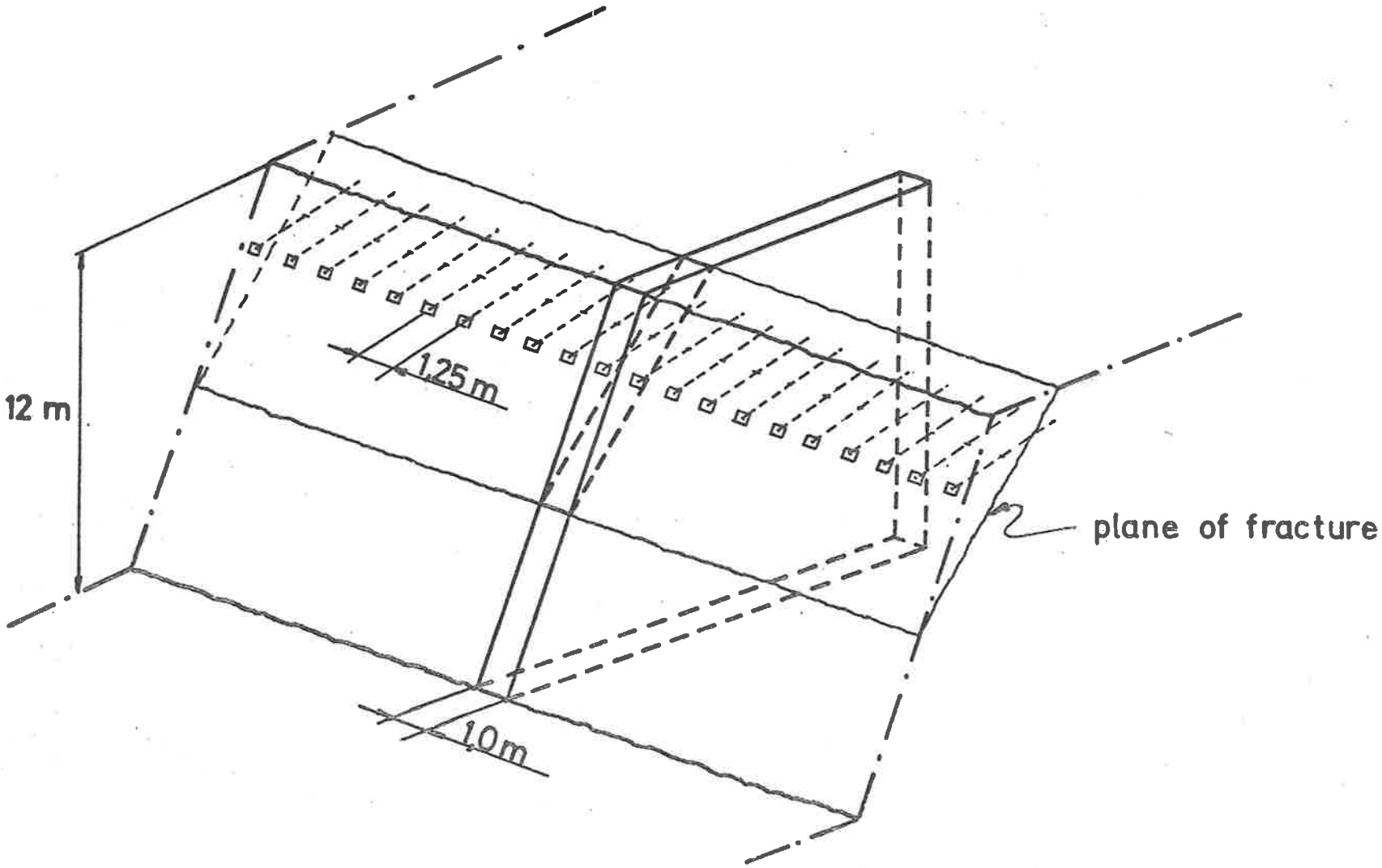


Fig. 1 A slope with a simple plane of fracture. The effect of the row of grouted bolts with no prestress is investigated.
Bergslänt genomskuren av ett sprickplan. Undersökning av förstärkningseffekten med ingjutna ej förspända bultar.

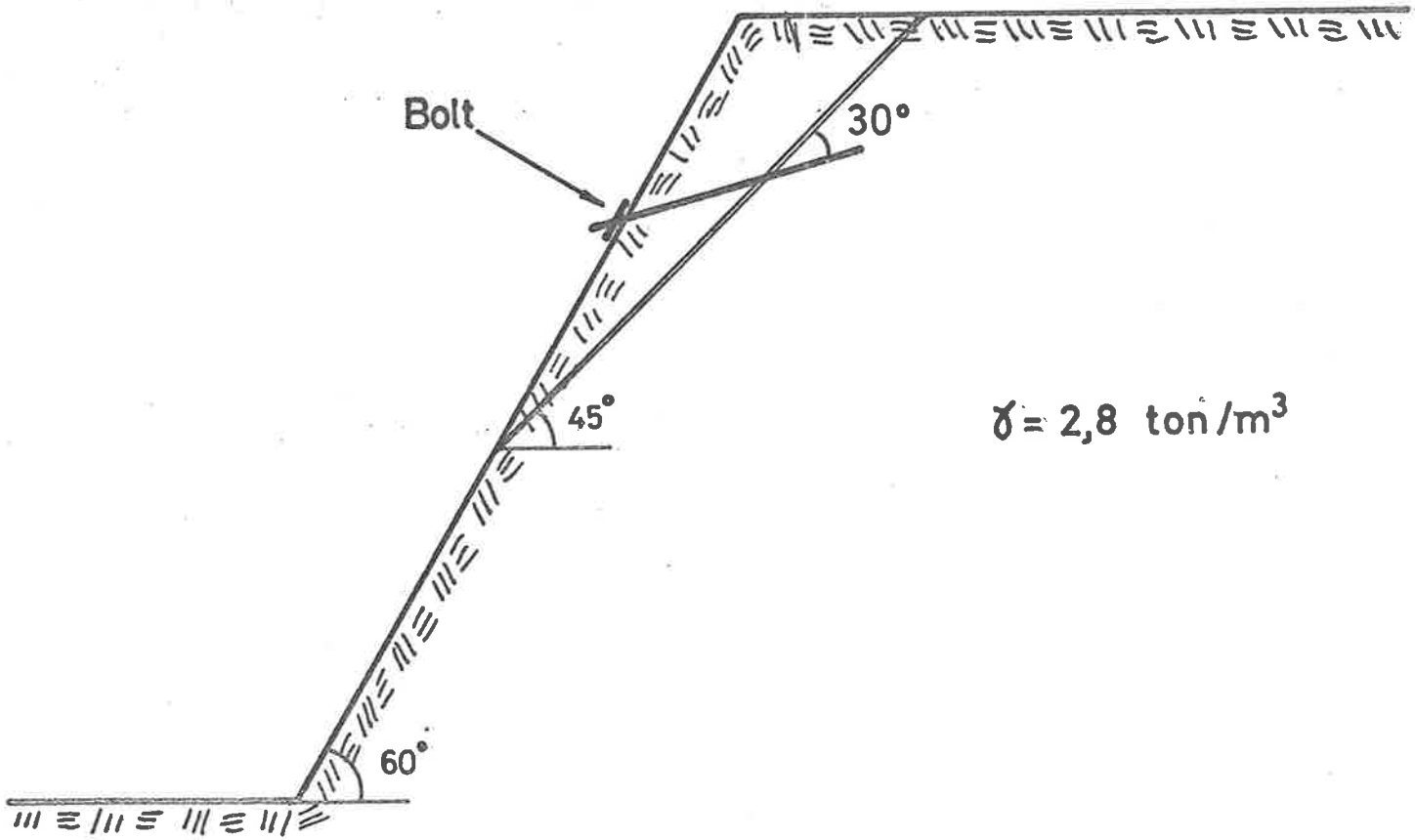


Fig. 2 A vertical secion through the slope.
Verticalsektion genom bergsländen.

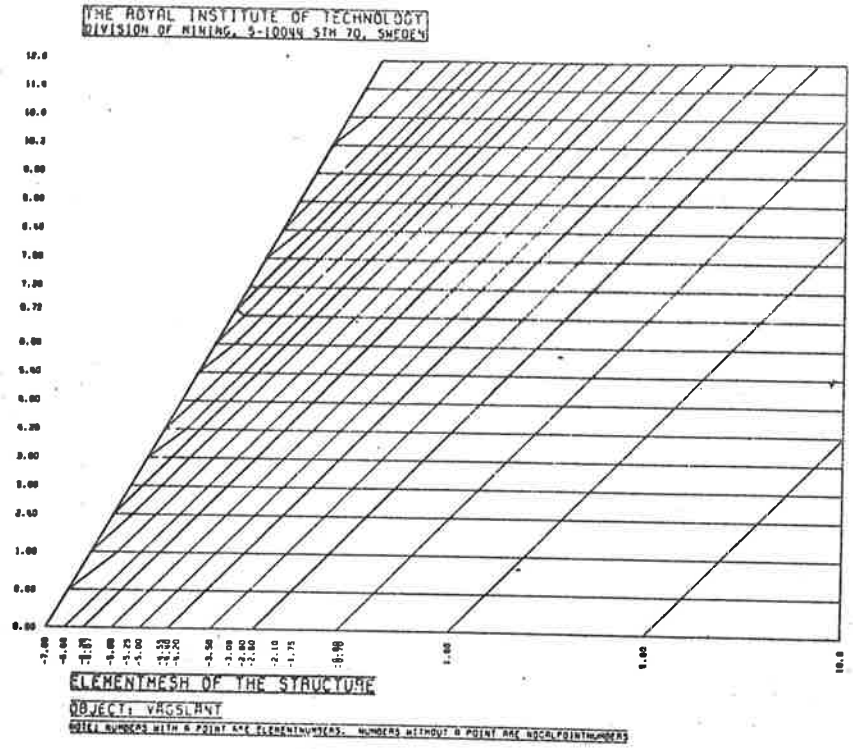


Fig. 3 The finit element mesh of the secion marked in fig. 1 that has been used in the calculations.
Elementnät använt vid beräkningarna.

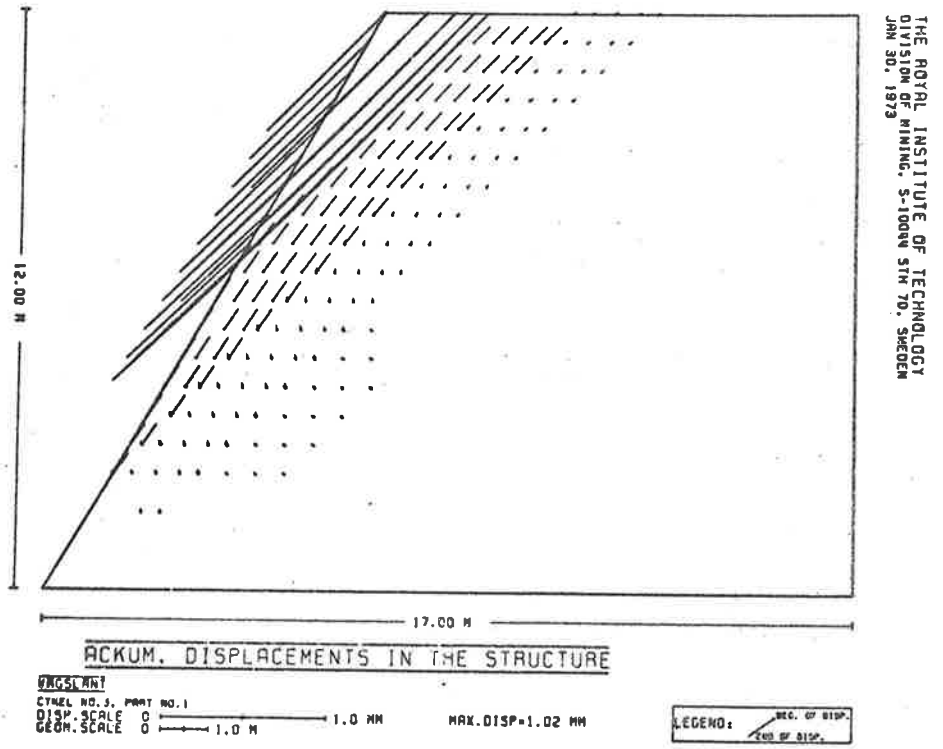


Fig. 4 Deformationbehaviour of the rockwedge. With bolting, the wedge will stabilize after about 2 mm of deformation in this case.
Deformation hos bergkil. Med bult stabiliserades kilen efter omkring 2 mm deformation i detta fall.

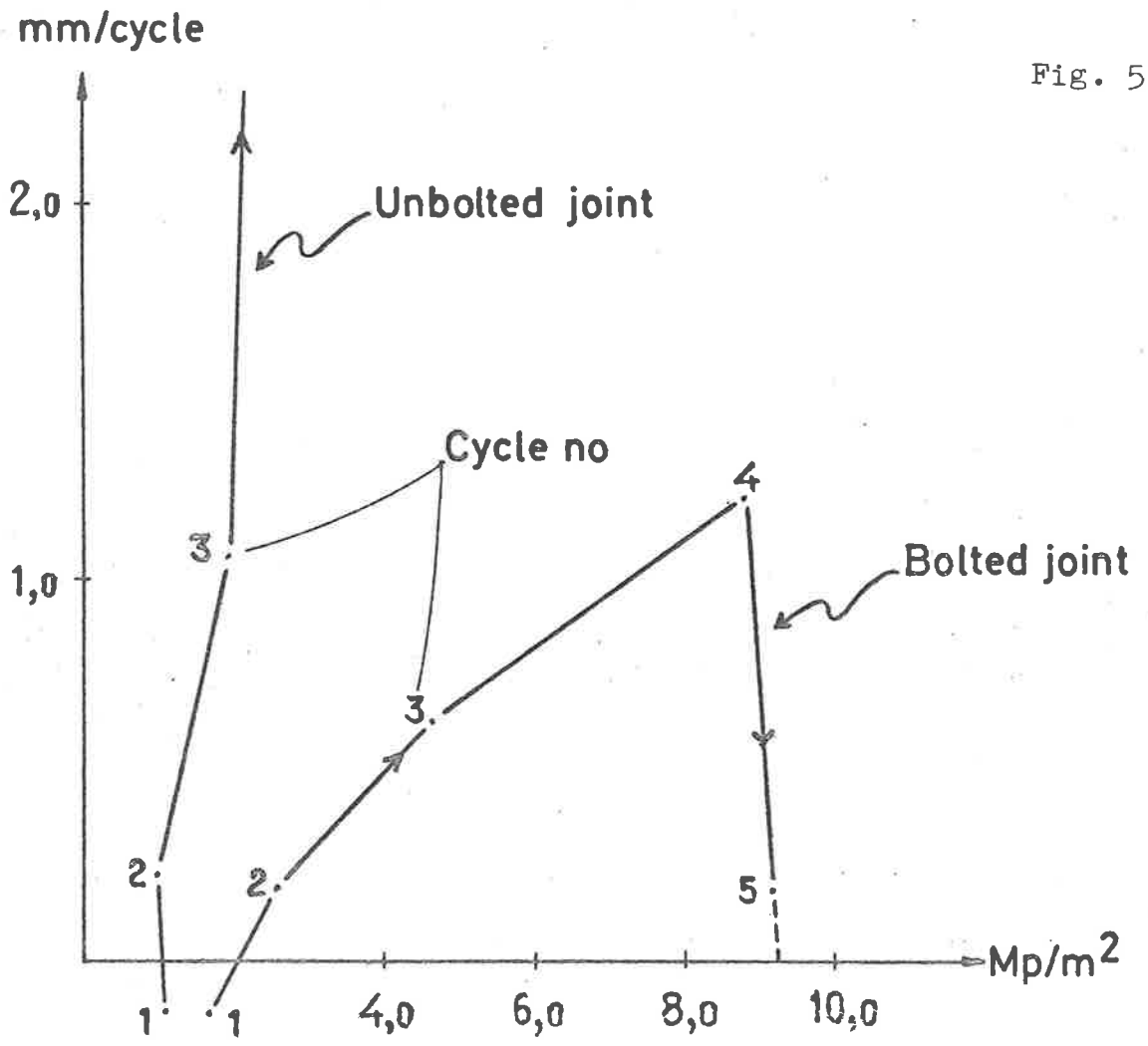


Fig. 5 Diagram of the deformationbehaviour of the wedge with and without bolts.
Diagram över deformationsbeteendet hos en kil med och utan bultförstärkning.

MÅLING AV BELASTNINGER PÅ SIKRINGSKONSTRUKSJONER MED GLØTZL-CELLER

Sivilingenjör Ragnar Schach, Kontor for Fjellsprengnings-teknikk, Oslo

Kontor for Fjellsprengningsteknikk har nå siden 1968 benyttet seg av hydrauliske trykkceller til å måle belastninger fra fjell ned på kontaktstøpte betong- og sprøytebetonghvelv, samt spenningsfordelingen i betongbuer.

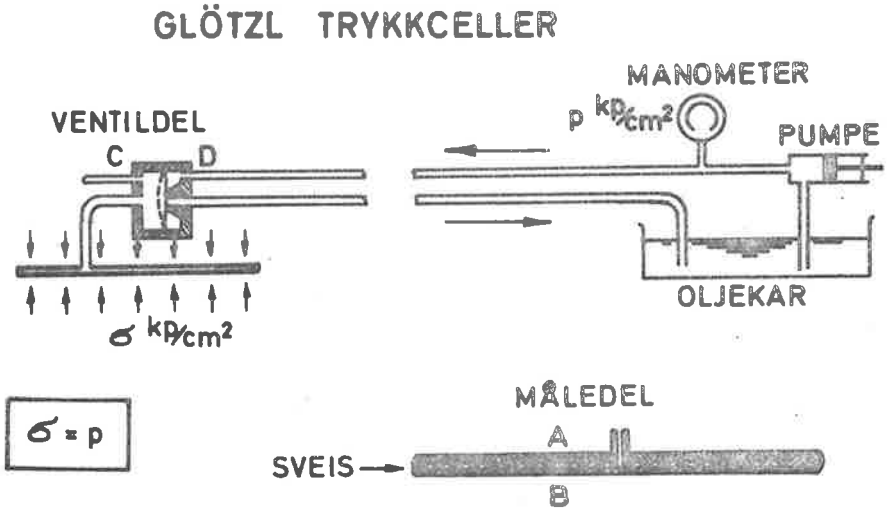


fig. 1
Prinsippskisse av den hydrauliske målemetode

Trykkcellene vi benytter oss av er av type Gløtzl og består av en måle- og ventildel. Måledelen består av to tynne stål-plater, se fig. 1, hvorav den ene er glatt (B) og den andre har oppfreste spor (A). Platene er lagt på hverandre og kantene er sveiset sammen. En mekanisk kraft kan derfor gå perpendikulaert igjennom begge platene uten at man får en

nedbøyning. Ventildelen består av to deler adskilt av en trykk-membran. Prinsippet er vist på den skjematiske fremstillingen. Venstre del (C) er fylt med hydraulisk olje (eller kvikksølv ved forventede høyere trykk) igjennom den lille påfyllings-stuss og forseglet. På denne del er det ved forseglingen dannet et lite overtrykk på ca 1 - 1.5 kp/cm^2. Høyre del har en ventilåpning som er lukket av membranen. Pumpes nå olje inn til høyre del av ventildelen, vil trykket stige til det blir samme trykk på begge sider av membranen. Økes trykket ytter-ligere, vil membranen bli presset ut til venstre og slippe olje inn i tilbakeføringsledningen, men på grunn av trykk-fallet vil membranen igjen lukke ventilen. Når man vedvarende pumper, vil ventilen stille seg slik at oljetrykket på pumpe-siden vil holde likevekt med trykket i måledelen og olje-trykket, som kan avleses på et manometer, gir således straks den målte spenning.

Vedrørende målingsnøyaktigheten kan man opplyse at ved Høyskolen i Karlsruhe har man registrert nøyaktigheten til ± 3 %.

Vi begynte våre forsøk med disse cellene i september 1968 og monterte da ialt 7 celler på et parti med sterkt sprakefjell i N.S.B.'s dobbeltsportunnel gjennom Lieråsen ved Oslo. 3 celler ble plassert loddrett på buens ringkraft og 4 lagt mot fjellet. Trykkelsen på betongen var fra 18 - 26 cm og

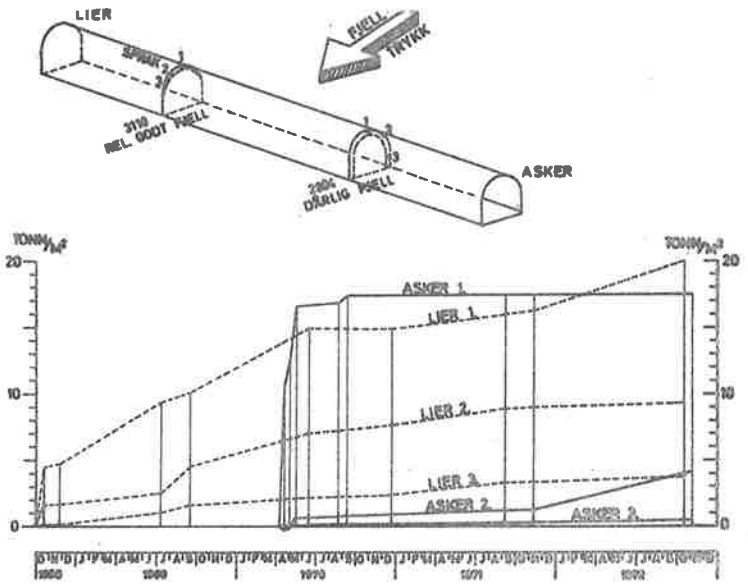


fig. 2

Oversikt over Lieråsen tunnel med måleresultater

belastningen fra fjellet ble så utregnet for de 3 cellene og direkte avlest for de 4.

I mars 1970 hadde man et meget dårlig, sterkt oppsprukket fjell i tunnelen. Vi fikk her mulighet til å montere 3 celler før støpeskjoldet ble skjøvet frem. Den støpte bues trykkelse var her ca 70 cm og cellene ble montert med den flate siden mot fjellet, for direkte å kunne avlese belastningen uten omregning gjennom buetykkelse og radius.

Resultatet av målingene (tabell 1) er vist på fig. 2. For cellene montert i 1968 (Liersiden) viser det seg stadig en viss stigning da fjellet på grunn av sprak ennå ikke helt har stabilisert seg.

Ringkraften har sin maksimale verdi på midten, men avtar raskt utover på grunn av den store friksjon mellom fjellet og sprøytebetongen. På cellene montert i 1970 (Asker-siden) har trykket bare vist en liten stigning på den side som er vendt mot fjellets største hovedspenning, mens cellen i toppen av buen ikke har vist noen forandring på ca 2 år. De store spenninger som opprinnelig var i fjellet, har blitt utløst umiddelbart ved sprengningsarbeidet og man kan gå ut ifra at ytterligere belastningsøkning neppe vil forekomme.

Sammenligner man snittene ved pel 2804 og 3118 ser man at belastningen på tunnelen har nesten samme størrelse, hvilket betyr at for denne bergart (Drammensgranitt) må man kunne

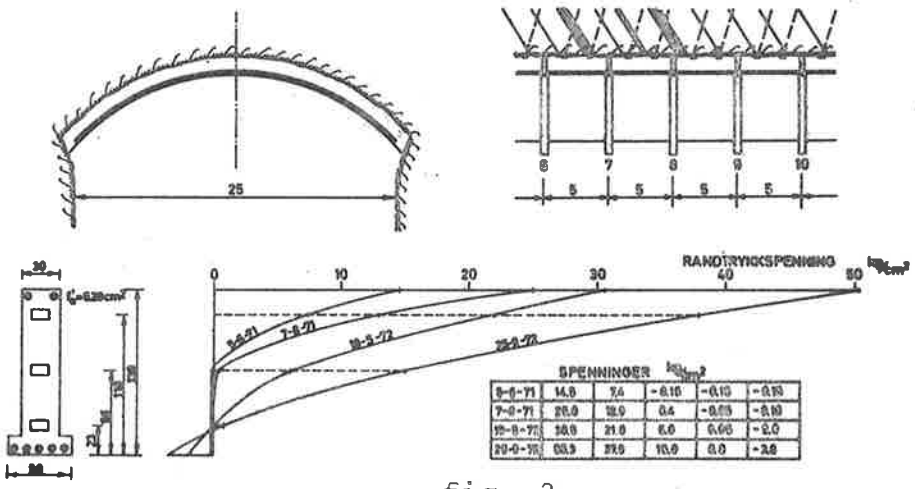


fig. 3

Betongbue i Oddahallen med måle-resultater og celleplassering i buen.

tillate seg å beregne sikringsbuer for en belastning på ca 20 tonn/m^2.

Ved den store idrettshallen i fjell i Odda som ble gjennomgått på fjellsprengningskonferensen i Oslo 1971, ble det nevnt at spenningsmålinger ble foretatt i to av sikringsbuene i taket på selve hallen. Buene som har en bredde på 30 cm, høyde på ca 130 cm og en lengde på ca 26 meter, har en senteravstand på 5 meter. I tverrsnittet på bue 8 loddrett på buens lengderetning, har vi i hallens senterlinje montert 3 celler over hverandre som vist på fig. 3. Cellene ble montert og innstøpt i slutten av april 1971 og første avlesning ble foretatt 5/6-1971 før taklamellene ble lagt opp. Senere avlesninger er alle med lamellene montert. Som man ser av kurvene har randtrykkspenningene øket betydelig siden oppvarmingsanlegget ble satt på i april 1972. En del av stigningen kan nok også tilskrives at fjellet har "satt seg", men man må nok regne med at det nok går ennå noen år før fjellet helt har stabilisert seg. Fig. 4 viser tilnaermet ringkraft i buen i den forløpne tid.

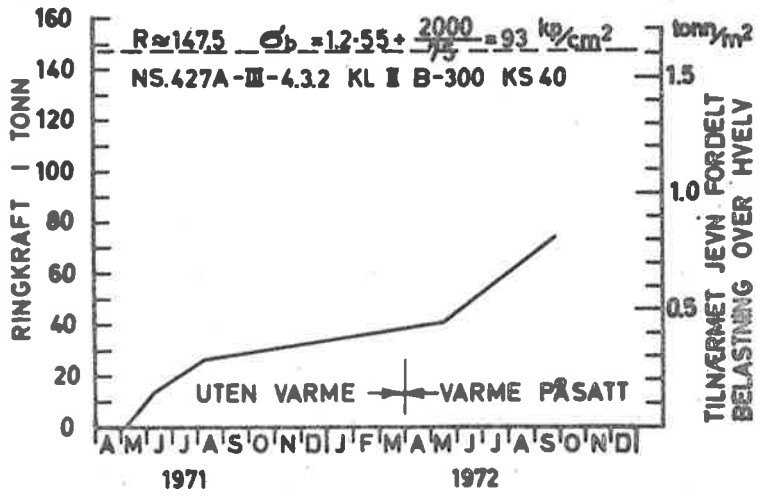


fig. 4

Økning av ringkraft i betongbue i Odda-hallen

Som et siste eksempel vil jeg ta med de målinger som er gjort i sjakten for Aurland I. Ca 50 meter opp i sjakten har vi montert 6 trykkceller mellom fjellet og betongen, fig. 5. Cellene ble primaert montert for å få en angivelse på størrelsen av spraket samt å finne ut når fjellet hadde stabilisert seg. Sekundaert for å måle belastningen på fjellet når vannet ble satt på. På fig. 5 er vist cellenes plassering og de 3 første måledata som viser spraktendensene. At vi fikk 0 tonn/m^2 på celle 1 og 8 tonn/m^2 på celle 4 skyldes nok at fjellet har spraket opp i lag som er blitt liggende og som etter annen avlesning har blitt lukket og har begynt å kunne ta opp belastninger. Oppe i hengen ved celle 4 har det som spraket løst, falt ned, slik at belastningen har kunnet registreres med en gang. På fig. 6 er inntegnet et polar spenningsdiagram som viser belastningen (skraffert) på fjellet ved et statisk vanntrykk på 74 kp/cm^2. Ved tidligere målinger

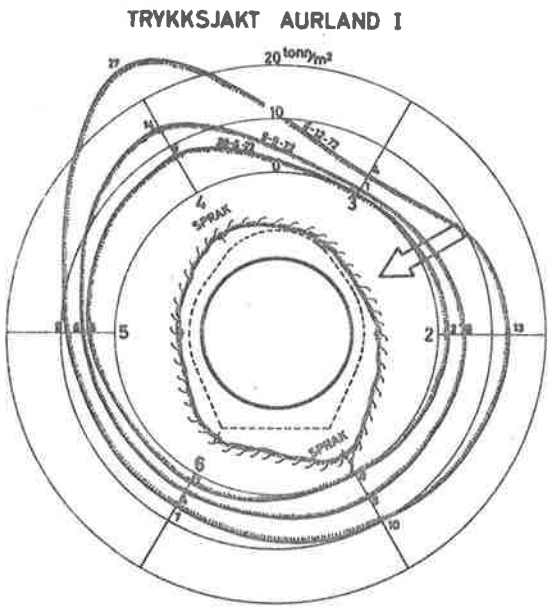


fig. 5

Belastningsøkning på betongen i trykksjakt Aurland på grunn av sprakefjell

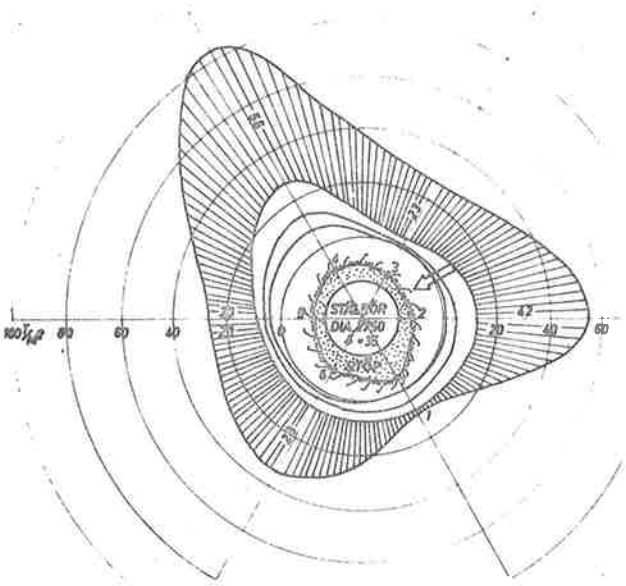


fig. 6

Belastningsøkning mot fjell på grunn av vanntrykk

foretatt av professor S. Westin, er deformasjonene i et analogt tilfelle målt for vanntrykk opp til 104 kp/cm^2.

Ved å sammenholde disse forsøk har man kommet frem til at av det statiske vanntrykk på 74 kp/cm^2, fordeler belastningene seg på røret med ca 38 kp/cm^2, på betongen med ca 33 kp/cm^2 og den målte middelverdi på fjellet med ca 3 kp/cm^2.

Vi håper iår på et nytt anlegg å få innebygget både hydrauliske trykkceller og strekklapper slik at en nøyaktig fordeling av belastningene kan foretas. Det kan muligens vise seg at stålrørene i trykksjakter kan få redusert sin godstykkelse.

TABELL I

LIER

Celle	10/9-68	15/10-68	27/11-68	4/7-69	18/9-69	16/6-70	21/12-70	7/9-71	11/11-71	17/10-72
1	0	4.46	4.75	9.41	10.10	14.94	14.94	16.05	16.27	20.02
2	0	1.57	1.63	2.51	4.53	7.02	7.70	8.90	9.00	9.38
3	0	0.05	0.06	1.02	1.60	2.18	2.32			3.77

ASKER

Celle	9/4-70	21/4-70	30/4-70	13/5-70	19/8-70	10/9-70	7/9-71	11/11-71	1/11-72
1	0	10.6	12.6	16.7	16.9	17.5	17.5	17.5	17.5
2	0	- 0.30	- 0.20	0.60	0.70	0.80	1.20	1.20	4.20
3	0	0	0	0.10	0.10	0.15	0.20	0.20	0.40

Alle verdier i tonn/m^2

DISKUSSION

Sten Elfman: Det är inte bara för konstruktörer inom bergtekniken som det är värdefullt, utan även för dem på arbetsplatserna som har att ta ställning till hur man ska sätta bultar under pågående tunneldrift och drift av bergrum. Den första fråga jag har gäller friktionskoefficienten, den var ungefär 33° som jag uppfattade det rörde sig om. Det verkar väldigt lågt i förhållande till vad man har sett i litteraturen, så där upp emot 45-50°. Kan det möjligtvis bero på att Bjurström huvudsakligen har räknat med rörelsefriktion, under det att man ju ofta vill få konstruktionen utan rörelse, alltså kan räkna med en vilofriktion. Det ligger då nära till hands att man kommer in på följande fråga: Måste man inte använda förspända bultar vid sådana konstruktioner, där man har både maskineri och betongkonstruktioner i närheten och man inte vill ha rörelser i berget? Det är ju vår strävan vid de permanenta konstruktionerna att inte få någon rörelse.

Sten Bjurström: Den första frågan gällde friktionsvinkeln. Det redovisade värdet på friktionsvinkeln Ø avser en tämligen slät yta. Jämfört med skrovliga ytor i ingrepp visar försöken att dessa ytor har en betydligt lägre friktionsvinkel och ingen större skillnad i värdet mellan vad Sten Elfman vill kalla rörelse och vilofriktion. Dessa begrepp kan vara förvillande när det gäller bergfogars friktion. För en skrovlig bergyta i ingrepp kan man vid ett första belastningstillfälle uppmäta ett toppvärde på friktionsvinkeln, t ex 50-55° för en granitfog, just innan någon märkbar rörelse skett i fogen. Efter några mm rörelse reduceras skjuvmotståndet avsevärt. Om rörelsen avstannas kommer man ej vid förnyad skjuvpåkänning och rörelse i fogen att få ett liknande toppvärde, som avsevärt skiljer sig från skjuvmotstånd under rörelse.

För att få räkna med de högre värdena - vad som av Sten Elfman kallats vilofriktionen - måste man vara säker på dels att ej

rörelser tidigare skett i fogen, dels att dessa kommer att begränsas till någon mm.

Den andra frågan gällde huruvida man var tvungen att förspänna bultar vid kombinationskonstruktioner, berg och betong när man vill undvika rörelser. Vilken bulttyp som skall användas beror dels på fogens typ och "livshistoria", dels på kravet när det gäller rörelser. Vid bultning av skrovliga fogar som ligger i gott ingrepp visar vissa försök att även ej förspända, helt ingjutna bultar tar last efter mycket liten deformation - efter någon mm - bl a beroende på att fogen vid rörelse måste vidgas (dilatera). Släta ytor eller skrovliga ytor ej i gott ingrepp kräver sannolikt ofta uppspännande och friktionsmobiliserande rörelser överstigande vad t ex en rörelsekänslig betongkonstruktion tål. I dessa fall innebär en förspänning extra säkerhet.

Sten Bergman: Jag undrar om inte en av de väsentligaste insikterna, som kommer fram ur Bjurströms undersökningar i alla fall är den, att den av Elfman kanske litet hastigt angivna målsättningen, att man skulle kunna bulta och därmed få berget fast utan rörelse, den har fått ett grundskott. Man kan inte bulta och tro att berget sedan kommer att ligga fast. För att jag skall kunna mobilisera fogfriktion till en storlek, som är meningsfylld vid förstärkningsproblemet, så måste friktionskraftens uppbyggnad vara förbunden med en viss rörelse - och detta gäller också när jag använder förspända bultar. Om man har naturliga fogar med klara ingrepp, så kommer förspänning - - och det kan vara fråga om en måttlig förspänning - att kunna vara motiverad för att säkra detta ingrepp och för att kunna mobilisera just toppfriktionsvärdet. Som synes av alla dessa försök, så är emellertid även uppnåendet av toppfriktionsvärdet förbundet med en väsentlig deformation av storleksordning millimetrar, och detta är en insikt som vi får honorera. Så småningom bör den väl leda till en bättre förståelse av vilka situationer, som motiverar slakbultar respektive förspända bultar.

Jag har också en fråga att ställa till ingenjör Schach. Han redovisade en del tryckdiagram, där man kring olika sektioner har mätt tryckens fördelning. Vid ISRM-symposiet i Luzern 1972 redovisades också en serie liknande diagram som schweizare och andra syderopéer hade gjort. Det slår mig varje gång jag ser dessa, att nästan alltid är fördelningarna ojämna och detta på ett sådant sätt, att det inte finns någon statisk jämvikt i en sådan här sektion. Detta tycks inte heller irritera dem som gör de här undersökningarna. Jag har aldrig sett någon som kommenterat detta förhållande. Om inte mina mekaniska begrepp är alldeles fel, så skulle detta innebära, att antingen mätningarna inte är korrekta, eller också att dessa tunnlar är på vandring. En kommentar till detta skulle jag uppskatta.

Rudolf Hiltscher: Betr. användning av Glötzl-mätare och frågan av docent Bergman om mätningarna eventuellt kunde vara felaktiga, kan jag svara följande. Vi sysslar med Glötzl-givare sedan 15 år tillbaka och vi har gjort den erfarenheten, och det vet man allmänt, att om man gjuter in en sådan givare, då kan det bli krympfogar mellan givaren och betongen och då mäter givaren inte riktigt. Det har vi upptäckt redan när vi byggde in dessa givare i valvdammen i Vargfors och därför konstruerade vi en tillsats till Glötzl-givaren, nämligen ett s k efterspänningsrör, med vilket man kan pumpa in mera kvicksilver i blåsan, dvs i dubbelmembranen som utgör givaren och därmed fylla ut dessa krympfogar. Dessa förbättrade givare saluförs av Glötzl sedan den tiden vad jag vet. Jag undrar, har ingenjör Schach använt givare med efterspänningsrör? Om man inte använder dem, kan man inte alls garantera att mätningen blir riktig. Vi håller just på att undersöka dessa förhållanden och vi kan också bevisa i vilket fall mätningen är riktig och i vilket fall vi mäter fel.

Ragnar Schach: Til Sten Bergmans spørsmål om den ujevne spenningsfordeling kan jeg si om det viste profil fig. 5 og 6 at i dette tilfelle (fall) har fjellet hatt betydelige sprak

som er skallet av opp ved celle 4, mens avskallingen nede ved celle 1 har blitt liggende. Dessuten ligger her ved celle 1 sveiseskjøten på røret som gir forandringer i spenningsbildet. Ser man på fig. 6 som skraffert viser økningen fra påsatt vanntrykk, vil man finne at summen av spenningene på diametralt beliggende celler tilnaermet er like 57 - 62 - 51 kp/cm^2. Fjellet er jo ikke en homogen masse, så jeg tror ikke at man får like verdier rundt et profil.

Til prof. Hiltscher kan jeg si at jeg meget godt kjenner til celler med etterspenningsrør, men i de tilfeller hvor vi har fått mulighet til å bygge inn våre celler, har beliggenheten umuliggjort anvendelse av disse. Rundt stålrør i trykksjakter skulle mellomrommet p g a svinn i betongen ha vaert utfylt, men dette rom er større enn det en etterspenning av cellen kan klare. Ved påsetting av vanntrykk vil røret utvide seg så meget at fordelingen av trykket til betongen blir jevn. Mellom fjellet og betongen blir forholdene mere kompliserte spesielt p g a ujevn betongtykkelse rundt røret. Mellomrommet er her betydelig mindre enn ved røret og celler med etterspenningsrør hadde her med fordel kunne benyttes.

Norbert Krauland: Sten Bjurströms framställning av problemen kring ingjutna bultar som förstärkning av sprickplan och behandlingen av dessa problem är mycket intressant.

Enligt denna framställning kan man urskilja tre stadier och tre mekanismer för en bults funktion vid glidning längs en bergspricka:

- i första stadiet mobiliseras friktionskraften längs sprickplanet och dragkraft i bulten
- i andra stadiet ökar bultens motstånd genom mobilisering av dymlingsverkan
- i tredje stadiet inträder brott genom avskjuvning av bulten

Det visades ett foto av en bult efter försöket, där bulten var deformerad så långt att bultens axel i sprickplanet var riktad parallell med sprickplanet. Jag skulle vilja ställa frågan om inte i detta fall effekten av bultförstärkningen i praktiken är lika med bultarnas draghållfasthet. Således skulle bultens draghållfasthet bli avgörande för bultförbandets styrka i slutskedet. Det verkar inte heller troligt att bultförbandet får tillskrivas en ökning av friktionskrafterna i slutskedet.

Sten Bjurström: När det gäller att särskilja olika effekter vid olika belastningsskeden intill brott är vi naturligtvis mycket osäkra, då en dylik studie kräver betydligt mera omfattande undersökningar än vad som gjorts.

När det gäller bultar placerade i flack vinkel mot fogen, där vi konstaterat typiska rena dragbrott, är det högst sannolikt att bultens draghållfasthet bestämmer brottstyrkan. Huruvida man i detta skede kan tillgodoräkna sig någon friktionsförhöjning på grund av att bulten pressar samman fogar torde bero på den exakta brottgeometrien hos bulten.

För mer brantstående bultar spelar sannolikt skjuvpåkänningarna på bulten större roll. Här borde ett kombinerat drag/skjuvspänningstillstånd lägre än bultens draghållfasthet styra brottstyrkan.

Sune Granström: Jag har en fråga till Sten Bergman, betr. hans påpekande om jämviktstillståndet kring tunneln: "Är bedömningen gjord med hänsyn till ett enstaka snitt eller till flera snitt efter varandra?" Det är ju så, att spänningsvärdena har redovisats snittvis och tuberna är så styva att spänningar med olika fördelning i olika snitt kan komma att jämna ut varandra.

Sten Bergman: Just i det här fallet redovisas endast ett enstaka snitt, men jag har sett redovisningar, jugoslaviska och schweiziska, där man har kunnat följa en längre sträcka och där alla tryckdiagram uppvisar samma asymmetri. Jag kan inte komma till någon annan slutsats än att då borde tunneln vandra, om mätningarna är korrekta. I varje fall borde det vara en väsentlig fråga att reda ut vad som är sanning i sådana fall.

MIKROSEISMÄTNINGAR I NÄSLIDENGRUVAN

Bergsingenjör Lars Österblom, Boliden AB, Boliden

Inledning

Den ökade graden av mekanisering i våra gruvor och underjordsanläggningar har medfört att den forne bergarbetaren - bergsmannen - alltmer övergår till att bli maskinoperatör. Som en konsekvens av detta avtar den direkta kontakten med och den manuella observationen och övervakningen av bergväggar och -tak. Någon annan form av övervakning måste komma i stället.

Gruvforskningen i Sverige har sedan flera år bedrivit utveckling på mikroseisområdet för detta ändamål.

Mikroseismer

Mikroseismer är som bekant akustiska fenomen. Fenomenet uppstår som en följd av brottprocesser som pågår i berget. Brottprocessen börjar lång tid före ett eventuellt ras, varför registrering av mikroseismerna kan användas som varning för ras.

Mikroseismerna är ej hörbara, utan måste förstärkas på elektronisk väg för att kunna avlyssnas eller registreras.

Målsättning

Målsättningen för denna undersökning som bedrivs av Gruvforskningens Ämneskommitté II, Bergbrytning, är:

1. Söka finna ett samband mellan impulstäthet av mikroseismer och ras samt att med hjälp av detta samband kunna förutsäga ras.

2. Utprovning till driftsmässiga krav av befintligt instrument för övervakning av stabilitet med mikroseismik.

Försöksmetod

Avsikten är att man under en längre tid ska registrera mikroseismer i en gruva. Samtidigt registreras händelserna i gruvan som har betydelse för brytningsrummens stabilitet, t ex sprickbildning och eventuella ras. Med detta material ska man se hur klart samband det finns mellan ökad impulstäthet av mikroseismer och ökad instabilitet i gruvan.

Under mätningarnas gång ska instrumentets driftsduglighet testas.

Den utrustning som används vid mätningarna är konstruerad efter tidigare gjorda erfarenheter med mikroseisutrustningar och bygger på impulstäthetsprincipen (1,5).

Försökets uppläggning och omfattning

Försöket leds av personal från Boliden Aktiebolags bergmekaniksektion och igångsattes under första halvåret 1972. Som undersökningsgruva har man valt Näslidengruvan, där en del långsiktiga bergmekaniska mätningar sedan gruvstarten äger rum.

Registrering av mikroseismer sker nattetid och under helger då ingen verksamhet förekommer i gruvan. Pågår arbete i gruvan registreras nämligen det av utrustningen och går ej att särskilja från mikroseismer. Utrustningen kopplas automatiskt till och ifrån vid registreringsperioderna. Registrering av händelserna i gruvan erhålles från brytningsförmännens dagboksanteckningar, se figur 1 och 2.

Gruvan

Näslidengruvan är en modern igensättningsgruva med en malmkropp som figur 3 visar. Malmen består i huvudsak av svavelkis, zinkblände och kopparkis. Gruvan bryts på 3 rum från

160, 260 och 360 meters nivåer och med rumsbredder upp mot 25 m.

Utrustningen

Mikroseisutrustningen, som ägs av Gruvforskningen, består till vissa delar av den utrustning som beskrevs här på Bergmekanikdagen 1969 av Helfrich, men är kompletterad och utbyggd för nio geofoner (2).

Utrustningen består nu av följande huvudkomponenter:

9 st	Geofoner, typ MTC-GMS
1 "	Förstärkarenhet, typ MRE-AT
1 "	Nivåkretsenhet, typ MRE-RU
1 "	Elektronisk räkneenhet, typ MRE-CDA, innehållande elektroniska räknare, elektroniska minnen, digital-analogomvandlare bl a
1 "	Skrivare, typ Philips PR-3500

ADELTA AB som konstruerat tidigare versioner av mikroseisutrustningar, som Gruvforskningen har testat, har även kompletterat och byggt ut denna. Medlen till detta, ca 60.000 kronor, har erhållits från Styrelsen för Teknisk Utveckling med så kallad villkorlig återbetalningsskyldighet.

Geofonen består av en elektromagnetisk givare med förstärkare och har en resonansfrekvens av omkring 1000 Hz.

Inplacerade i borrhål i rumstaket och fastspända med en träkil ca 30 cm in sitter 3 geofoner på varje brytningsrum, två nära respektive brytningsfront och en centralt på rummet. Med denna utplacering har man en begränsad möjlighet att lokalisera knäpparna.

Geofonerna är med en skärmad specialkabel förenad med den övriga utrustningen som är placerad ovan jord i gruvans

driftscentral. Signalerna från geofonerna passerar där förstärkare och nivåkrets och går via det elektroniska räkneverket och digital-analogomvandlaren till en 12-kanalig skrivare, se figur 4.

Skrivaren, en konventionell Philips 12-kanalig punktskrivare, sitter placerad i driftscentralens kontrollpanel, se figur 5.

Av skrivarens 12-kanaler utnyttjas nio för geofoner. Skrivarfältet är indelat i tre områden, ett för vardera brytningsrum och de resterande tre kanalerna markerar nollinje för respektive område. För att särskilja de tre geofonerna på rummet så skrivs impulstätheten ut med olika färger för varje geofon. Av konstruktions- och kostnadsskäl har man valt att maximera antalet möjliga impulser per tidsenhet som kan registreras, till 256 och det är möjligt att variera impulstätheten till att gälla per minut eller per fem minuter.

Resultat

Undersökningens första del inriktades på att inarbeta rutiner för geofonmontering och kabeldragning på rummen, vilket medför vissa problem.

Några egentliga resultat föreligger inte ännu, men under 1972 inträffade ett litet ras eller egentligen en släppa av en del av det överhäng som brytningsfronten består av. Detta har registrerats av mikroseisutrustningen och framgår av figur 6.

På figuren ser man den lugna tisdags-, onsdags- och torsdagsnatten som visar det normala förhållandet. Fredagen och lördagen uppvisar däremot en markant ökning av aktiviteten, som sedan avtar till söndagen. Raset upptäcktes på måndagsmorgonen av brytningspersonalen och man kan med största sannolikhet förmoda att raset skett under lördagen. Detta exempel visar sambandet mellan mikroseisaktivitet och ras för Näsliden-gruvans del.

Man har vid detta tillfälle inte förvarnat för raset, men brytningspersonalen har varit medvetna om läget genom kännedom om de sprickor som fanns vid detta område.

Erfarenheter

Av de hittills vunna erfarenheterna kan vi bl a nämna:

1. Det är mycket svårt att hålla kablarna på brytningsrummen oskadade, då man vill ha geofonen nära själva brytningsfronten.

2. Om gruvspelet körs under mätperioderna åstadkommes störningar, trots att mikroseiskabeln är kraftigt skärmad. Detta har liten betydelse för själva mätningarna, då man mycket sällan kör spelet nattetid eller under helger, men det medför vissa svårigheter att under dagtid kontrollera utrustningen efter t ex en geofonförflyttning.

3. Utrustningen fungerar tekniskt tillfredsställande och fyller de krav som specificerades vid instrumentets ombyggnad.

Diskussion

Av det visade resultatet framgår att man i efterhand kan konstatera att det har varit ett ras. Utrustningens ändamål är dock att förvarna för ras, varför ytterligare arbete återstår innan sambandet mikroseisaktivitet och instabilitet är helt klarlagt.

Man kan inte med denna utrustning studera om det före ras sker förändringar hos mikroseismernas amplitud, frekvensspektrum eller energi. Dessa variabelförändringar kan kanske också ge värdefull information och tjäna som förvarning inför ett ras (1,4). Med den befintliga utrustningen kan man ej heller i vidare betydelse lokalisera uppkomna knäppar (3).

Framtidsplaner

I framtiden är det tänkt att brytningsförman ska se efter på skrivaren om det har varit en onormalt hög impulstäthet under natten. Skulle mikroseisaktiviteten ligga över den nivå man nu under försöksmätningarna ska försöka fastlägga som s k risknivå eller skulle aktiviteten uppvisa andra likheter med vad man finner vara signifikanta före ras, så ska förmannen vidtaga åtgärder; förstärka det misstänkta partiet eller utrymma brytningsrummet helt t ex.

Fortsatta undersökningar

Under våren 1973 ska en detaljstudie göras på geofonernas riktningsberoende samt mikroseismernas dämpning i berg. Därefter ska den ursprungliga långvariga registreringen återupptas. Vissa förundersökningar ska också ske beträffande möjligheten att analysera mikroseismernas fysiska egenskaper.

REFERENSER

1. Chugh Y P
   Hardy JR H R
   Application of Microseismic Techniques in Mining
   B H U Mining Magazine Vol 2 1970

2. Helfrich H K
   Självregistrerande mikroseismätningar med ADELTAS utrustning MRE
   IVA-rapport 18, 1969

3. Leighton F
   Rock noise source location techniques
   Bureau of Mines, Report of Investigations 7432, 1970

4. Blake W
   Duvall W
   Some fundamental propertes of rock noises
   Soc of Mining Euginens AIME Transactions vol 244, sept 1969

5. Stateham R
   Vanderpool J
   Microseismic and Displacement Investigations in an Unstable Slope
   Bureau of Mines. Report of Investigations 7470, jan 1971

SUMMARY

Microseismic measurements at the Näsliden Mine, Boliden AB, Sweden

Microseismic observations are to be used for the prediction of roof falls. The present investigation aims at establishing the feasibility of such a prediction as well as the suitability of the instrumentation.

Apparatus for recording the microseismic activity in the Näsliden Mine is discribed. The apparatus allows the recording of the microseismic impulse rate as sensed by nine independent geophones which are placed in the roof of the three stopes in Näsliden Mine. The amplifier and the remaining equipment are set up into the control room of the mine. The noise rates are printed out on a 12-channel recorder.

An example illustrates the correlation between increased microseismic impulse rate prior to a minor roof fall with its actual occurence.

Figur 1 Översiktsskiss
Figure 1 Principal sketch

Figur 2 Praktisk tillämpning
Figure 2 Practical application

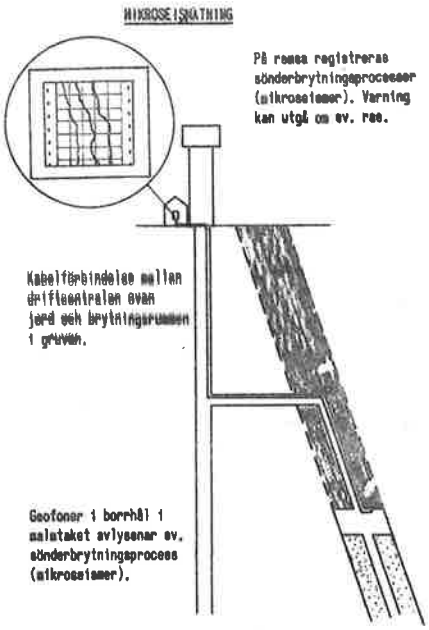
Figur 3 Näslidengruvan
Figure 3 The Naesliden Mine

Figur 4 Mikroseisutrustning MRE, ADELTA AB
Figure 4 Microseis Metering Device MRE, ADELTA AB

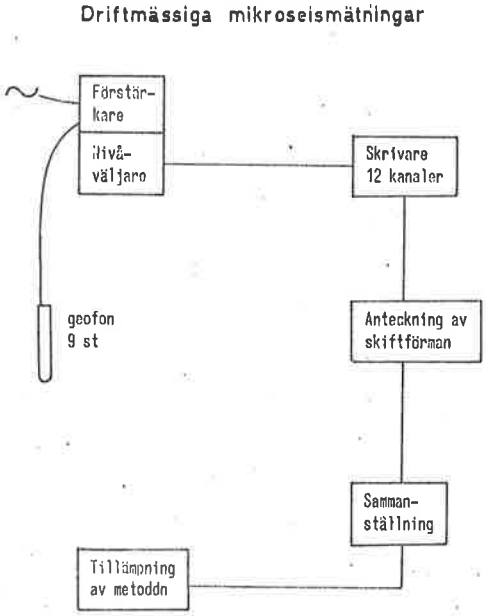
Figur 5 Skrivarenhet Philips PR 3500
Figure 5 Printer in the control panel Philips PR 3500

Figur 6 Mikroseisaktivitet i samband med ras av ett ca 8 m^3 block. De uppmätta impulserna har överstigit skrivarens maximalvärde 256 knäpper/5 minuter, därav de kapade topparna.

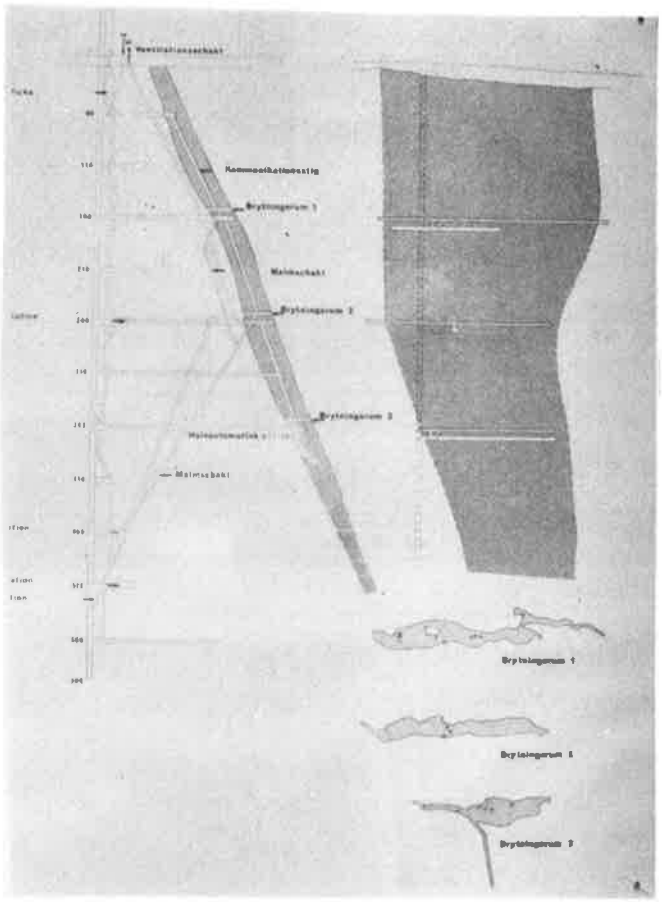
Figure 6 Microseis activity connect with a slip of about 8 m^3 block. The registered impulses have exceeded the maximal value of the printer 256 microseismims per five minutes, from that the cut off tops.



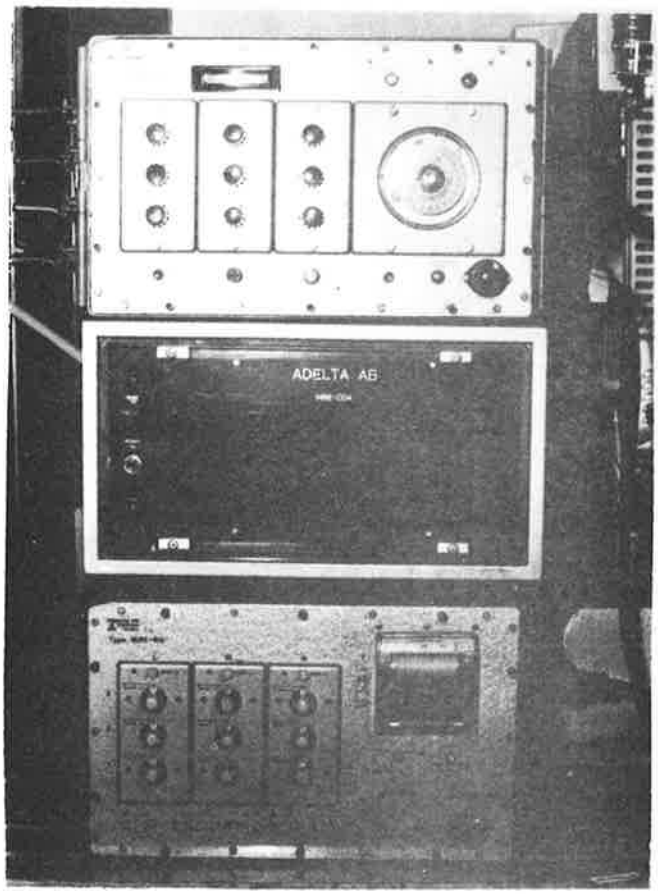
Figur 1 Översiktsskiss
Figure 1 Principal sketch



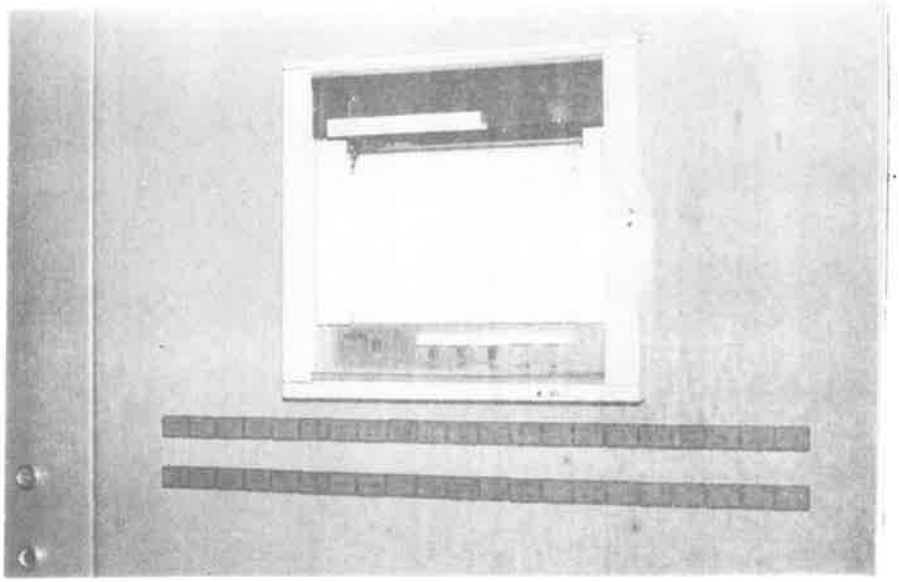
Figur 2 Praktisk tillämpning
Figure 2 Practical application



Figur 3 Näslidengruvan
Figure 3 The Naesliden Mine

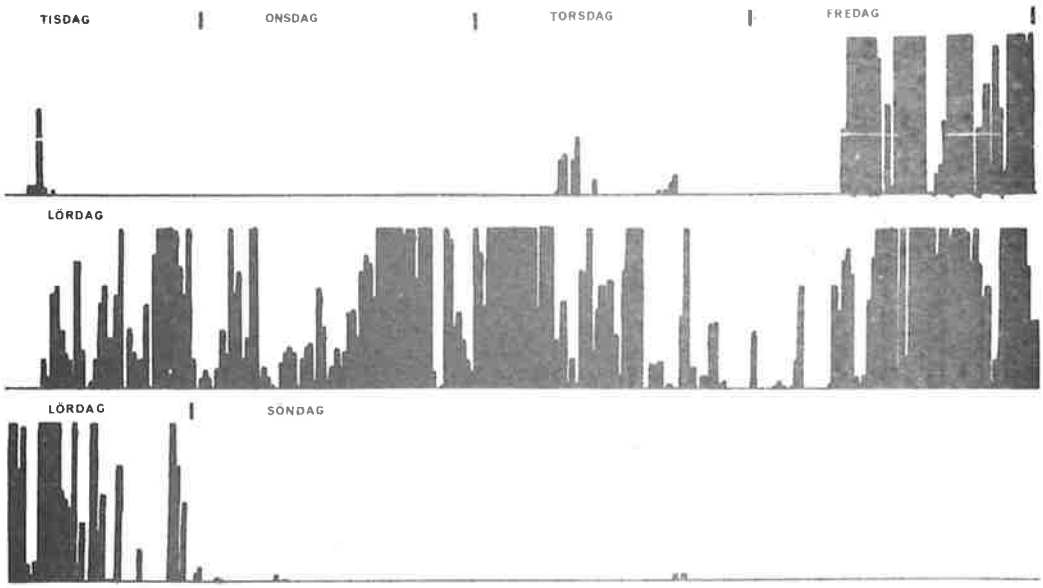


Figur 4 Mikroseisutrustning MRE, ADELTA AB
Figure 4 Microseis Metering Device MRE, ADELTA AB



Figur 5 Skrivarenhet Philips PR 3500

Figure 5 Printer in the control panel Philips PR 3500



Figur 6 Mikroseisaktivitet i samband med ras av ett ca 8 m^3 block. De uppmätta impulserna har överstigit skrivarens maximalvärde 256 knäpper/5 minuter, därav de kapade topparna.

Figure 6 Microseis activity connect with a slip of about 8 m^3 block. The registered impulses have exceeded the maximal value of the printer 256 microseismims per five minutes, from that the cut off tops.

BERGFÖRSTÄRKNING MED PLASTINGJUTNA BERGBULTAR I KVARNTORP - DRIFTSERFARENHETER

Överingenjör Björn Gising, Yxhults Stenhuggeri AB, Hällabrottet

Ytongbolagen tillverkar byggmaterial - och för fabrikationen i Kvarntorp utanför Örebro i Närke användes en kambrisk sandsten - s k lingulidsandsten. Den utgör råvara för:

- MEXI kalksandsten
- Ytongelement och Ytongblock
- Specialsand med hög kvartshalt

Brytningen av sandstenen sker under jord och uppgår idag till 300.000 ton/år. En ökning till ca 400.000 ton/år är planerad.

När brytningen påbörjades 1967 valdes rum och pelarbrytning med takförstärkning med ingjutna bergbultar såsom metod. Man förväntade att kraven på säkerhet och kostnad kunde uppfyllas.

De geologiska förutsättningarna framgår av bild 1. De kambriska sedimenten täcker stora delar av Öster-Närke och består som synes av bild 2, av sandsten - underst Mickwizia - därefter lingulidsandsten, fosforitsandsten och grön lerskiffer. Till sedimentserien hör också en ortocerkalksten upp till 20 m mäktighet.

På denna profil kan man även se brytningsrummens bredd och höjd.

Brytningsmetoden är alltså rum- och pelarbrytning enligt ett system med ca 100 m långa rum, ca 11 m bredd och 5 m takhöjd.

Pelarbredden mellan rummen är ca 5 m. Från starten har brutits ca 1,5 milj ton eller ca 11 kilometer rum.

Brytningens olika moment utförs enligt standardiserade metoder och med anpassad utrustning. Bild 3 visar principiellt hur borrning, laddning, sprängning, lastning, transport och takförstärkning tillgår. Personalen som totalt består av ca 15 man utför flera olika arbetsmoment.

Takförstärkningen syftar till att uppnå 20-30 faldig säkerhet. Bergbultarna sätts upp med hålavstånd 1,8 m och radavstånd 1,8, vilket ger ca 3,2 m^3 per bult. Längden är 1,8 m. I början användes cementgröt för ingjutning - sedan 1969 s k plastingjutning.

Borrning och uppsättning av bultar utförs från ett speciellt aggregat, bestående av en lastbil med två svängbara bergborrmaskiner.

Aggregaten betjänas av två man. Borrhålsdiameter 31-27 mm.

Bergbultarna tillverkas av kamjärn - KS 40 - med diameter 20 mm och 1.800 mm längd. Gängans längd 100 mm. Bultbrickan är 4 mm tjock och 2 st sätts på varje bult. Kostnad för bult med brickor och mutter är idag 8:80 kr/st. Vid avsprickning av tunnare skikt användes även 3/4" "expanderbult", dock i liten utsträckning.

För plastingjutning användes "patroner" om 500 mm längd och ca 25 mm diameter. I varje patron finns ett glasrör med komponenter för den kemiska härdningsprocessen. Se bild 4.

Plastpatronerna är tillverkade i Frankrike.

I varje hål användes tre patroner, som införs och därefter trycks upp i hålet med bergborrmaskinerna. Bild 5.

Därefter används en handhållen borrmaskin för blandningen av komponenterna i plastpatronen. För att förbättra blandningseffekten böjs bergbultarna något. Efter ca 1 1/2 timme betraktas härdningsprocessen i stort sett avslutad.

Metoden med plastpatroner är patentskyddad. Anspråken avser:

- Komponenterna införes åtskilda i hålet
- Blandning genom bultens rotation
- Komponenternas emballering

Belastningsprover utförs systematiskt. Vid provdragning brister bulten i gängan vid ca 16 tons belastning. Även vid användning av endast 2 patroner brister i de flesta fall bulten i gängan. Cementingjutna bultar har erhållit lägre medelvärden på grund av att vatten ibland sköljer ut cementgröten delvis.

Kostnaden för plastingjutna bultar i jämförelse med cementingjutna är högre. Mantimmar per bult vid cementmetoden ca 0,42 vid plastmetoden 0,25. Plastpatronerna är dock väsentligt dyrare än cementgröten, varför merkostnaden per ton sandsten hos oss utgör ca 6 öre. Vi importerar dock plastpatronerna direkt från Frankrike. Skulle vi tvingas köpa genom den skandinaviska representanten skulle merkostnader per ton sandsten stiga anmärkningsvärt till ca 17 öre.

För oss innebär den kortare härdningstiden vid ingjutning med plastpatroner stora fördelar. Bulten sitter också säkert fast i hålet. Problemet med cementexem, som personalen drabbades av, är borta.

Till sist några ord om kontroll av deformationsprocessen vid brytningen.

Då brytningen sker nära markytan har vi funnit det vara tillräckligt att mäta nedböjningen vid ett antal mätpunkter med precisionsavvägning. Mätningarna visar små förändringar som ej ger anledning till ändring av brytnings - takförstärkningsmetod.

I vissa områden uppträder lokalt störningar som krävt ytterligare förstärkningar. Där kontrolleras förändringarna med s k mätbultar för skjutmåttsavläsning, bild 6. Vidare används en s k borrhålskikare.

RESUMÉ

Sandsten utgör basråvaran i de produkter - lättbetong och kalksandsten - som tillverkas vid YTONG:s fabriker i Närkes Kvarntorp. Den aktuella sandstensfyndigheten har en mäktighet på ca 8 meter och ligger 30-40 meter under marknivån. Underjordsbrytning tillämpas vid bearbetning av fyndigheten. Takberget i gruvan har låg hållfasthet, varför stora krav ställes på takförstärkningen. Det direkta taket förstärkes medelst bergbultning. Bultavstånd i såväl brytningsriktning som i orternas tvärriktning är 1,8 meter. Borrning av hål för bergbultar utföres med ett specialbyggt borraggregat. Tidigare användes cement för infästning av bergbultar. Numera infästes bergbultarna med polyesterplast enligt en patenterad metod. Den direkta kostnaden för bergförstärkning med polyesterplast som infästningsmedium är högre än med cement, men den ökade säkerheten och de yrkeshygieniska fördelar som uppnås uppväger merkostnaden.

SUMMARY

Sandstone is the basic raw material of the products - aerated concrete and sand-lime brick - manufactured in the YTONG factories at Närkes Kvarntorp. The sandstone deposit, which is worked by underground mining, has a thickness of about 8 m and lies 30-40 m under ground level. The roof of the mine is unstable, and therefore great attention must be paid to the reinforcement of the roof. The direct roof is reinforced by rock bolting. The bolt distance in the working direction as well as across the drifts is 1.8 m. A specially built drilling equipment is used for drilling the bolt holes. Formerly the bolts were fixed by cement grouting. Today they are fixed with a polyester plastics by a patented method (German). The direct cost of reinforcing the rock using polyester plastics for fixing the bolts is higher than using cement, but the increased safety and the advantages with respect to industrial health reached by this method compensate for the extra cost.

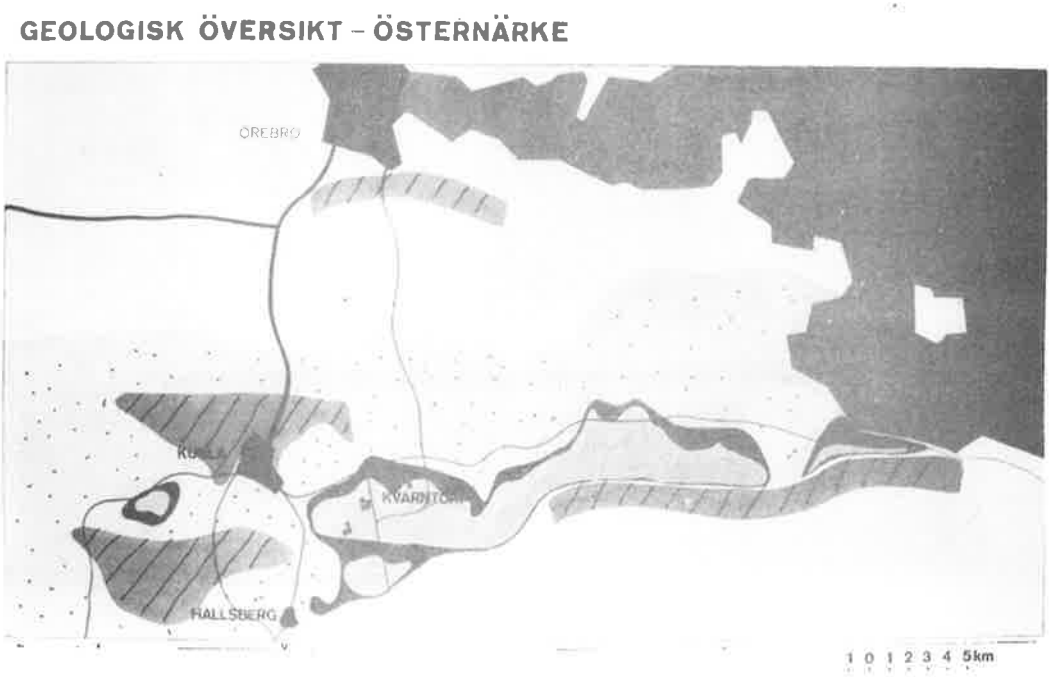


Bild 1 Geologisk översikt, Östernärke

Område markerat: Prekambrisk, grå sandsten
Kambrisk, mörkt grå sandsten
Svart skifferlera
Ljust grått alunskiffer
Medelgrått kalksten

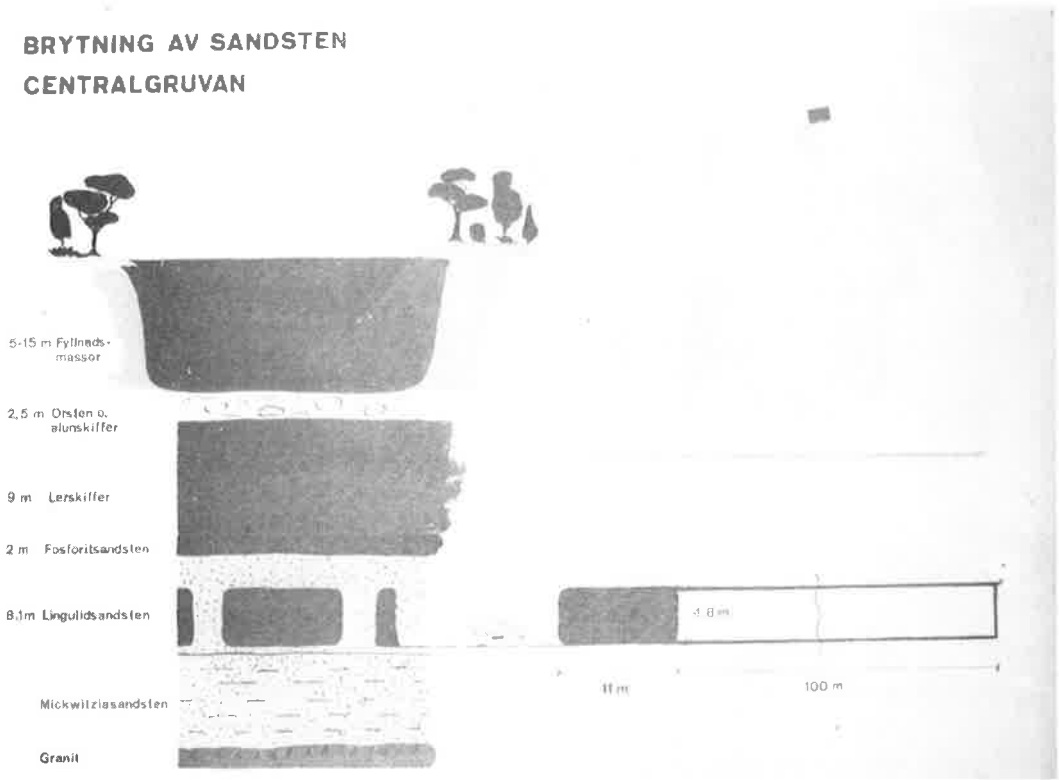


Bild 2 Geologisk profil samt plan över brytningsrummet

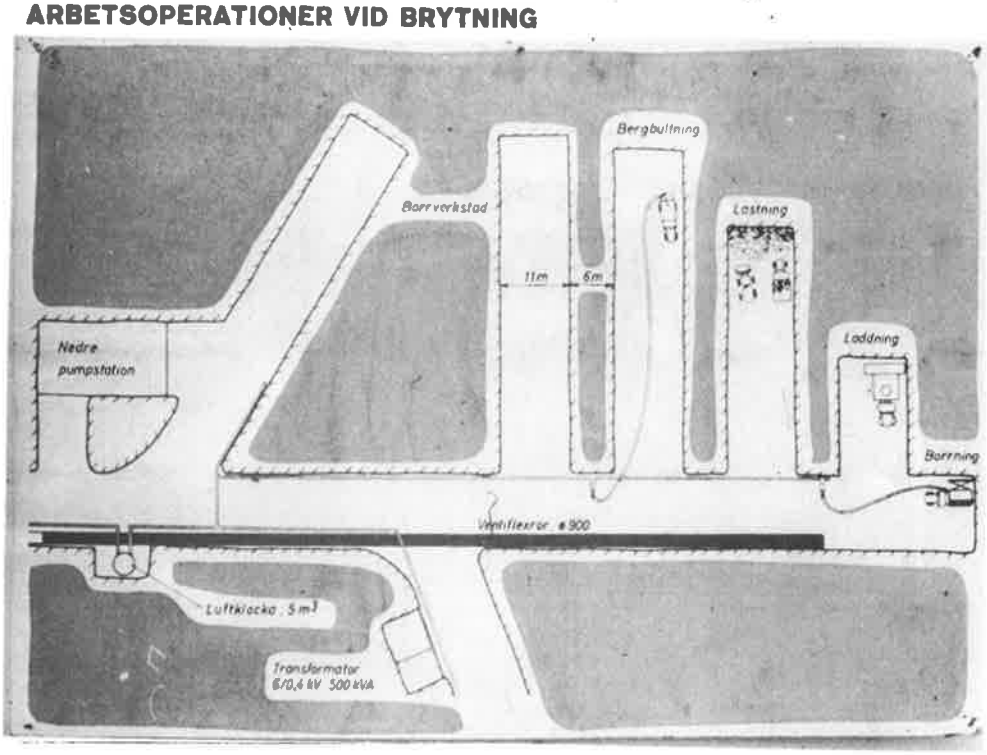


Bild 3 Arbetsoperationer vid brytningen

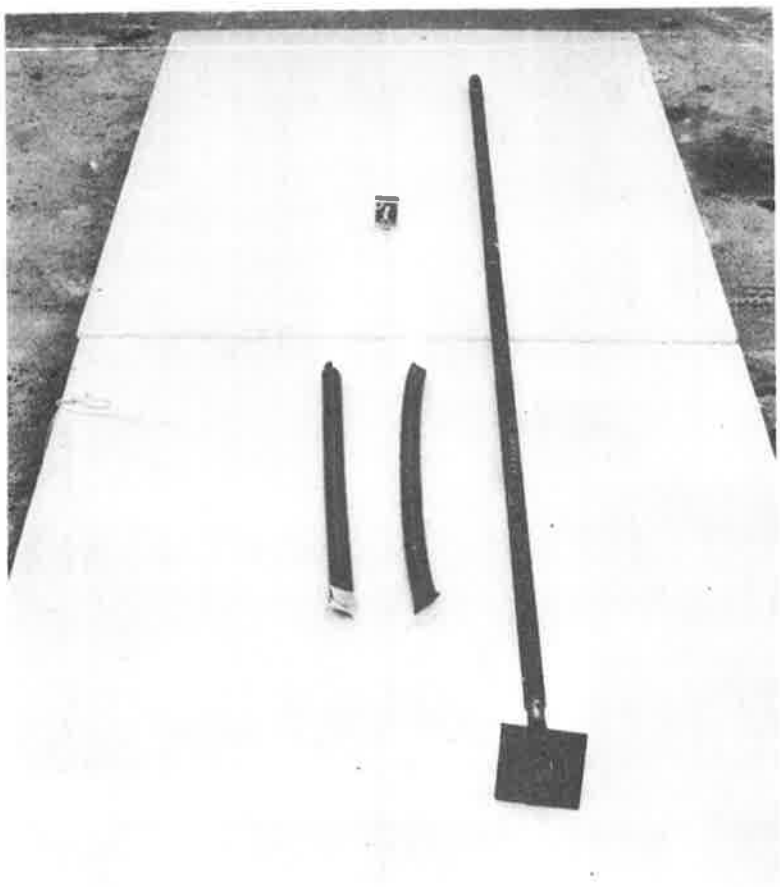


Bild 4
Bergbult och
plastpatroner

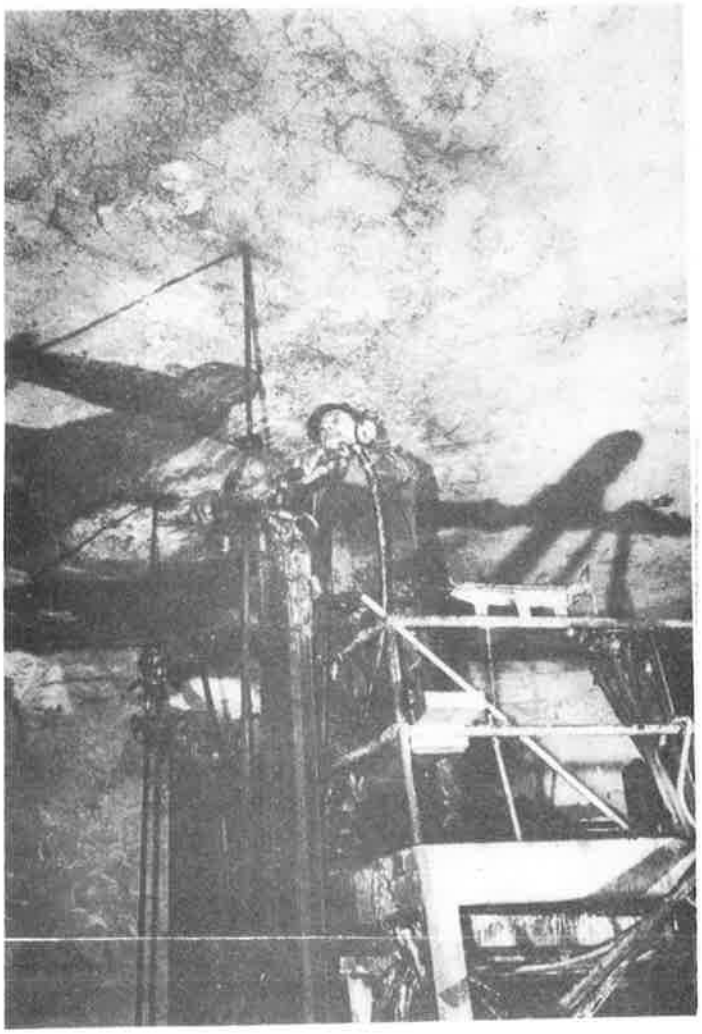


Bild 5

Montering av berg-bult

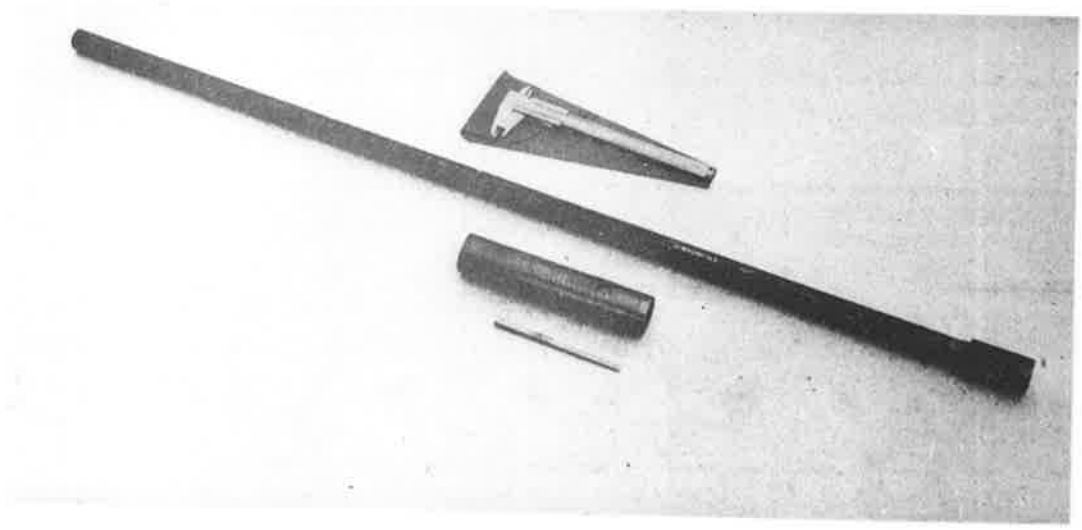


Bild 6 Mätbultar för skjutmåttsavläsning

ERFARENHETER FRÅN BULTNING, BETONGSPRUTNING OCH INJEKTERING AV TUNNLAR

Fil.lic. Buster Sund, Bergkonsult-Sven Tyrén AB, Stockholm

Följande framställning berör endast erfarenheter från förstärkningsarbeten av ytligt belägna berganläggningar (< 50 m) där av bergtrycket förorsakade spänningar i berget kan försummas.

Då ett bergrum utsprängs uppkommer en störning av tryckfördelningen i berget. Det tryck som tidigare överfördes av det utsprängda berget skall nu upptagas av det berg som omger det utsprängda rummet.

Om bergets hållfasthet är tillräckligt stor för att kunna upptaga de kring bergöppningen ökade spänningarna krävs inga stabiliserande åtgärder. I annat fall behövs någon form av förstärkning för att hjälpa bergmanteln att uthärda det ökade bergtrycket respektive spänningarna.

Vid all bergförstärkning kan man sätta som motto "utan rörelse ingen kraft". Då bergförstärkningens viktigaste konstruktionselement är och förblir berget självt strävar man att så långt det går utnyttja bergets egna stabilitetsegenskaper.

De bergförstärkande åtgärderna kan beträffande verkningssättet uppdelas i:

1. Djupverkande förstärkning ex bergbultning, injektering
2. Ytförstärkning ex sprutbetong, armerad respektive oarmerad
3. Kombination av 1 och 2

I praktiken utgör åtgärderna under punkt 3 samverkan mellan bergbult och sprutbetong, det dominerande tillvägagångssättet.

Bergbultning

Den mest använda bulttypen är kamjärn Ks 40 Ø 20 respektive 25 ingjuten (rostskyddad) men ej förspänd i längder från 1,6 m och uppåt.

Utförda dragprov har visat att bärförmågan praktiskt taget alltid avgörs av hållfastheten hos stålet. Från början stort vattenläckage i bulthålet har medfört risk för undermålig bult vad beträffar såväl ingjutningen (rostskyddet) kring bulten som dess bärförmåga.

Under de senaste åren har den ingjutna förspända bulten s k Kirunabult allt mer kommit till användning framför allt vid förankring av skiktat berg. Fördelen med denna bulttyp är att förspänningen utgör en garanti för bultens effektivitet, vilken tillsammans med den rostskyddande ingjutningen gör Kirunabulten till en praktisk permanent bergbult.

Analys av utförda bultförstärkningar ger vid handen att dessa vanligtvis kan hänföras till följande kategorier.

1. Förankring av bergblock eller -skivor s k låsstenar.

   I ett sprickrikt urberg bildas genom varandra skärande sprickriktningar ett tydligt urskiljbart blockmönster i tunneltak och tunnelvägg. Till följd av sprickmönstren kan man genom att förankra några bergblock effektivt även "låsa" ett större bergparti.

2. Systematisk förankring av bergtak och bergvägg.

   En bergförankring av ett småblockigt oregelbundet sprickigt berg erhålls genom att man mot bakgrunden av sprickfrekvensen i berget föreskriver att bultning

skall ske med ett angivet antal bult per m^2. Systembultningens ändamål är att hindra en successiv avlossning av mindre bergblock genom bl a spänningsomlagring och frostsprängning.

Systematisk bergbultning utförs även i samband med uppbyggnaden av en sprutbetongbåge. (Bild 3)

Bild 1 är en sammanställning från bultförstärkning av berg enligt "låsstensprincipen". Av praktiska skäl jämförs här bultmeter i förhållande till tunnel (bergrums) arean, varvid bör beaktas att förhållandet spännvidd - rumshöjd är normalt. Då i flertalet förstärkningsobjekt även föreligger anteckningar om bergets beskaffenhet har indelningen i bra och dåligt berg kunnat göras.

Det faktum att bultmängden i två intilliggande tunnlar stundom varierar högst avsevärt kan, som bild 2 visar, förklaras genom en geologisk realitet i detta fall en krosszon, som delar berget i två delar med olika förstärkningsbehov.

Framhållas bör att införandet av i första hand en kontinuerlig sprutbetonering av tak i bergrum och tunnlar medfört en omfördelning av proportionerna mellan långa och korta bergbultar. Den största delen av förstärkningsbultarna är av längderna 2,4 respektive 3,2 meter i de med sprutbetong behandlade bergtaken.

Sprutbetong

Metoden att förstärka bergytan, med ett eller flera lager av sprutbetong har under de sista decennierna blivit allt vanligare som följd av sprutbetongens goda hållfasthetsegenskaper (jfr tabell 1). I ett bultat tunneltak kan med takets deformation bildas dragspänningar mellan bergbultarna. Genom ett påslag (1,5 - 2,5 cm) sprutbetong applicerat på väl rengjord bergyta säkrar man det obultade bergtaket mot nedfallande mindre bergbitar. Enligt samma metod kan utsprängningen för ett tunnelinslag i sprickrikt berg underlättas.

Sprutbetongpåslaget hindrar dessutom urlakning av sprickor och slag samt skyddar mot uttorkning och vittring, där sådan risk föreligger.

Tabell 1

Spänningstyp	kp/cm^2
Tryckhållfasthet	350-600
Böj-drag	50-100
Vidhäftning	5-15

Dimensioneringen av sprutbetonglagrets tjocklek är oftast mer fråga om bedömning än beräkning. Är det fråga om sprutbetongkonstruktioner, tjocklek 20-30 cm kan beräkningen följa samma krav som för betongkonstruktioner. Erfarenheter från bergarbeten visar dock att sprutbetong stundom använts ganska oöverlagt och påförts berget innan någon överblick av det totala förstärkningsbehovet gjorts. Sålunda är t ex ett blockigt berg icke lämpligt att förstärka enbart med sprutbetong, utan den bör kombineras med bergbultning.

Inom områden där sprutbetongen endast punktvis kan få god vidhäftning mot bergytan armeras sprutbetongen med lösjärn Ss 26, Ø 6 - 10 c200- 300 eller nät Ns 50 Ø 3,4. Grövre stänger har i praktiken visat sig vara mindre lämpliga, såväl ur bocknings- som sprutningssynpunkt.

Armerad sprutbetong används vid förstärkning av t ex kross-lerzoner, bergtak med låg hållfasthet eller där förhållandet mellan spännvidd och bergtäckning är otillfredsställande < 1:1. Armeringen, bultmängden och -tätheten bestäms med hänsyn tagen till bergrummets spännvidd, bergkvalitet, vatteninnehåll och belastningens storlek. Även i detta fall är det ytterst viktigt att bergytan ej schablonmässigt täckts med ett sprutbetonglager.

Den ovan beskrivna enkla armeringen har nära nog blivit normalutförande när det gällt att säkra bergrumstak, vilka senare är svåra att åtgärda eller av olika skäl ej förses med ett innertak dimensionerat för mindre stennedfall. Hit hör t ex T-stationshallar och berggaragen. Det armerade sprutbetonglagret påförs i dessa fall utan hänsyn till bergets kvalitet.

Bild 3 visar utförandet av en oftast använd sprutbetongbåge 2 respektive 3 m bred. För att denna konstruktion skall få avsedd stabiliserande effekt krävs samverkan mellan bergbult, armering och sprutbetong ett kraftspel som ibland förbisetts vid användandet av sprutbetongbågar.

Injektering

Metoden att under tryck inpressa en blandning av cement-(sand)-vatten i bergets håligheter kan tjäna olika syften. Det vanligaste skälet vid injektering i berg inom tätbebyggelse är att minska vatteninrinningen i berget för att därmed hindra en dränering av de ovanliggande berg-jordlagren och minska riskerna för en framtida sättning eller önskan att få en så torr anläggning som möjligt. Ett avbrott i länshållningen kan förorsaka stora skador, t ex i en trafiktunnel.

Genom att öppna slag och sprickor fylls med cementemulsion ökas under vissa förhållanden bergets hållfasthet. Injekterat "homogeniserat" berg erbjuder erfarenhetsmässigt bättre möjligheter att i sprickigt berg erhålla önskad sprängkontur och därmed minska förstärkningsbehovet.

Den vanligaste injekteringsemulsionen består av en blandning av cement och vatten i förhållandena 1:5 till 1:1. Det faktum att cement-vattenblandning endast i undantagsfall helt tätar bergets vattenförande spricksystem har sin förklaring däri att cementkornen dels bildar flockar som blockerar sprickorna, dels överhuvudtaget icke på grund av sin partikeldiameter kan tränga in i sprickor med mindre vidd än 0,5 mm. Genom att ersätta cement med lera (bentonit eller kaolin) erhålls en något

bättre inträngande förmåga. De hittills gjorda erfarenheterna från injektering med s k kemiska medel (plaster och oorganiska) har icke givit önskat resultat. Forskning pågår för tätning av vattenförande finsprickigt berg med hjälp av kemiska injekteringsmedel.

Det bästa tätningsresultatet har erhållits om förinjektering, dvs tätning av bergets sprickor utförts före sprängningen.

Efterinjektering, dvs tätning av synliga läckageställen i ett bergrum eller en tunnel har visat sig vara både tidsödande och kostsam, trots att den inpumpade cementmängden stundom varit liten i förhållande till genom förinjektering inpumpad mängd cement. (Bild 4) Den viktigaste erfarenheten av utförd efterinjektering är att tillfredsställande tätningsgrad erhålls endast om injekteringen omfattar hela tunnelsektionen, dvs tak, väggar och golv, vilket framgår av bild 5.

Sammanfattningsvis kan sägas att utförda cementinjekteringsarbeten, för- och efterinjektering, såväl var för sig som tillsammans visar att metoden i bästa fall kan ge en ca 80 %-ig tätningsgrad åt berget.

Slutord

Under årens lopp gjorda erfarenheter i samband med utsprängning av tunnlar och bergrum visar på ett ständigt behov av bergförstärkande åtgärder, vilkas utförande kostat pengar i en för beställaren irriterande storlek. Samtidigt kan slås fast att bergförstärkningsmetodiken ur såväl ekonomisk som teknisk synpunkt fyller sin uppgift först om den utövas av personer med geologisk kunnighet och bergmekanisk erfarenhet från bergförstärkning.

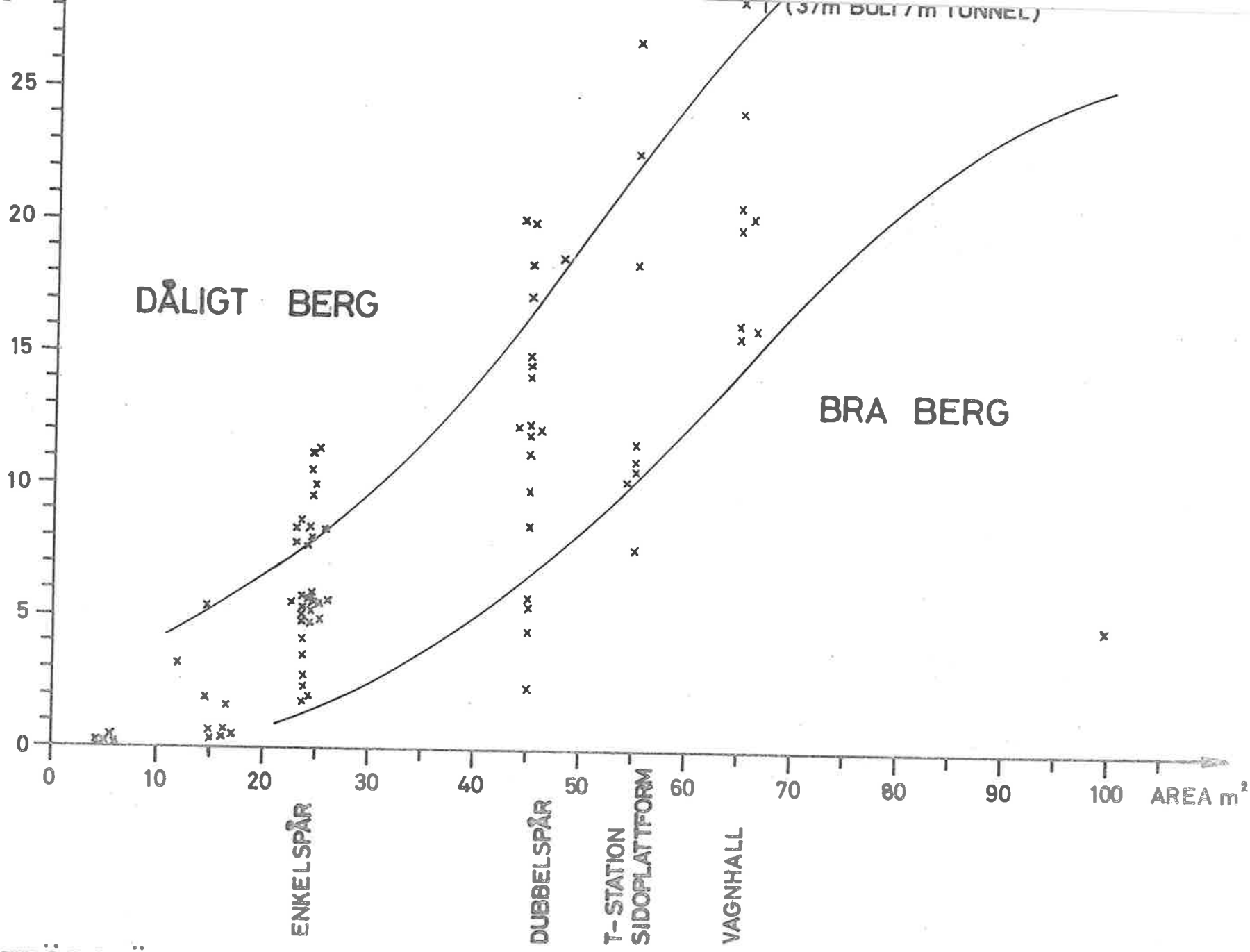


BILD 1 BULTFÖRSTÄRKNING AV BERG ENLIGT "LÅSSTENSPRINCIPEN"

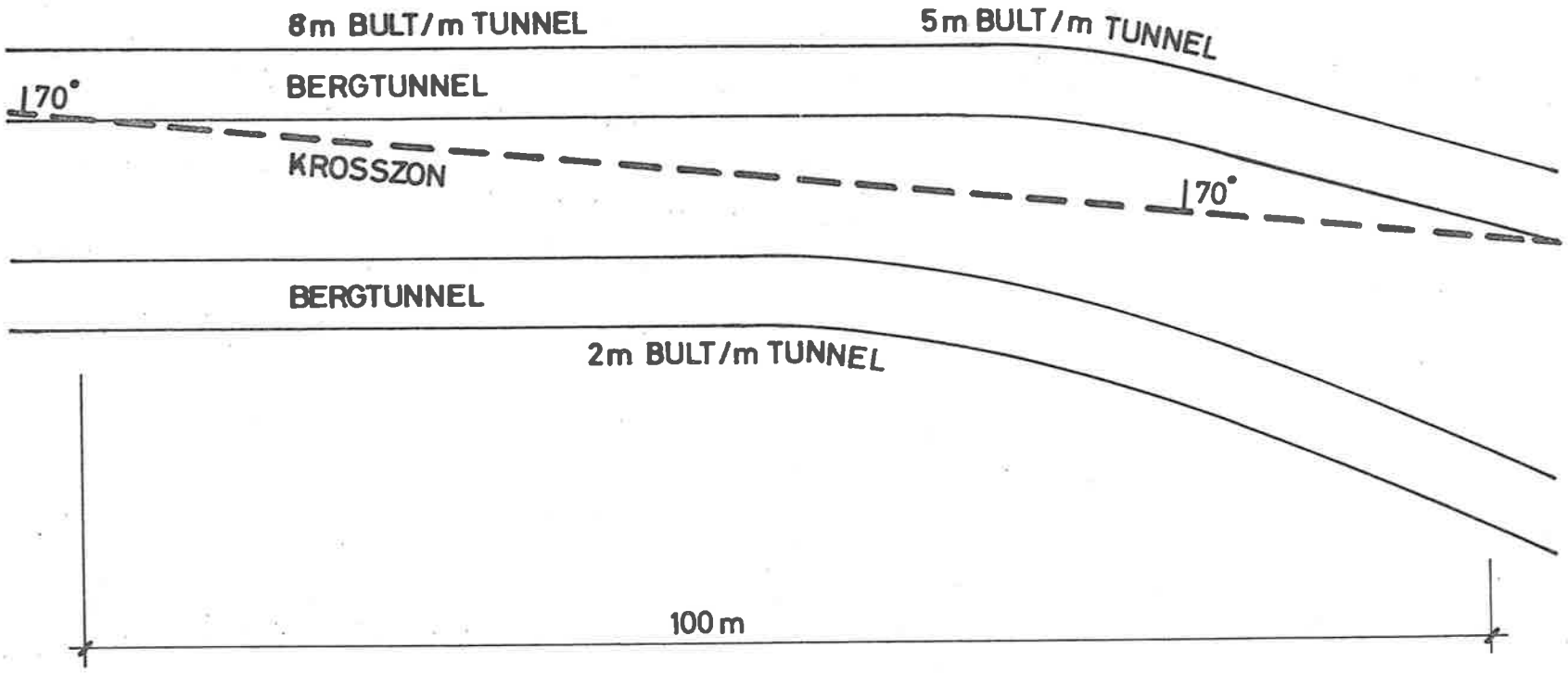


BILD 2 KROSSZONENS INVERKAN PÅ BULTBEHOVET

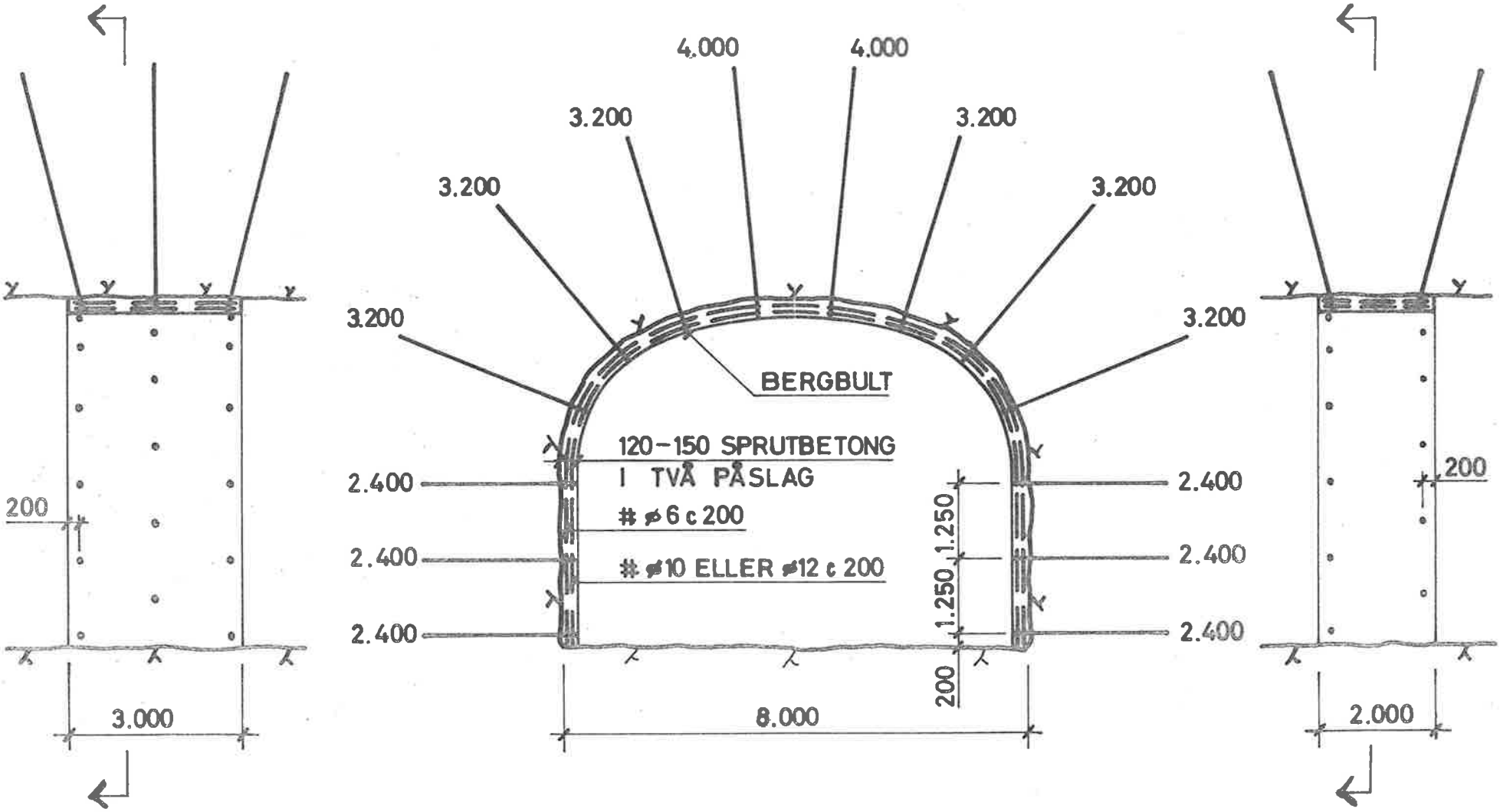


BILD 3 SPRUTBETONGBÅGE

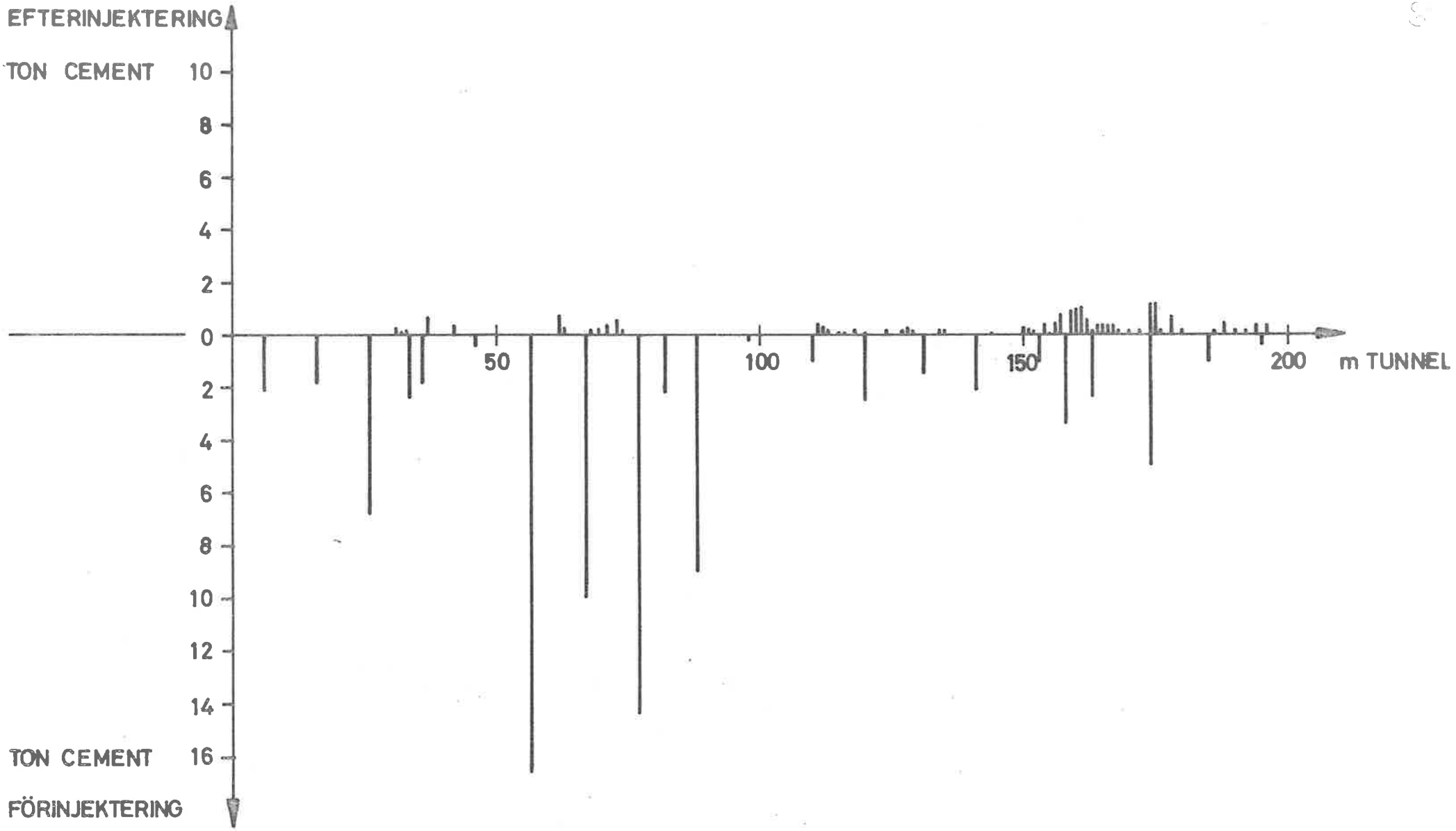
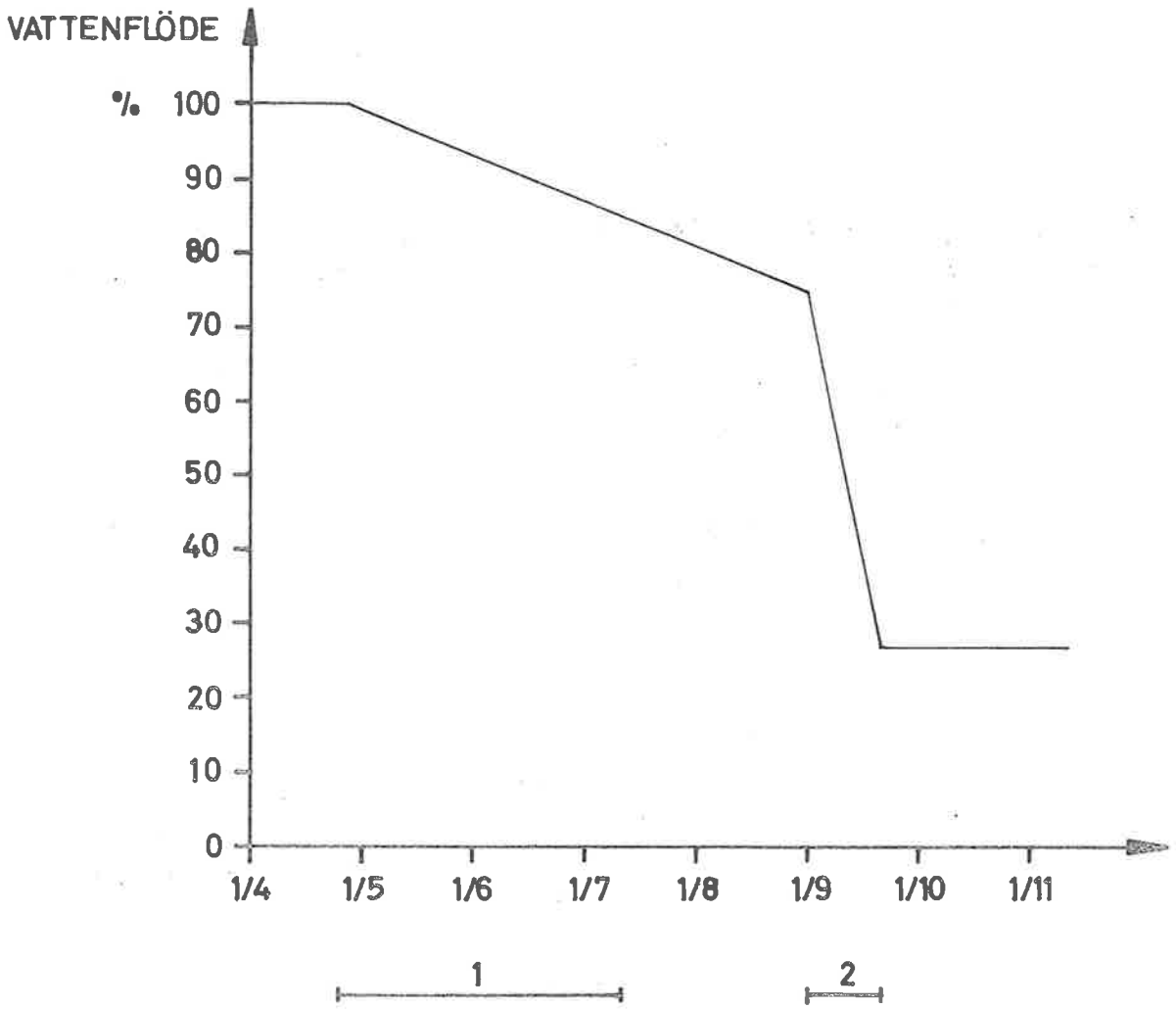


BILD 4 INPUMPAD CEMENTEMULSION VID FÖR- OCH EFTERINJEKTERING



1 INJEKTERING I TUNNELNS TAK OCH VÄGGAR.

2 INJEKTERING RUNT HELA TUNNELN.

UPPNÅDD TÄTNINGSGRAD 73%

BILD 5 FLÖDESFÖRÄNDRINGEN EFTER INJEKTERING I TUNNELTAK OCH VÄGG SAMT RUNT TUNNELNS PERIFERI

BERGKARTERING FÖRE DRIFTSFÖRSTÄRKNING MED SPRUTBETONG

Civilingenjör Olle Dahlin, VBB, Stockholm

För att kunna bedöma behovet av förstärkningar i bergtunnlar bör vissa åtgärder vidtas. Jag har sammanfattat dessa i fyra punkter:

1. Regelbunden, systematisk besiktning under drivningen
2. Översiktlig geologisk kartering
3. Detaljerad dokumentering av bergbeskaffenhet på förstärkningssträckor
4. Provtagning och provning av event. lerig slagfyllnad och sönderfallande bergmaterial

Det är främst punkt 1, som jag närmare skall uppehålla vid en stund, och jag skall då redogöra för försök till systematisk bergkartering före driftförstärkning med sprutbetong i tunnlar vid kraftverk i Övre Ljungan och Ljusnan. Det är framförallt erfarenheter från Långå kraftverk (Ljusnan) i Härjedalen jag skall redogöra för, ett kraftverk med 24 km tunnlar, vilka nu i det närmaste är färdigsprängda. I dessa tunnlar beräknas åtgången av sprutbetong enbart i driftförstärkning uppgå till 6 500 m^3.

Ägare till Långåverket är Bergvik och Ala AB, Gullspångs Kraft AB och Voxnans Kraft AB. Huvudkonsult är AB Vattenbyggnadsbyrån och byggnadsentreprenör AB Skånska Cementgjuteriet. Medverkande i olika sammanhang i frågor rörande bergets geologi och förstärkning har varit geolog Ragnar Borell, professor Hans Helfrich, tekn.dr. Sten G.A. Bergman, övering. Sten Brännfors och professor Rolf Selmer-Olsen.

Alla torde vara överens om att sprutbetong, som på senare tid kommit till en alltmera ökad användning, är en rationell och snabb förstärkningsmetod, emedan den relativt lätt kan inpassas i drivningsrytmen, speciellt om man har flera fronter.

En mycket påtaglig erfarenhet man gjort vid ett flertal tunnelras under senare år är att man bör ägna största uppmärksamhet på berget direkt efter sprängningen och att man bör göra en systematisk kartering, innan sprutbetong appliceras, så att ett någorlunda tillförlitligt underlag för beslut i fråga om permanenta förstärkningar kan göras.

Hur skall man nu ordna detta praktiskt? Att ha en geolog eller ingenjörsgeolog stationerad på arbetsplatsen under de 2-3 år ett kraftverksbygge pågår torde i de flesta fall ej vara möjligt. Vid Långåbygget har vi sökt oss fram till en rutin när det gäller kartering direkt efter sprängning enligt följande:

Den regelbundna besiktningen vid sprängningarna sköts av ordinarie personal vid arbetsplatsen. Ansvarig för karteringen är en ingenjör i kontrollstaben. Han utför själv kartering så långt han hinner med. Eftersom tunnelfronterna är många (som flest 9 st.) och arbetet går i skift, medverkar även personal från entreprenören, i första hand befäl vid de olika tunnelfronterna. Hur detta arbete går till skall jag strax återkomma till.

För bedömning av behovet av kompletterande förstärkningar besiktigas tunnlarna rutinmässigt av en särskild expertgrupp varannan eller var tredje månad eller då förhållandena särskilt påfordrar detta. Genomgång sker därvid av den ordinarie personalens rapporter från de dagliga besiktningarna.

För att underlätta och systematisera karteringsarbetet har vi iordningställt en blankett. Fig. 1 visar den blankett som är skräddarsydd för en av tunnlarna i Långå, den s.k. Lossentunneln (11 km lång, 48 m^2 area).

Överst finns några figurer som jag strax skall återkomma till och därunder text. Eftersom blanketten skall handhas icke endast av den ansvarige kontrollingenjören utan även av den ordinarie personalen framme vid tunnelfronten, således av personal, som icke direkt är utbildad för eller van vid sådan sorts arbete, har vi sökt göra blanketten så enkel som möjligt. I första hand skall allt sådant antecknas, som har betydelse för bedömning av förstärkningsbehovet. Instruktion och övning i hur karteringsarbetet skall gå till utförs i samband med arbetets påbörjande.

Den övre delen av blanketten visar en tunneldel, motsvarande en salva. Av fig. 2 framgår hur figurerna skall tydas. Övre figuren är en projektion av taket sett uppifrån (svart rektangel) och den undre figuren visar fronten och projektion av sidorna. På övre figuren illustreras med streckade linjer hur sidorna tänks utvikta. I dessa figurer inritas sprickor, svaghetszoner och allt av väsentligt värde ur förstärkningssynpunkt. Till höger antecknas salvans nr, tidpunkt m.m. samt till vänster salvans läge (sekt. ....).

På blankettens undre del görs anteckningar om förhållanden, som har betydelse för bedömning av erforderliga förstärkningar, nämligen om bergarter, bergkvalitet, sprickbeläggning, svaghetszoner, vatteninläckning och utförd driftförstärkning.

Pkt. 1. Bergarter. Här antecknar karteraren förekommande bergarter. Han lär sig snart känna igen de vanligast förekommande typerna. Området för Långå kraftverk är beläget i fjällkedjan och präglas av tre överskjutningszoner (Särv-, Gnejs- och Sparagmitskållorna). De vanligaste bergarterna har varit gnejs (främst ögongnejs), gnejsgraniter, sparagmiter, kvartsiter, grönstenar, skiffrar m.m.

Pkt. 2. Bergkvalitet (bra, medel, dålig). Här kommer den bedömning fram som görs av karteraren i samråd med den ordinarie personalen vid tunnelfronten. Där berget uppvisar tydliga strukturella drag som t.ex. skiffrighet och stänglighet, anges dessa med strykning och stupning (markeras även i figurerna).

Pkt. 3. Sprickbeläggning (lera, kalcit, klorit). Viktigt att veta för bedömning av behovet av permanent förstärkning.

Pkt. 4. Svaghetszoner (krosszon, lerzon, vittringszon). I rutan "prov" noteras om prov (lera, vittrat berg e.d.) tagits för provning på laboratorium. Till höger kan göras anteckningar om zonernas tjocklek, belägenhet (om det inte framgår av figurerna) och andra kompletterande upplysningar.

Pkt. 5. Vatteninläckning (ingen, måttlig, hög). På figurerna antecknas var inläckning sker.

Pkt. 6. Förstärkning. Olika typer av driftförstärkning. I figurerna visas var ex.vis sprutbetong påförts och var bultning skett.

Rutor finns även för notering av event. permanenta förstärkningar (görs senare).

Det är viktigt att karteringspersonalen instrueras i hur blanketten skall användas. Fig. 3 visar ett exempel på hur en svaghetszon ritas in i figurerna.

Fig. 4 visar ett exempel på en ifylld blankett, precis såsom den kommer in till kontrollantkontoret. I det här fallet är det en verkmästare hos entreprenören som gjort karteringen.

På fig. 5-7 har visats tre salvor från ett avsnitt av Lossentunneln. Av figurerna framgår bergartsförändringar på ifrågavarande sträcka - ett insprängt parti sparagmit i grönsten. Man ser även på fig. 5, att förstärkning skett med bultar och sprutbetong.

Med ledning av uppgifterna på blanketterna för en serie salvor på ett visst tunnelavsnitt kan man uppgöra en översiktsritning av tunneln i plan. Fig. 8 visar en plan över den sträcka, varifrån vi på föregående bilder såg exempel på ifyllda blanketter för tre salvor. En figur nere till vänster beskriver hur planen är uppritad. Taket ses uppifrån i projektion, sidorna är utvikta. Ytor med sprutbetong har markerats, likaså lägen av förankringsbultar. Genom kontrollingenjörens försorg uppritas dessa planer senare, dock helst så snart som möjligt, och förvaras på kontrollantkontoret.

På fig. 9 visas en planritning, uppgjord på ovan angivet sätt, över en sträcka av en tunnel i Flåsjö kraftverk i Ljungan.

Det har visat sig vara praktiskt att vid karteringen i den ofta ogästvänliga miljön nere i tunneln, använda speciella blanketter av millimeterpapper, på vilka tunnelfigurerna inlagts i skala 1:100. Det blir då lättare att måttriktigt rita in uppmätta sprickor, svaghetszoner och annat som är av värde.

Exempel på detta visas på fig. 10 och 11 avseende två salvor i Lossentunneln på ett avsnitt (Medskogen nedströms ca 900 m) med två mycket kraftiga krosszoner med svällera.

På samma sätt som visas på fig. 8 och 9 har på fig. 12 uppgjorts en planritning över den tunnelsträcka, varifrån figurerna på på fig. 10 och 11 är hämtade.

Man kan med planskisser uppgjorda på detta sätt mycket enkelt konstruera fram svaghetszonernas strykning och stupning, vilket har betydelse för utformningen av den permanenta förstärkningen, se fig. 13.

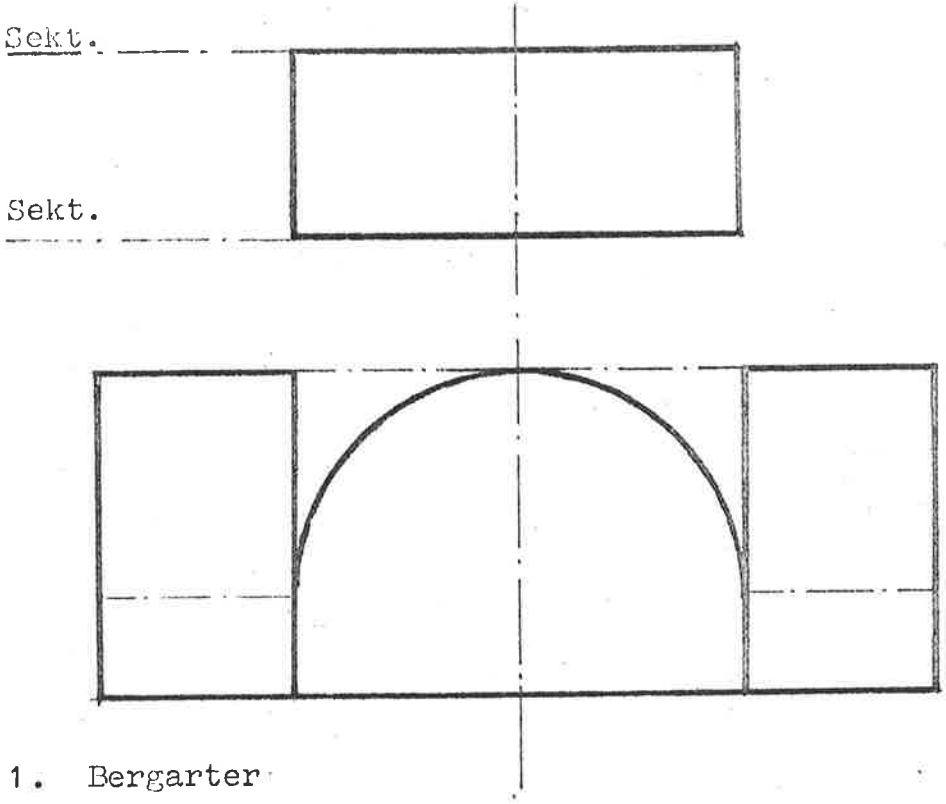
Man bör om möjligt komplettera karteringsarbetet med fotografering, helst i färg. Fig. 14 visar svällera i krosszon (Lossentunneln, Medskogen nedstr. ca 900 m).

På fig. 15 visas slutligen ritning över permanent förstärkning på tunnelavsnittet med de kraftiga krosszonerna (Lossentunneln, Medskogen nedstr. ca 900 m). I det här fallet utfördes helinklädnad med gjutbetong.

Summary

It is important that the rock can be carefully studied immediately after blasting before applying shotcrete, so that a reliable basis for decision as to permanent reinforcements can be made. A method of rock mapping used in tunnels in some water power plants in Sweden is described, in which mapping is made by the staff at the site.

Sekt. ——— Sekt.



SALVA
nr .....
dat. .....
kl. .....

1. Bergarter

2. Bergkvalitet
   - bra ☐
   - medel ☐
   - dålig ☐

3. Sprickbeläggning: lera ☐ kalcit ☐ klorit ☐

4. Svaghetszon, prov ☐
   - krosszon KZ ☐
   - lerzon LZ ☐
   - vittringszon VZ ☐

5. Vatteninläckning: ingen ☐ måttlig ☐ hög ☐

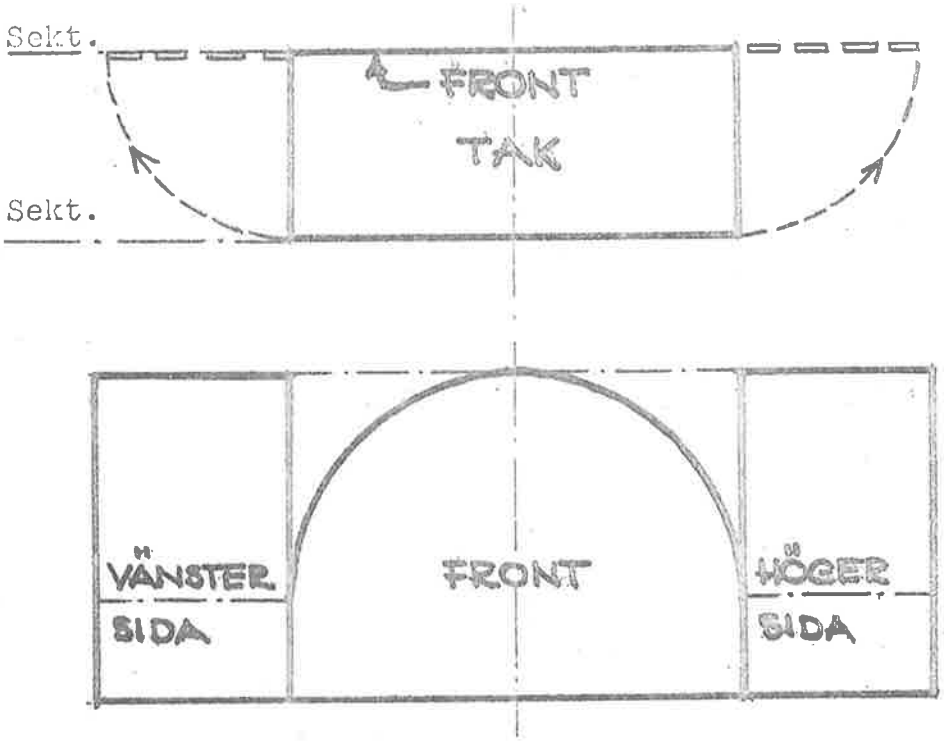
6. Förstärkning

	Drift	Perm.
bultning	☐	☐
sprutbtg utan arm.	☐	☐
" med "	☐	☐
" bågar	☐	☐
platsgj. btg, bågar		☐
" " , hel inkl.		☐

Långå d. .....
Sign. .....

Fig. 1 Blankett för kartering avsedd för en av tunnlarna i Långå kraftverk, Ljusnan

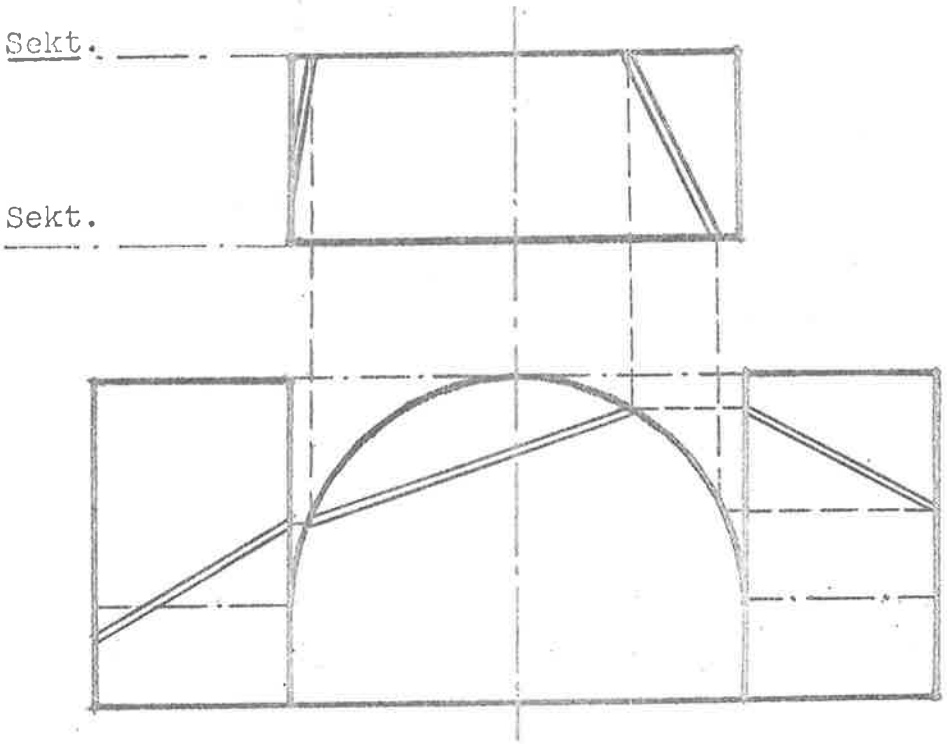
Form for mapping one of the tunnels at Långå Power Plant in the River Ljusnan



SALVA
nr .....
dat. .....
kl. .....

Fig. 2 Beskrivning av figurerna

Description of the figures



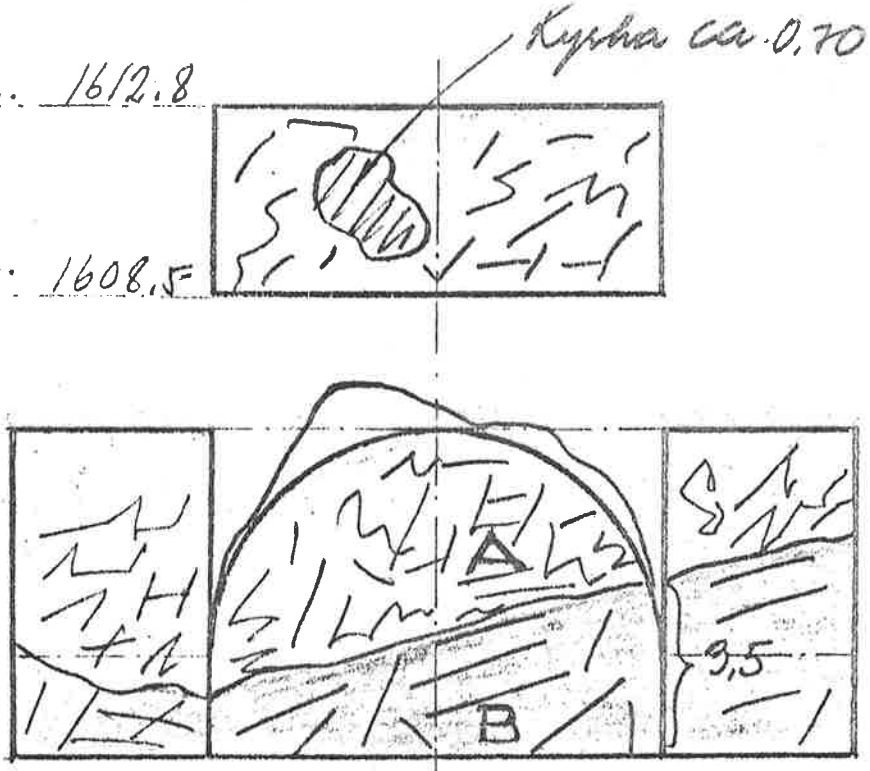
SALVA
nr .....
dat. .....
kl. .....

Fig. 3 visar hur en svaghetszon ritas in i figurerna

shows how a weakness zone will be traced in the figures

Sekt. 1612.8

Sekt. 1608.5



SALVA
nr 429
dat. 16-8-72
kl. 1935

1. Bergarter Grönsten, kvarts = grön färg (A)
Ögongnejs = brun färg (B)

2. Bergkvalitet
   - bra ☐
   - medel ☐
   - dålig ☒

Grönsten

3. Sprickbeläggning: lera ☒ kalcit ☐ klorit ☒

4. Svaghetszon, prov ☐
   - krosszon KZ ☐
   - lerzon LZ ☐
   - vittringszon VZ ☐

5. Vatteninläckning: ingen ☒ måttlig ☐ hög ☐

6. Förstärkning

	Drift	Perm.
bultning	☐	☐
sprutbtg utan arm. / påsk.	☒	☐
" med "	☐	☐
" bågar	☐	☐
platsgj. btg, bågar		☐
" " , hel inkl.		☐

Långå d. 16/8-72
Sign. Lindstedt

Fig. 4 Exempel på ifylld blankett

Example of completed form

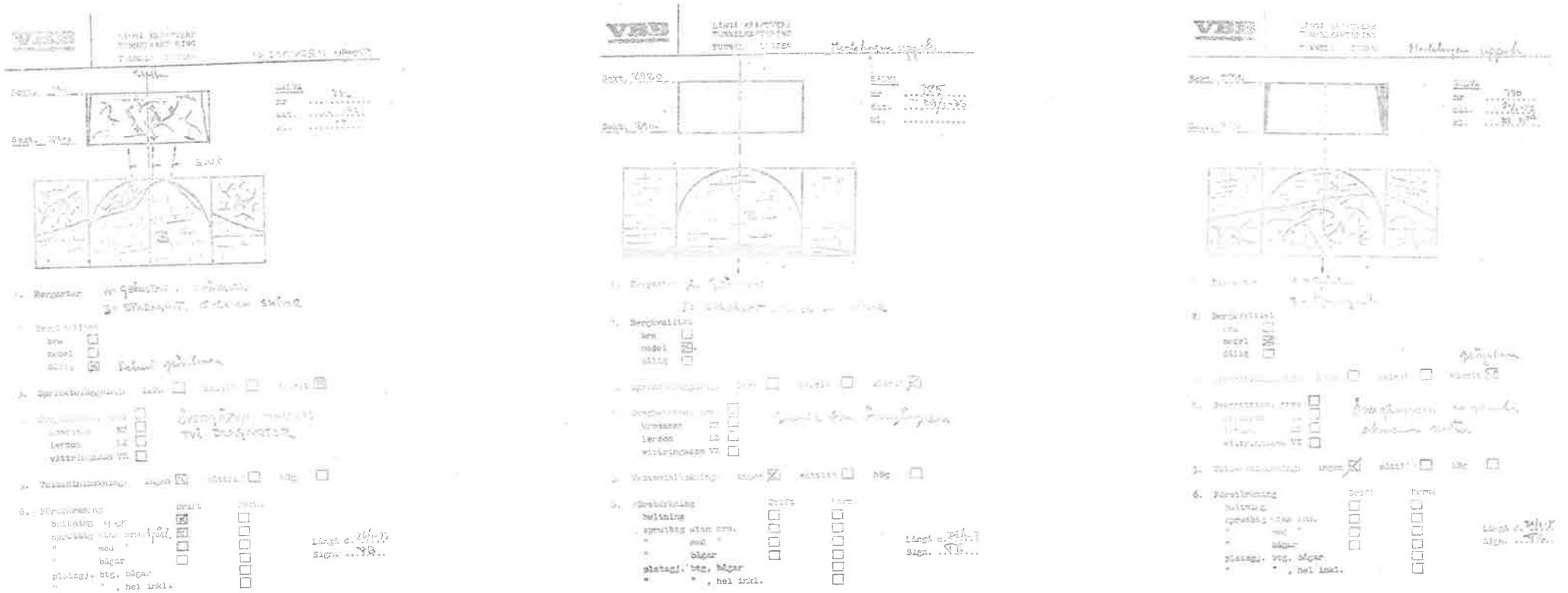


Fig. 5-7 Exempel på ifyllda blanketter från en tunnelsträcka med bergartsförändringar

Examples of completed forms referring to a stretch of the tunnel with changes in types of rock

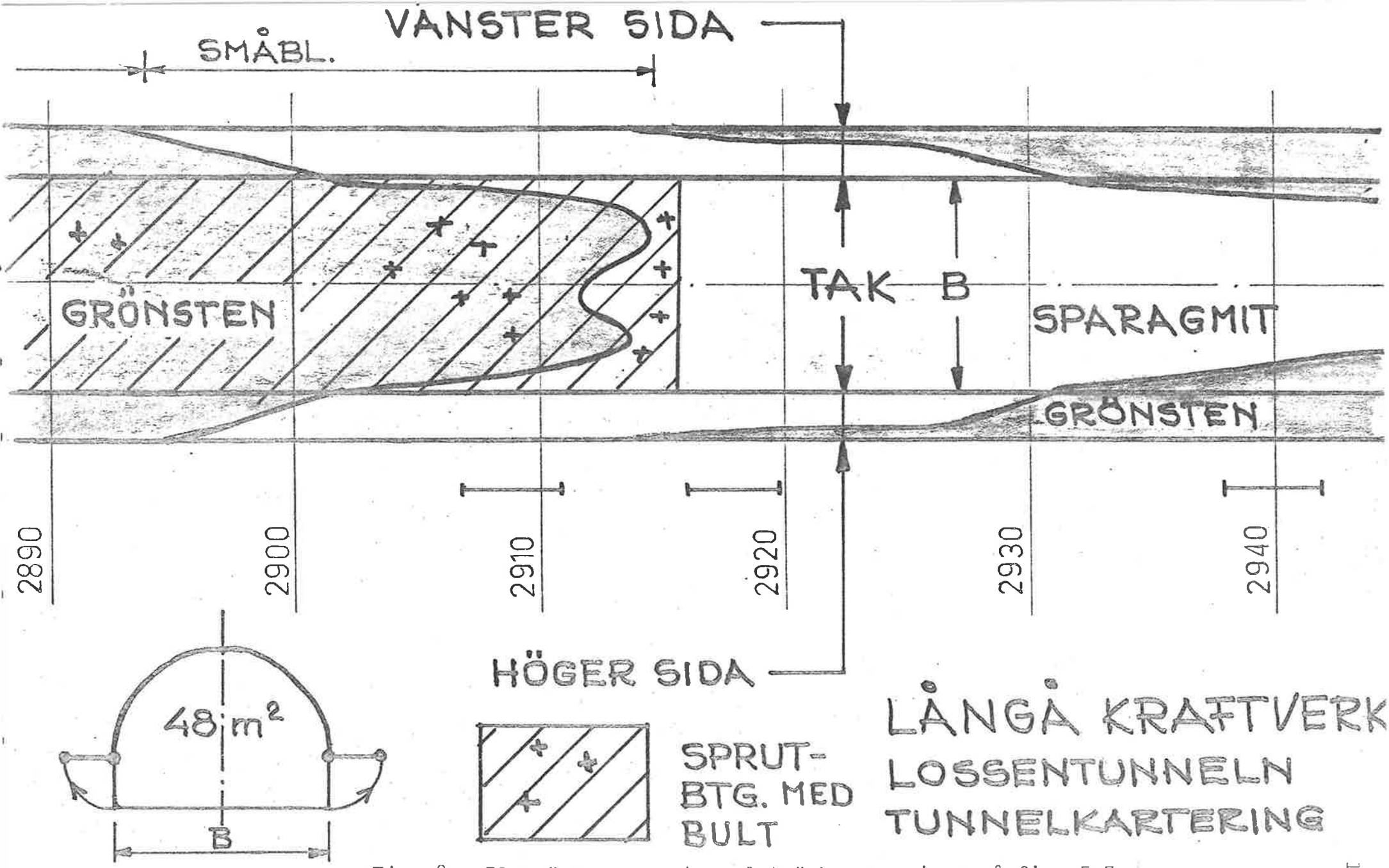


Fig. 8 Plan över samma tunnelsträcka som visas på fig. 5-7

Plan of the same stretch of the tunnel shown in Figs 5-7

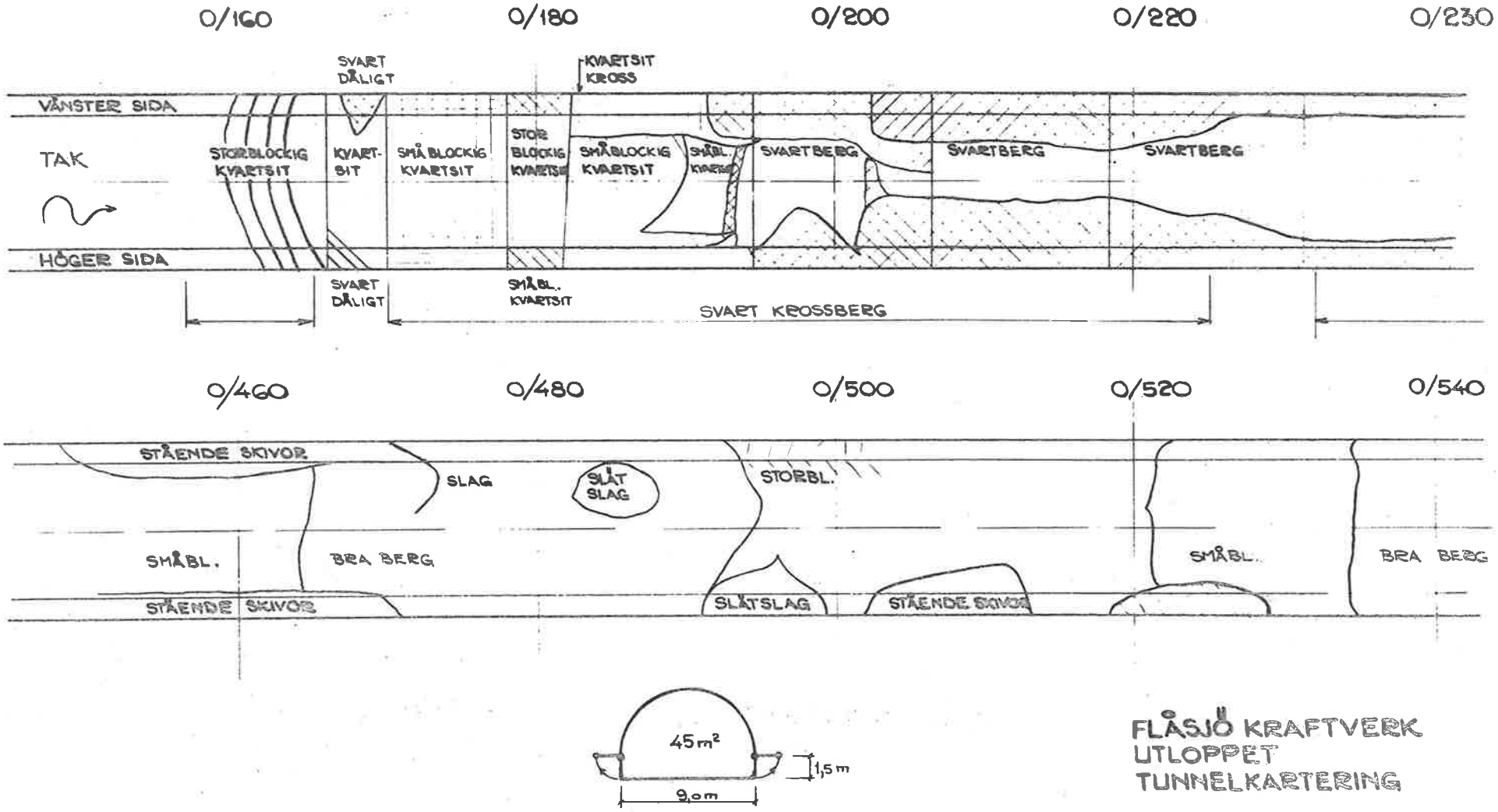


Fig. 9 Plan över en sträcka i en tunnel i Flåsjö kraftverk, Ljungan

Plan of a stretch of a tunnel at Flåsjö Power Plant in the River Ljungan

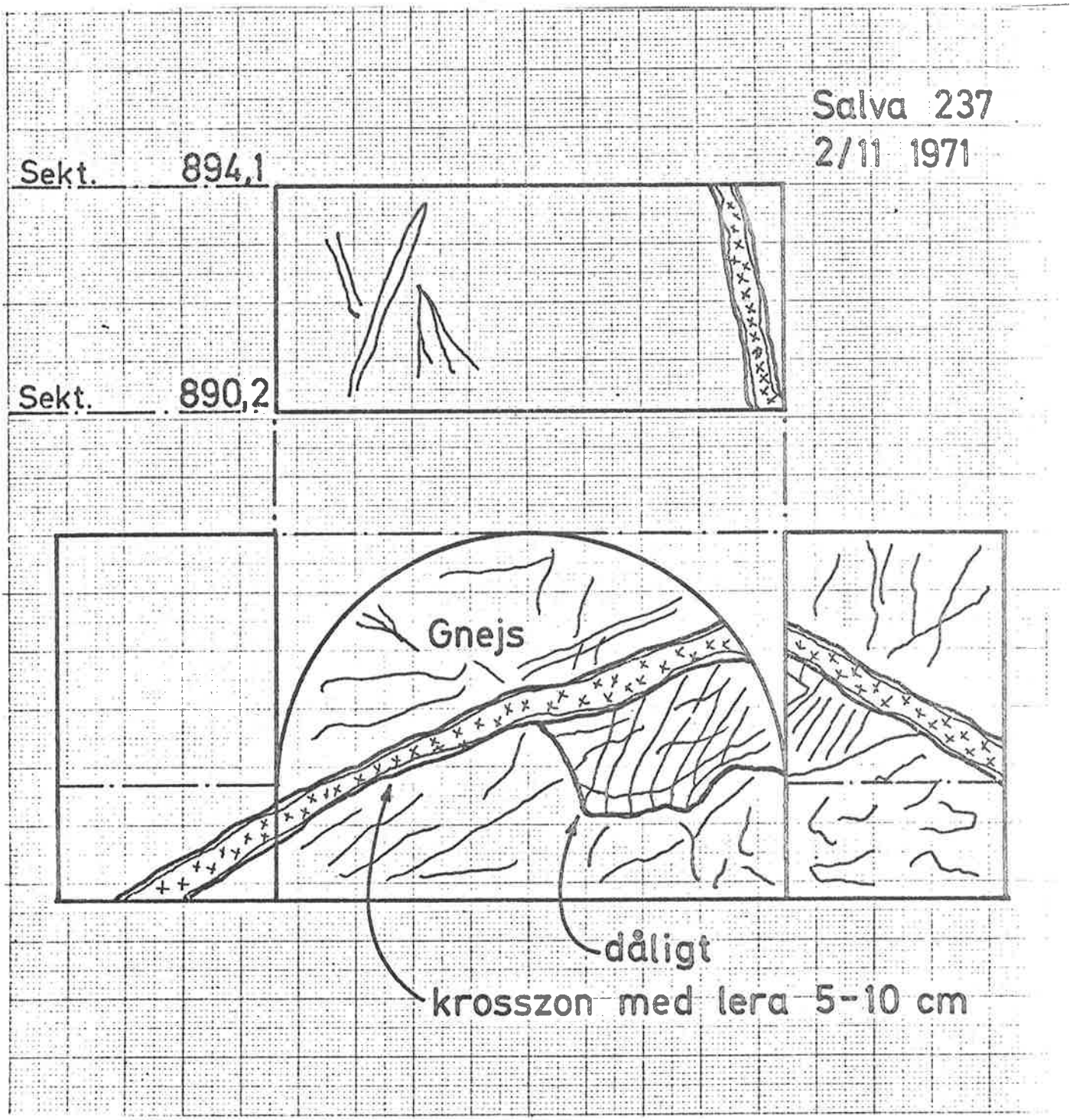


Fig. 10 Exempel på skisser från två salvor på en tunnelsträcka med två kraftiga krosszoner med svällande lera

Examples of figures from a stretch of the tunnel with two heavily crushed zones with swelling clay

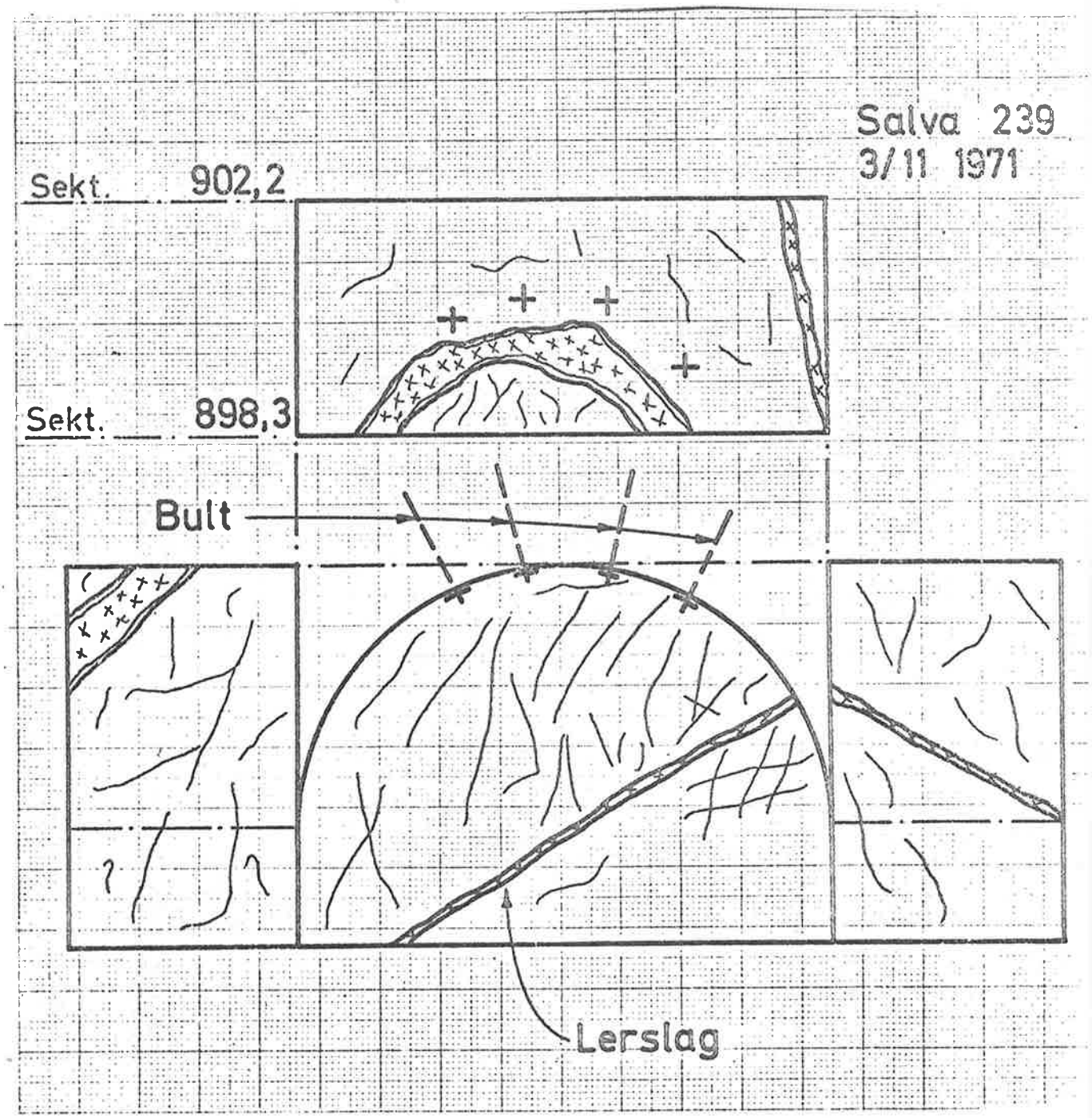
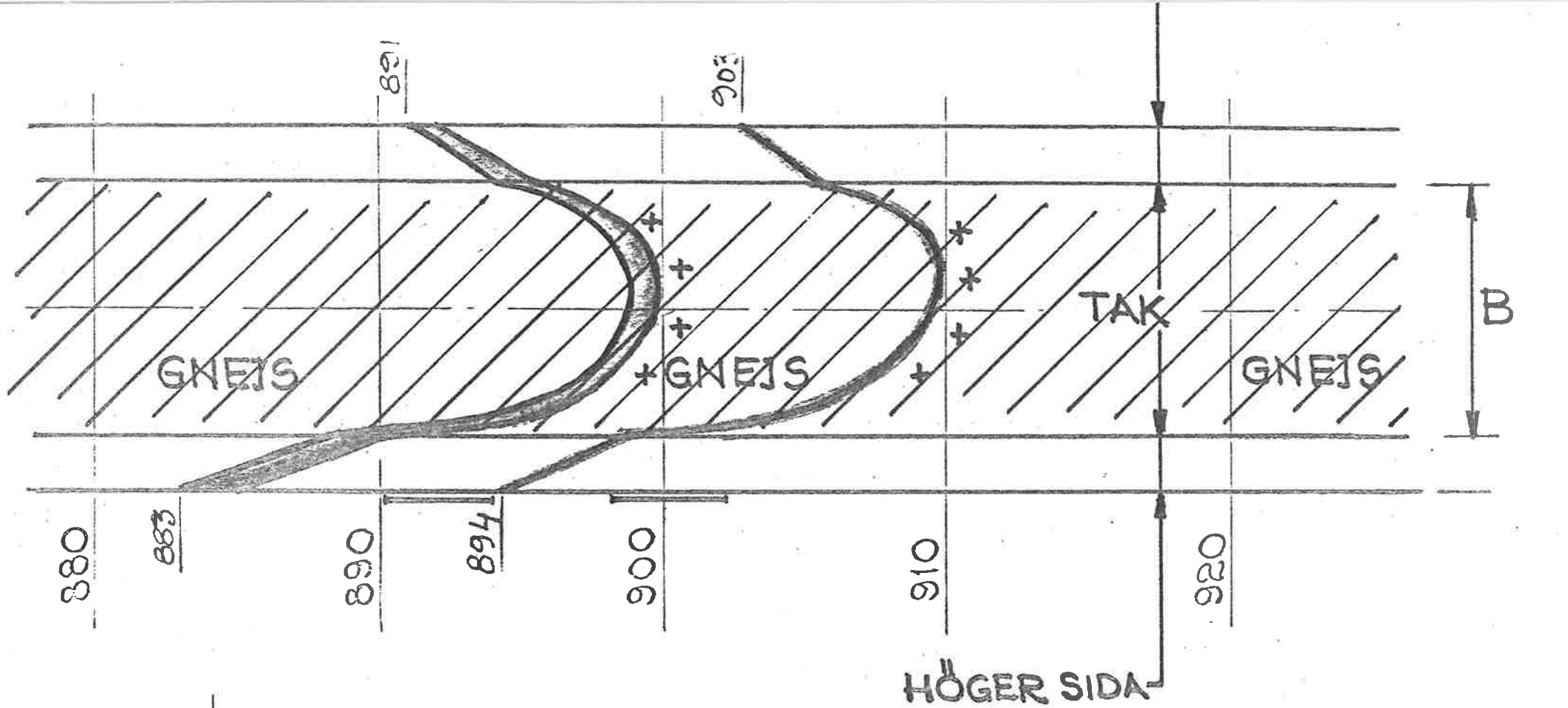
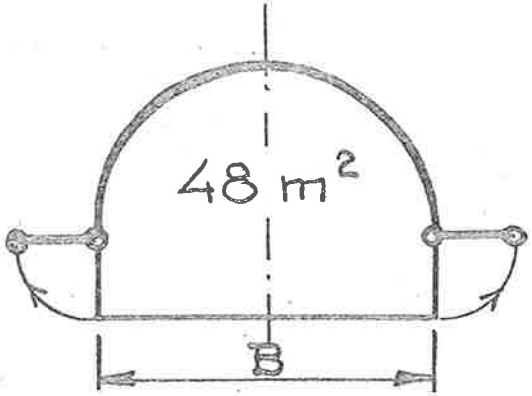
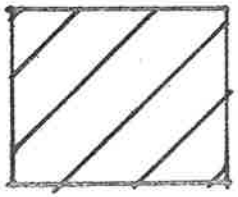


Fig. 11 Exempel på skisser från två salvor på en tunnelsträcka med två kraftiga krosszoner med svällande lera

Examples of figures from a stretch of the tunnel with two heavily crushed zones with swelling clay







SPRUT-BTG.

+ BULT

LÅNGÅ KRAFTVERK
LOSSENTUNNELN
TUNNELKARTERING

Fig. 12 Plan över samma tunnelsträcka som visas i fig. 10-11

Plan of the same stretch of the tunnel shown in Figs 10-11

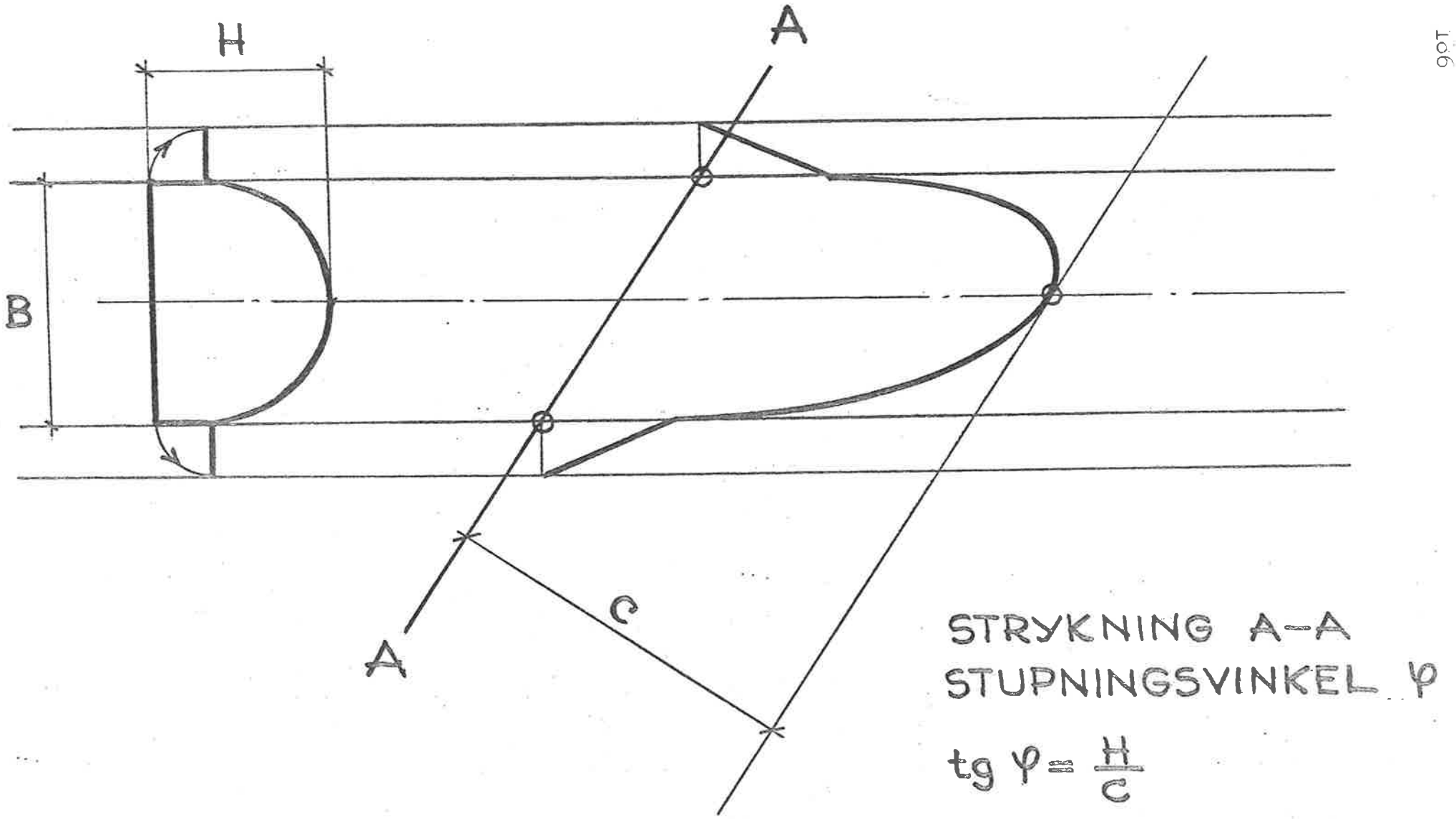


Fig. 13 Konstruktion av strykning och stupning för en svaghetszon

Figures illustrating strike and dip of a weakness zone



Fig. 14 Karteringsarbetet bör kompletteras med fotografering. Svällera i krosszon (Långå kraftverk)

Mapping of rock should be supplemented by photographs. Swelling clay in crushed zone

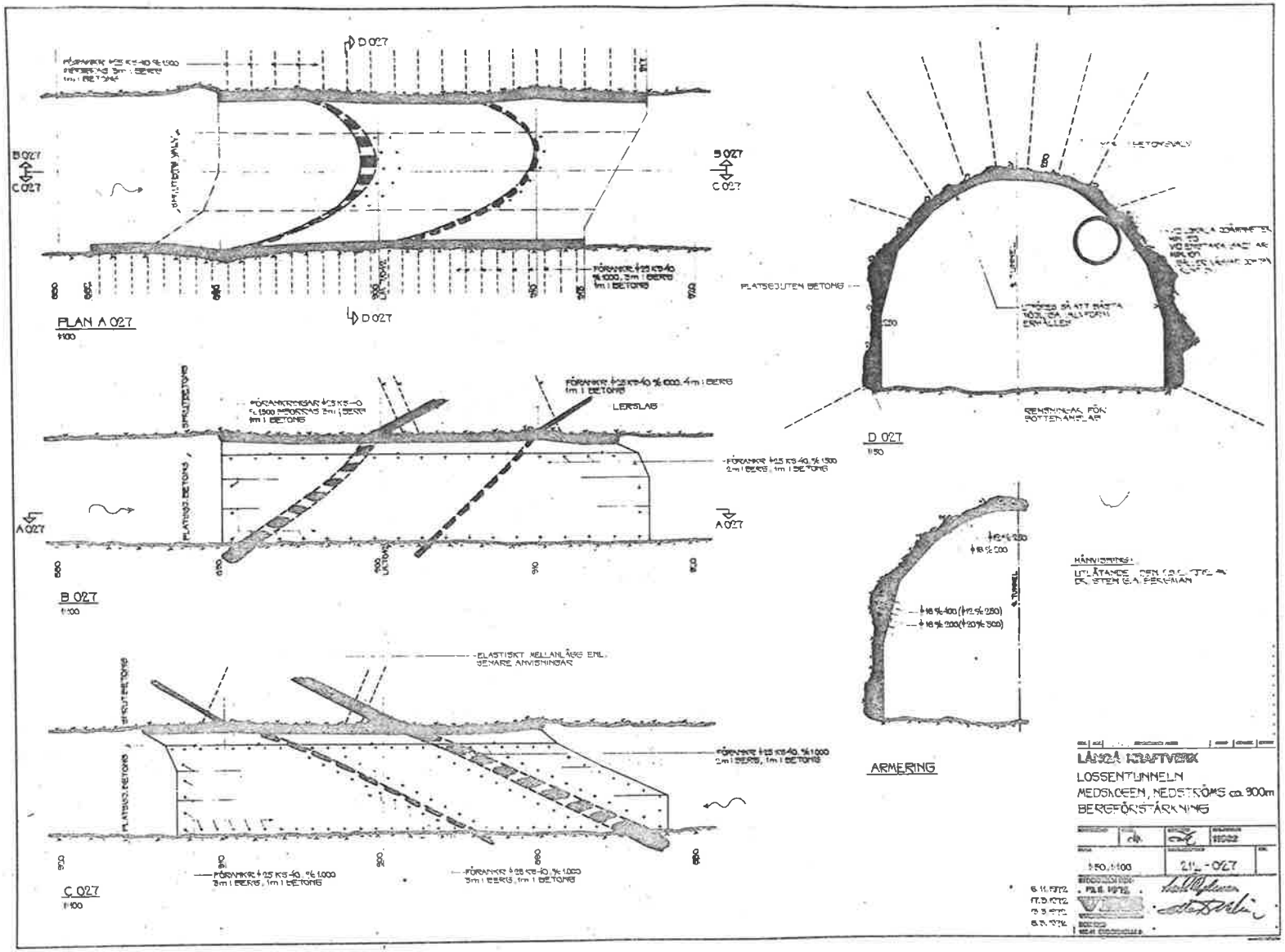


Fig. 15 Permanent förstärkning med gjutbetong på tunnelsträckan med krosszonerna innehållande svällera

Permanent reinforcement with concrete in the stretch of the tunnel with the crushed zones containing

INSTRUMENT FÖR INDIKERING AV LÖSA BLOCK I BERGTAK

Bergsingenjör S G Bergdahl, Kungl. Tekniska Högskolan, Stockholm

Bakgrund

Gruvforskningen har under åren 1963-69 arbetat på att ta fram en utrustning som kan indikera lösa block i bergtak. Dessa arbeten bedrevs vid Institutionen för bergteknik, KTH, i samarbete med ett flertal svenska gruvföretag. Bl a utfördes analys av frekvensspektrum hos de vibrationer som uppstår vid ett slag mot en bergyta. Olika tänkbara metoder för indikering av block har diskuterats vid sammanträden med experter på mätteknik. Även internationella kontakter har tagits.

1969 provades en prototyp av instrument som utvecklats av Adelta AB i Sundbyberg. Metoden baserades på registrering av vibrationer som "kvarstår" i ett löst block i form av reflekterade ljudvågor, när ytan tillförts energi i form av ett slag. Vibrationerna upptogs av tre accelerometrar, monterade på en ring omkring slagverket, vars fjäder spändes med hjälp av en elmotor. Förstärkaren blockerades under de första 5 ms efter slaget så att den första svängningen efter slaget ej registrerades.

Proven med detta instrument gav delvis negativt resultat. Små lösa block indikerades säkert, men när man kom upp i kubikmeterstorlek var utslagen alltför osäkra för att instrumentet i denna form skulle kunna accepteras. Möjligen hade bättre resultat uppnåtts om andra accelerometrar med lägre frekvensområde använts. Senare mätningar har nämligen visat att svängningar med frekvenser under 200 Hz är de mest intressanta.

1969 inleddes ett nordiskt samarbete mellan Sverige, Norge och Finland inom gruvforskningen. "Metoder för kontroll av bergtak" gavs högsta prioritet, och en expertgrupp tillsattes med uppgift att granska de dittills utförda arbetena och föreslå program för vidare utveckling. Denna utredning finansierades med medel från STU.

Under våren 1970 hade Atlas Copco ABEM AB offentliggjort att man framställt en prototyp av en "elektronisk skrotningsmätare". Gruvforskningen tog kontakt med ABEM, som genast ställde sig positiva till att medverka i den nordiska expertgruppen.

På nyåret 1971 avgav gruppen sin rapport till STU, innebärande en rekommendation att fortsätta utvecklingsarbetet. ABEM erhöll sedan ett anslag från STU för utveckling av ett instrument enligt de riktlinjer som uppdragits inom expertgruppen.

Instrumentets princip

Det av ABEM konstruerade instrumentet, vars utseende framgår av figur 1, arbetar med ett tryckluftdrivet slagverk, som är inbyggt i ett lättmetallrör. Tryckluft kan tillföras från högtryckstub, som bäres på ryggen, eller från eventuellt befintligt tryckluftnät. Lämpligt arbetstryck för slagverket är ca 3 bar, och en tryckluftstub av den typ som används vid sportdykning (tryck ca 200 bar) räcker för ca 2000 slag. Vid användningen trycks det centrala röret mot bergytan och slagverket utlöses med hjälp av en manöverventil.

Vibrationerna tas upp av tre hastighetsgivare, monterade på en ring. Givarna är kopplade till en batteridriven förstärkare och max.-amplituden registreras på ett visarinstrument. Med hjälp av en omkopplare kan olika kombinationer av givare inkopplas så att eventuella skillnader i amplitud hos givarna kan studeras.

Vid slag mot fast berg erhålls mycket liten svängningshastighet hos bergytan. Hastigheten ökar sedan med minskad blockstorlek, vilket framgår av figur 2, som visar instrumentutslag som funktion av blockstorlek. I figur 2 angivna instrumentutslag gäller för friliggande block. För hårt inspända block kan utslagen reduceras till ca 1/3.

Fältprov och fortsatt utveckling

Sedan den första prototypen färdigställts i juni 1972 har fältprov utförts i kalkbrottet i Stora Vika, Sulitjelma Gruber, Norge, samt i Bodåsgruvan. Mättekniskt fungerade apparaten väl, men givararrangemanget och slagverkets funktion var ej tillfredsställande. Avståndet mellan givare och slagverk bör vara närmare 200 mm för att överhörningen mellan slagverk och givare skall kunna hållas låg. Ur mätsynpunkt bör avståndet vara stort, men då blir hållaren för givarna otymplig. Med det utförande som visas i figur 1 är det svårt att under alla förhållanden få god kontakt mellan givare och bergytan, speciellt om ytan är mycket ojämn.

Resultaten av fältproven har utnyttjats för en stegvis förbättring av instrumentet. De svårigheter som fortfarande återstår att lösa beror på överhörning slagverk-givare. För närvarande byggs en ny anordning, som har tre givare nära varandra på en gemensam hållare, medan slagverket placeras på ett visst avstånd från givarna. Huvudprincipen framgår av figur 3. Genom avstörning med vibrationsdämpare tror man sig kunna klara av överhörningsproblemet. Dessutom kan man under utprovningen lätt variera avståndet mellan slagverk och givare. Fältprov med den nya apparaten påbörjas inom kort. Om försöken slår väl ut, återstår produktionsanpassning av elektroniken och slutgiltig utformning av instrumentet, vilket beräknas vara färdigt i slutet av innevarande år.

INSTRUMENT FOR DETECTION OF LOOSE BLOCKS IN ROOFS

Summary

After extensive investigations a prototype of instrument has been developed by Atlas Copco ABEM AB with economical support from the National Board of Technical Development. Field tests have shown that in principle the instrument should be able to indicate loose blocks of several m^3 size. However, several practical problems have to be solved before the instrument is ready for the market.

Fig. 1



Fig. 2

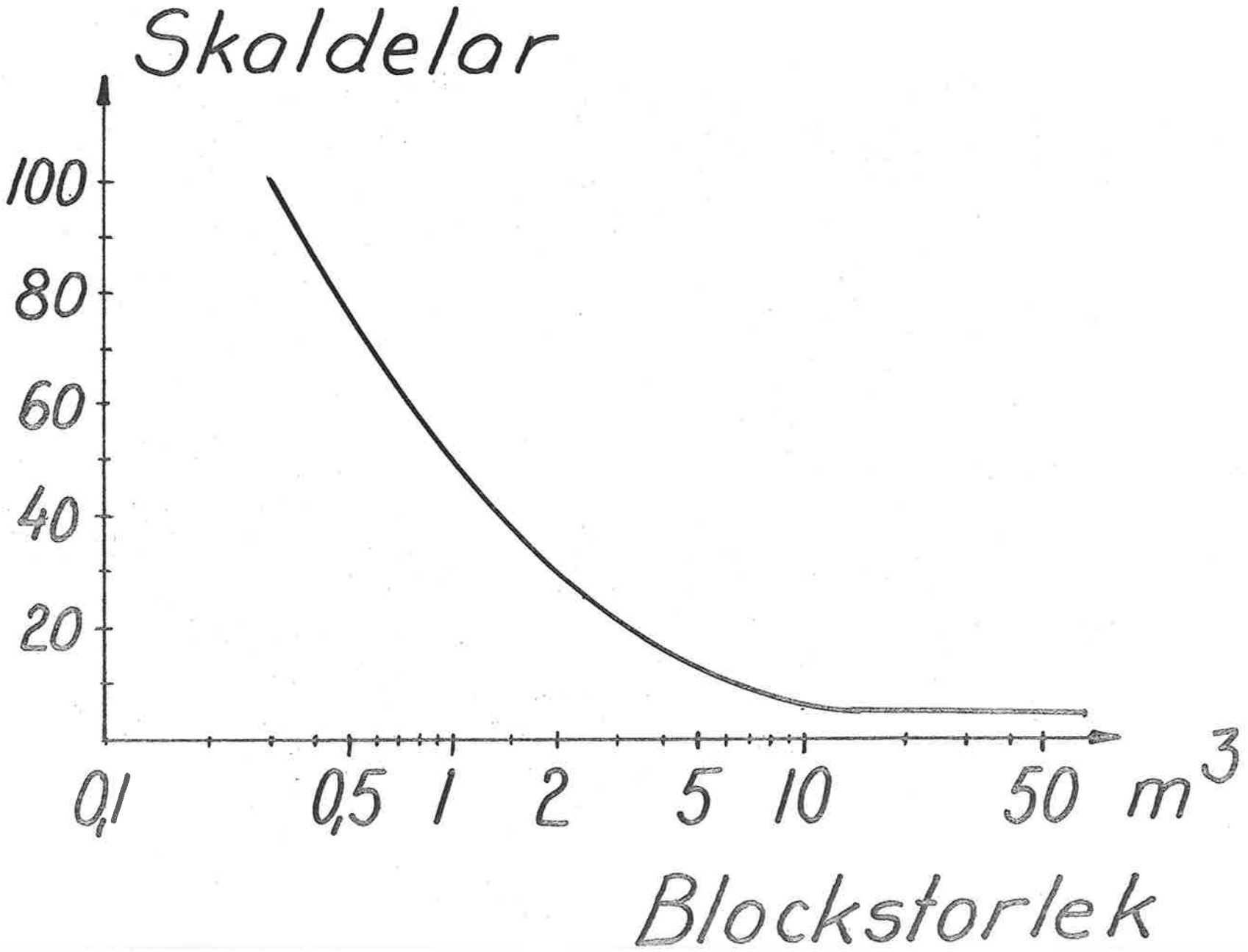
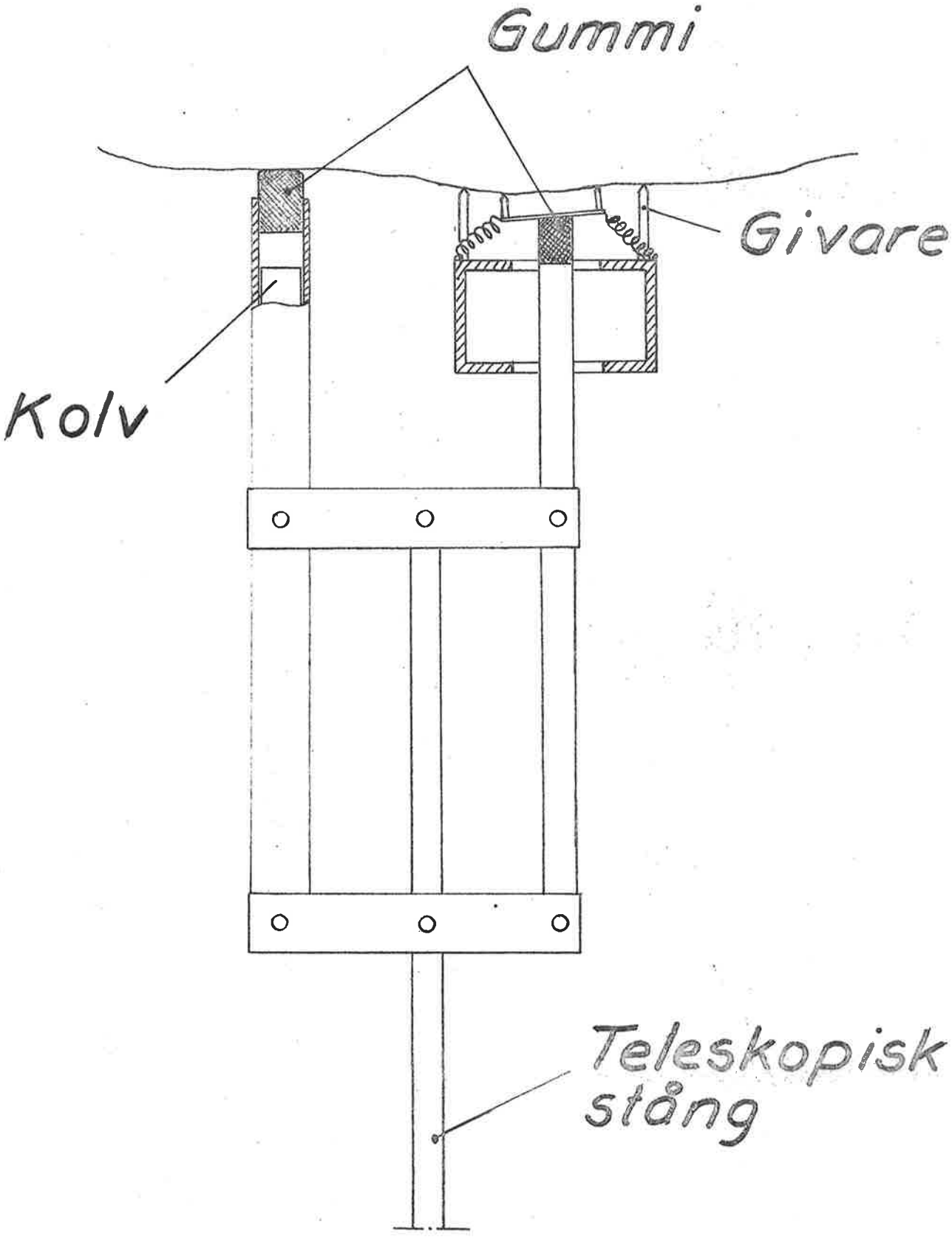


Fig. 3



REKYLSKADOR PÅ TUNNELFÖRSTÄRKNINGAR

Tekn.dr. Sten G.A. Bergman, Stocksund

Beskrivning av skadorna

Vid Fridhemsplan korsar den nya tunnelbanan till Järva - tunnelbana 3 (TB 3) - den äldre tunnelbanan 1 (TB 1) mot Hässelby. Spårtunnlarna för TB 3 passerar TB 1 mitt under den senares station Fridhemsplan, se fig. 1. Den lägre liggande TB 3 skall med gångtunnel förbindas med TB 1:s station Fridhemsplan, se fig. 1.

Hösten 1969 utsprängdes de aktuella partierna av TB 3:s spårtunnlar och gångtunneln drevs fram till ett avstånd av ca 5 m från den västra stationstunnelns västra vägg, se fig. 1. Gångtunneln ligger här i sådant höjdläge, att dess tak ligger ungefär i nivå med stationstunnlarnas golv, se fig. 7. Vid dessa sprängningar utfördes sedvanliga skakningsmätningar på bergväggar i TB 1:s stationstunnlar, och uppmätta svängningshastigheter låg väl under det normalt tillåtna värdet 50 mm/s.

Den 24 april 1971 upptäcktes av en tillfällighet, att de armerade förstärkningsbågarna i västra tunneln av TB 1:s stationshall fått allvarliga sprickskador och att stennedfall skett mellan bågarna.

Vid byggandet av stationstunnlarna vid Fridhemsplan för TB 1 på 1940-talet konfronterades man med besvärliga problem. Spännvidden på tunnlarna - drygt 10 m - var relativt stor i förhållande till täckningen, som lokalt gick ned till teoretiskt 5 à 6 m och praktiskt på grund av dåligt berg och överberg till

4 m. Hela stationsområdet var starkt genomsatt av flacka bankningssprickor i tunneltakshöjd. Hela stationstunnlarna är därför på sätt som fig. 1 visar förstärkta med tätt liggande motgjutna armerade betongbågar. En del av dessa, framför allt i den västra tunneln, har nedförts med väggpelare till tunnelgolv.

Fig. 2 visar en typritning av en sådan förstärkningsbåge. Som synes var bågarna kraftigt armerade och dimensionerade. På grund av bergtakets överutfall har bågarna på många ställen en höjd av över 2 m.

En kartering av de upptäckta skadorna visade, att dessa endast uppstått i den västra stationstunneln. Mellan bågarna 32 V i norr och 9 V i söder fanns varierande grader av sprick- och krosskador med markerat större skador på de mellersta bågarna 3 V, 4 V och 5 V. Fig. 1 visar skadeområdets utsträckning.

Fig. 3 och 4 visar sprick- och krosskadornas omfattning på bågarna 4 V resp 5 V. Skademönstret är likartat med flackt liggande sprickor, som indikerar att bågarna varit utsatta för våldsamma, något snett uppåtriktade tryckkrafter från väster. I de krossande zonerna var den kraftiga armeringen på flera ställen tydligt utknäckt, vilket i samband med de betydande sprickvidderna på mer än 10 mm visade att glidningar av samma storleksordning måste ha ägt rum längs de största sprickorna.

I bågarnas hjässpartier upptäcktes i flera fall sprickor mellan berg och betong, se fig. 3 och 4. Dessa sprickor har sannolikt funnits tidigare men vidgats något i samband med de nu aktuella skadornas uppkomst.

Bergtaket mellan förstärkningsbågarna var mycket måttligt skadat. Skrotning hade ej utförts på många år. Viss säkerhetsskrotning var nödvändig innan mätningar och förstärkningsarbeten kunde påbörjas.

De skador, som uppstått på övriga här ej redovisade förstärkningsbågar, var i princip likartade de i fig. 3 och 4 angivna. I vissa fall, t ex vid bågarna 31 V, 3 V och 7 V, hade dock huvudbrottsprickan lokaliserats till bågens västra sida i analogi med sekundärsprickan i båge 4 V:s västra del, se fig. 3.

Mätningar

Den 1 juli 1971 påbörjades genom Stockholms Hamn, Materialprovningslaboratoriet, en serie mätningar över vissa sprickor i de skadade förstärkningsbågarna. Mätprincipen framgår av fig. 3 och 4. Vid ett mätställe placerades två dubbar på ömse sidor om sprickan. Genom att mäta avståndsförändringarna mellan dubbarna kunde eventuella rörelser hos sprickan beräknas.

I fig. 5 redovisas dessa mätresultat för några representativa mätställen på bågarna 4 V och 5 V. Förskjutningarna är redovisade dels som förskjutning vinkelrätt mot sprickan, dvs sprickviddens ökning, dels som förskjutning parallellt med sprickan, dvs glidning.

Man ser av fig. 5 att de närmaste månaderna efter mätningarnas påbörjande pågick en med tiden nästan linjär förskjutningsändring. För båda bågarna var den resulterande förskjutningen sådan, att östra båghalvan rörde sig snett nedåt mot tunnelns centrum, se pil 5 i fig. 9.

För övriga mätställen på dessa bågar och på de andra förstärkningsbågarna erhölls liknande resultat.

Man kunde således redan i slutet av augusti dra den slutsatsen, att berget ovanför den västra stationstunneln i TB 1 ännu icke var i vila utan rörde sig. Någon omedelbar stabilitetsrisk bedömdes dock ej föreligga, och man beslöt att medelst kompletterande relationsmätningar i den mest skadade sektionen mellan bågarna 4 V och 5 V försöka få en uppfattning om bergets verkliga rörelser.

Mätanordningarna framgår av skissen till höger på fig. 6. På grund av att tunnelbanans inbyggnadskonstruktion blockerade större delen av tunnelsektionen, måste mätstängerna placeras på mycket snäva utrymmen. Två mätpunkter B och C befästes på ömse sidor av det relativa plana bergtaket, och ytterligare två punkter A och D så långt ner som möjligt på de båda väggarna.

Huvudmätningarna gällde sträckorna A-C, B-C och B-D. För att få en fast relation till tunnelbotten monterades också en särskild ramstång från tunnelbotten till punkt B. Denna ramstångs absoluta lutningsförhållande bestämdes genom inklinometrar.

Det visade sig vara mycket svårt att få tillförlitlighet hos inklinometermätningarna, trots att speciella åtgärder vidtogs för att få fullgod temperaturkontroll på ramstången. De erhållna mätresultaten motsades av de inbördes samstämmiga resultaten från övriga mätstänger, och de har därför förkastats.

Av diagrammet i fig. 6 finner man, att punkten C legat nära nog oförändrad i förhållande till pkt A (mätklocka 5). Punkten B har däremot rört sig mot pkt D (mätklocka 6) och ungefär lika mycket från pkt A (4-5), dvs punkterna A och D har inte rört sig särskilt mycket inbördes.

Det bör noteras, att i punkt B uppsattes två stycken mätplattor på någon decimeters avstånd från varandra, och att inklinometerramstången relaterades mot den ena mätplattan, medan övriga mätstänger relaterades mot den andra. Om - såsom resultaten i övrigt tolkats, jfr. fig. 9 - rörelserna i B bestått i lokal rotation, så kan oregelbundenheter i denna möjligen förklara svårigheterna i inklinometermätningen.

Mätningarnas väsentliga resultat kan sammanfattas så att man dels kunde konstatera vissa under tiden oktober - december 1971 ganska linjärt fortskridande rörelser, dels konstatera att dessa rörelser var ganska små (se fig. 6).

Bergmekaniska förhållanden

Stockholms Gatukontor uppdrog åt Bergkonsult, Sven Tyrén AB, att detaljkartera åtkomliga delar av det synliga berget i den skadade västra tunneln av TB 1. Detta uppdrag utvidgades sedan till att omfatta sprick-mönstret även i omgivande tunnlar av TB 1 och TB 3.

De väsentliga resultaten återges på fig. 7 och 8.

Fig. 7, som visar en vertikalsektion genom TB 3:s gångtunnel och tvärs TB 1, ger vid handen att täckningen över den skadade västra tunneln var ganska liten. I anfangshöjd på tunneln visade berget en genomgående bankningsstruktur med tätt liggande flacka slag, se även fig. 3 och 4. Dessa bankningszoner visade på många ställen, särskilt på östra sidan, rostvittringstecken, vilket kan indikera högre upp mot ytan liggande vittringszoner. Nära stuffen i gångtunneln skärs denna av flera kraftiga slag med 60^{o} stupning. Öster om den östra stationstunneln återfinns en brant stupande, mycket markerad krosszon.

Fig. 8, som visar en plan över det aktuella området, anger strykningen hos nämnda slag och krosszonen. Därutöver finner man dels markerade stråk av glimmer-klorit-skölar ungefär vid skadeområdets södra gräns, dels ett tämligen brant kalkspatslag vid skadeområdets norra gräns.

Även i gångtunneln för TB 3 kunde en tämligen markerad horisontell bankning iakttagas i området närmast TB 1, se fig. 7.

Brotthypotes

Vad var det nu som hade förorsakat de svåra skadorna på förstärkningsbågarna i TB 1:s västra stationstunnel? En plausibel brotthypotes måste uppställas, innan man kunde vidtaga lämpliga reparations- och förstärkningsåtgärder.

Av den bergmekaniska undersökningen framgick, att det ovanför och väster om skadeområdet fanns ett av slag och skölar tämligen väl avgränsat bergparti, som kunde tänkas förskjutas österut, om tillräckliga krafter stått till förfogande med rätt angreppsområde och riktning. Detta bergparti har på fig. 7 och 8 särskilt markerats "förskjutet bergparti" och har formen av en sned stympad kon med basen uppåt. Konens nedre del går fram mot gångtunneln från TB 3.

Brotthypotesen är nu den, att sprängningarna för gångtunneln genom rekylverkan från salvutskjutningarna medfört en - sannolikt successiv - förskjutning av detta bergparti någon eller några cm österut. Förskjutningens storlek har varierat inom bergpartiet med de största förskjutningarna i skadeområdets mittparti.

Gångtunneln har en area av 35 m^2 och har drivits med full sektion. Indriften var 2,4 m men hade för salvorna närmast TB 1 reducerats till ca 1,6 m. Sprängämnesförbrukningen var ca 1 kg per fast m^3 teoretisk volym. Bergarten är en grå slirig gnejs med lokala inslag av finkornig grå granit, och gränsladdningen för denna bergart kan bedömas till ca 0,4 kg/m^3.

En uppskattning av den rekylkraft, som en salvsprängning i gångtunneln kan ge upphov till, är vansklig. Man kan dock utgå från de uppgifter om salvors kastenergi, som refereras i Langefors-Kihlström: "Rock Blasting", kap. 2.11.

Enligt dessa undersökningar är kastenergien hos en salva ca 16 % av överladdningens totalenergi. Vid den aktuella överladdningen 0,6 kg/m^3 är totalenergin

$$E_t = 3 \cdot 10^6 \text{ Nm/m}^3$$

Vid salvdjup 2,4 m, vilket kan antagas i varje fall delvis ha använts inom den kritiska drivningssträckan, se fig. 7, är salvvolymen ca 85 m^3 och kastenergin alltså

$$E_k = 85 \cdot 0{,}16 \cdot 3 \cdot 10^6 = 4{,}1 \cdot 10^7 \text{ Nm}$$

Om vi antar att såväl salvan med massan $S = 2 \cdot 10^5$ kg som det förskjutna bergpartiet med den uppskattade massan $M = 8 \cdot 10^6$ kg uppför sig som stela kroppar, och vi vidare tillämpar de enkla mekaniska lagarna om rörelseenergi och rörelsemängdens konstans, så får vi

$$E_k = 4{,}1 \cdot 10^7 = \frac{2 \cdot 10^5 \cdot v_s^2}{2} = \frac{S \cdot v_s^2}{2}$$

$$v_s = 20 \text{ m/s}$$

$$S \cdot v_s = 2 \cdot 10^5 \cdot 20 = M \cdot v_M = 8 \cdot 10^6 \cdot v_M$$

$$v_M = 0{,}5 \text{ m/s}$$

$$E_M = \frac{M \cdot v_M^2}{2} = \frac{8 \cdot 10^6 \cdot 0{,}5^2}{2} = 10^6 \text{ Nm}$$

där

v_s = salvans medelhastighet

v_M = det förskjutna bergpartiets medelhastighet

E_M = det förskjutna bergpartiets rörelseenergi

Om vidare bergpartiet under inverkan av rekylen skulle förskjutas sträckan X med linjärt avtagande kraft från F till 0, så erhåller vi för bestämning av F sambandet

$$F = \frac{2 \cdot E_M}{X}$$

För värden på X mellan 0,005-0,02 m får man maximala kraften $F = 4 \cdot 10^8 - 10^8$ N (= 40000-10000 Mp).

Det har nu sitt intresse att även uppskatta det totala motstånd, som de skadade armerade förstärkningsbågarna kan ha erbjudit i sitt brottstadium. Av fig. 3 och 4 liksom av fig. 7 framgår att brotten varit av skjuvkaraktär, varvid armeringen sannolikt spelat liten roll. Förloppet har varit dynamiskt och inneburit relativt stora förskjutningar. I sådana fall kan man räkna med mycket höga formella brottspänningar (egentligen kohesions- och friktionskrafter) av storleken

$$\tau_{br} = 3 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2 \ (= 30 \text{ kp/cm}^2)$$

Sammanlagt har 11 st bågar skadats, varvid skjuvsnittens area för de mest skadade bågarna varit ca 4,5 m^2. Man kan därför uppskatta den totala skjuvbrottytan till

$$A = \text{ca } 35 \text{ m}^2$$

Den erforderliga totala skjuvbrottkraften uppskattas då till

$$T = \tau_{br} \cdot A = 3 \cdot 10^6 \cdot 35 \approx 10^8 \text{ N } (= 10000 \text{ Mp})$$

Som synes är detta av samma storleksordning som den beräknade rekylkraften F.

Även om de redovisade uppskattningarna sannolikt är behäftade med stora fel, torde de ge riktiga storleksordningar. Därmed visar de också att den antagna brotthypotesen är rimlig.

I verkligheten har naturligtvis förloppet haft en både mer kontinuerlig och diffus karaktär än vad som här förenklat förutsatts. Sannolikt har t ex inte hela rekylkraften kunnat påverka den förskjutna bergmassan, i varje fall inte när

fronten kom närmare TB 1, se fig. 7. Förskjutningarna - och krafterna - har vidare fördelats ojämnt över det förskjutna bergpartiet, som ju skadebilden ger belägg för.

Efter att sprängningarna har avslutats, har det förskjutna bergpartiet strävat att återgå mot sitt ursprungliga jämviktsläge. Fig. 9 är ett försök att illustrera denna process i belysning av de utförda mätningarna. Pilarna 1 visar den förskjutna bergmassans totala rörelseriktning vid återgången, vilken framkallar skjuvkrafter 7 och 8 i de bankade rörelsezonerna. I närheten av stationstunneln kommer randvillkoren emellertid att medföra andra förskjutningsriktningar enligt pilarna 2 och 3. Vid västra anfanget kan t o m lokal rotation uppstå, om rörelsemöjlighet finns för enskilda block. De östra, undre bågdelarnas förskjutning snett inåt-nedåt i tunneln enligt pil 5 förklaras av skjuvkrafterna 8, som ju i detta parti verkar mot fri rand, som då tenderar att förskjutas mot väster - punkterna A och D i fig. 6 närmas.

Förstärkningsåtgärder

Som framgår av såväl fig. 7 som av fig. 10 skall gångtunneln från TB 3 drivas vidare under den västra stationstunneln och fram till den östra i TB 1. Reparations- och förstärkningsåtgärderna skall därför inte bara garantera den västra stationstunnelns stabilitet i nuläget, utan även medge denna fortsatta drivning, helst utan ytterligare skador.

De nu föreslagna och beslutade förstärkningarna framgår i stort av fig. 10, medan fig. 11 visar åtgärder vid de skadade betongbågarna. I ordningsföljd utförs följande:

a) Noggrann skrotning av bergtak mellan bågarna. Borthuggning och tvättning av utfällningar.

b) Armerad sprutbetong, ca 5 cm, mellan betongbågarna.

c) Kirunabultar uppspända till 50 kN (= 5 Mp) mellan och genom bågarna. Ca 1 bult Ø 20 per 0,6 m^2, längd 3,6 m.

d) Berget injekteras, speciellt i anfangspartierna men även där vattenflöde förekommer, med cement.

e) 3 x 9 st kabelförankringar VSL Felsanker för 1250 kN (= 125 Mp) inborras i stationstunnelns västra vägg och monteras.

f) Avväxlingsbalkar av armerad betong över blivande gångtunnel gjutes längs stationstunnelns västra och östra vägg upp till de gamla förstärkningsbågarnas anfang.

g) Kabelförankringarna (3 x 9 st) spännes och injekteras.

h) Gångtunnelns tak förstärkes med snedställda Kirunabultar Ø 20 mm uppspända till 50 kN (= 5 Mp). Sprängning sker mycket försiktigt och kompletteras efter hand med Kirunabult och 2 x 2 st VSL Felsanker uppspända till 1250 kN (= 125 Mp).

i) Befintliga bågar repareras genom uppbilning av skadade partier, ersättning av armeringsjärn som bockats, uppspänning av oskadade bågpartier mot bergtak med Kirunabultar samt plastinjektering av betongsprickor.

På grund av de mycket trånga utrymmena mellan förstärkningsbågar och inklädnadsvalven samt kraven på att trafiken skall förlöpa ostörd i TB 1 har förstärkningsarbetena vållat och kommer att vålla svåra arbetstekniska problem.

Effekten av de första förstärkningsåtgärderna a) - c) med sprutbetong och Kirunabultar mellan förstärkningsbågarna kan i viss mån avläsas på fig. 5 och 6. Av fig. 5 framgår således, att rörelserna över sprickorna i bågarna 4V och 5V minskades redan vid sprutbetongens påförande oktober - november 1971 och avstannade efter takbultningen i januari 1972. Av icke utredda orsaker har nya rörelser registrerats från augusti 1972.

Fig. 6 visar att rörelserna mellan mätpunkterna i tunnelsektionens periferi syntes avstanna efter takbultningens färdigställande. Dessa mätningar avbröts i mars 1972.

De åter begynnande rörelserna över förstärkningsbågarnas sprickor utgör ett argument för att förstärkningsarbetena bör fullföljas planenligt.

Avslutningsvis får jag framföra mitt tack till Stockholms Gatukontor, som lämnat benäget tillstånd till att denna redogörelse för ett intressant skadefall får publiceras.

SUMMARY

Damages on heavy reinforced concrete tunnel linings caused by thrust from blasting operations

In the 1940ies subway 1 (TB 1) was built in gneiss at Kungsholmen in Stockholm. At station Fridhemsplan two parallel tunnels, span 10 m, with their bottoms at -0,6 m were driven in rather bad rock and with small overburden 4-10 m. As seen in Fig. 1 the tunnels had to be strengthened with closely spaced reinforced concrete arch linings. One such arch is shown in Fig. 2.

In 1969 two track tunnels for subway 3 (TB 3) were driven below subway 1 with tunnel bottoms at -13,3 m, see Fig. 1. Between the track tunnels a pedestrian tunnel connecting subway 3 with subway 1 was driven up to a few meters from the west station tunnel of subway 1.

In april 1971 it was found - by chance - that the concrete arches in the west station tunnel had been heavily damaged within the area indicated in Fig. 1. The arches were cracked and locally crushed in a manner shown by Figs. 3 and 4.

Measurements taken over the main concrete cracks, see Figs. 3 and 4, showed that movements perpendicular and parallel to the cracks were still going on, see Fig. 5. Other measurements between points at the tunnel periphery, Fig. 6, also showed movements in the rock roof.

A geological and rock mechanics investigation showed that a series of flat cracked zones passing through the arch abutments in combination with another series of rather steep faults, some with mica-chlorite, bounded a rock volume with possibilities to move under proper force action. The rock volume is indicated in Figs. 7 and 8 and has the approximate form of an up and down oblique cone.

The explanation to the damages seems to be the following. The pedestrian tunnel with an area of 35 m^2 was blasted in 2,4 to 1,6 m full-area rounds. The explosive consumption was about 1 kg/m^3, i.e. an excess charge over limit charge of about 0,6 kg/m^3. Starting from the throwing energy of the round it can be estimated, that the movable rock volume can have been subjected to a thrust force of the order of $4 \cdot 10^8 - 10^8$N at some critical rounds. On the other hand, the total shearing capacity of all the damaged arches is also of the order of 10^8N, which gives ample margin for the movement of the rock volume.

It is thus concluded, that the rock volume has moved 10-20 mm under the action of thrust forces, and that it has afterwards been moving back to a stable position. Fig. 9 is a sketch to demonstrate the main as well as some local movements and the shearing forces in the main movement zone.

Fig. 10 shows the main reinforcement program of the damaged area. The rock roof between arches is gunited and bolted with cast-in tension Kiruna bolts. The walls of the station tunnel are lined with heavily reinforced concrete beams carrying over the pedestrian tunnel after final excavation. The western concrete beam is bolted to the rock with 3 x 9 VSL Felsanker with tension force of each 1250 kN. The roof of the pedestrian tunnel is also bolted with Kiruna bolts and VSL Felsankers, and the heavily cracked rock zones will be cement grouted.

The damaged arches are repaired according to fig. 11. All crushed areas are cut away, reinforcement restored, concrete replaced, the arches bolted to the rock with Kiruna bolts and all cracks grouted with plastic.

From figs. 5 and 6 it can be seen that the grouting and bolting of the station tunnel roof at least temporarily stopped the rock movements.

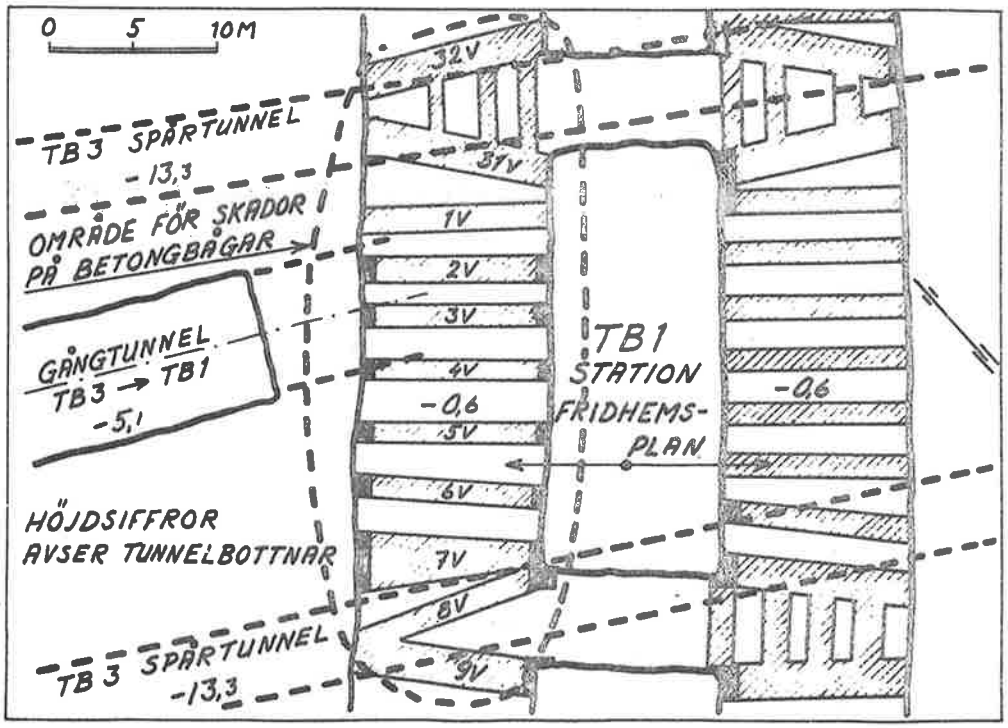


Fig. 1:

Plan över tunnlarna i skadeområdet. Stationstunnlarna i den överst liggande tunnelbana 1 (TB 1) är förstärkta med tätt liggande armerade betongbågar, se fig. 2. Området för skadade betongbågar markeras med streckad linje.

Plan of the tunnels within the damage area. The station tunnels of the subway 1 (TB 1) at the highest level (-0,6 m) have been strengthened with closely spaced reinforced concrete arches, see Fig. 2. The area of the damaged concrete arches is marked with a dotted curve.

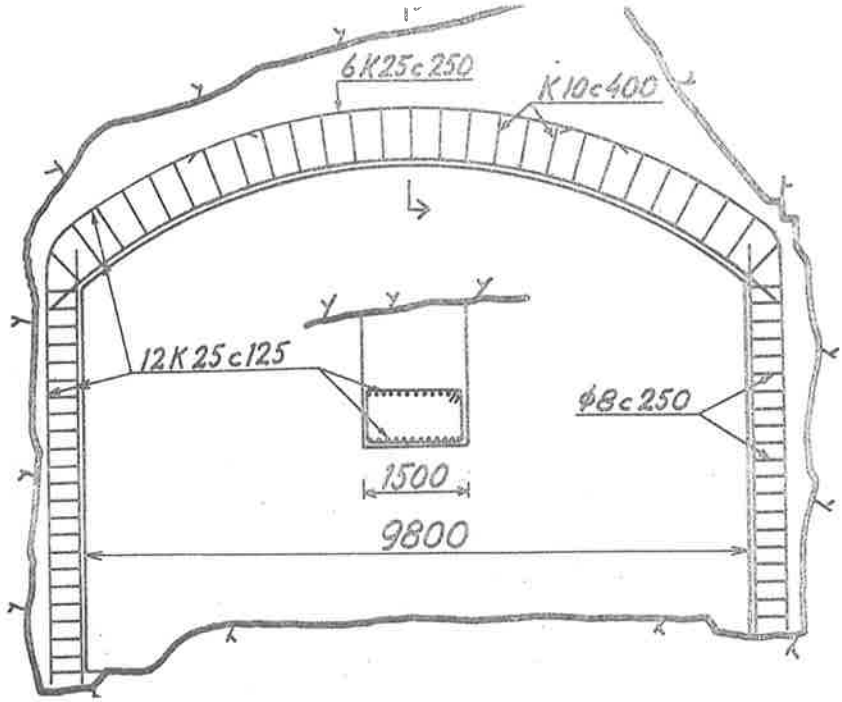


Fig. 2: Typritning av armerad förstärkningsbåge i TB 1 med stöd nedförda till tunnelns botten.
Drawing of typical reinforced concrete arch in subway 1 (TB 1). The arch and the abutment columns are cast in direct contact with the rock.

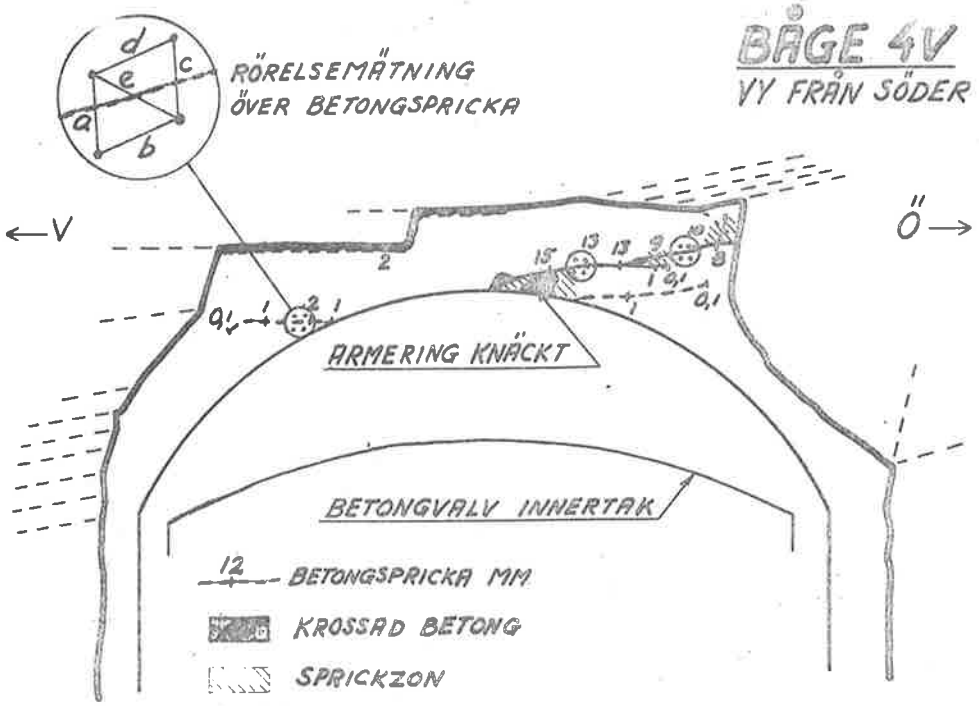


Fig. 3: Vy från söder av den skadade betongbågen 4V, se fig. 1. Siffrorna längs betongsprickorna visar sprickvidd i mm vid skadornas första inmätning.
View from south of damaged reinforced concrete arch No. 4V, see Fig. 1. The figures along the cracks in the concrete indicate crack width in mm at the time of the first measurements taken of the damages.

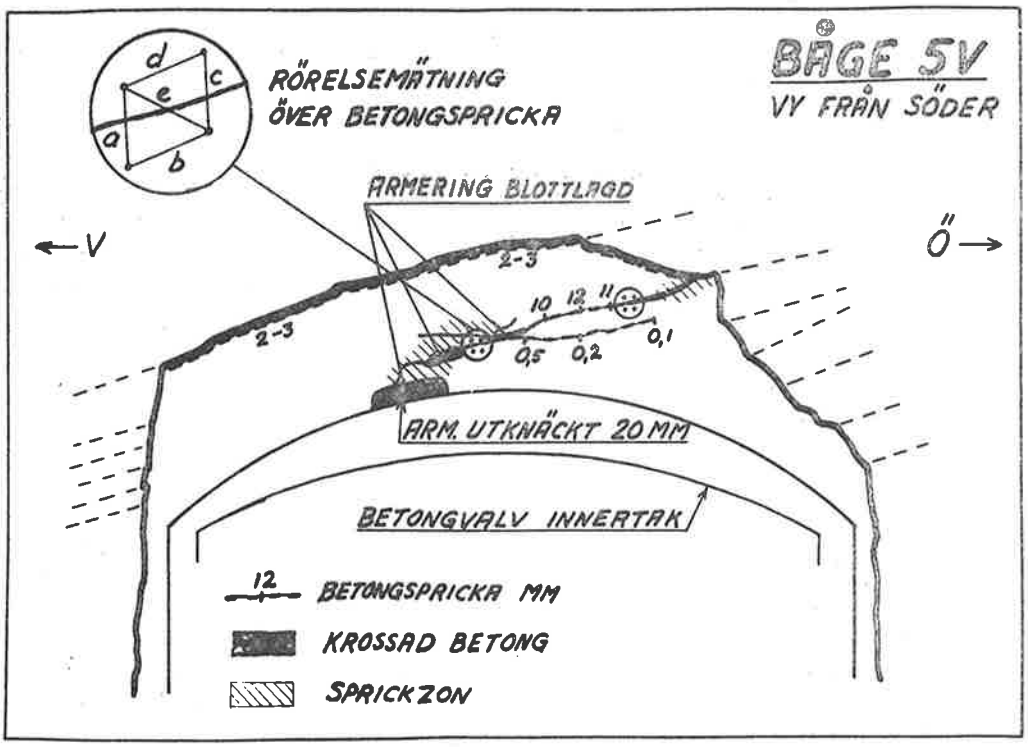


Fig. 4

Vy från söder av den skadade betongbågen 5V, se fig. 1. Siffrorna längs betongsprickorna visar sprickvidd i mm vid skadornas första inmätning.

View from south of damaged reinforced concrete arch No. 5V, see Fig. 1. The figures along the cracks in the concrete indicate crack width in mm at the time of the first measurements taken of the damages.

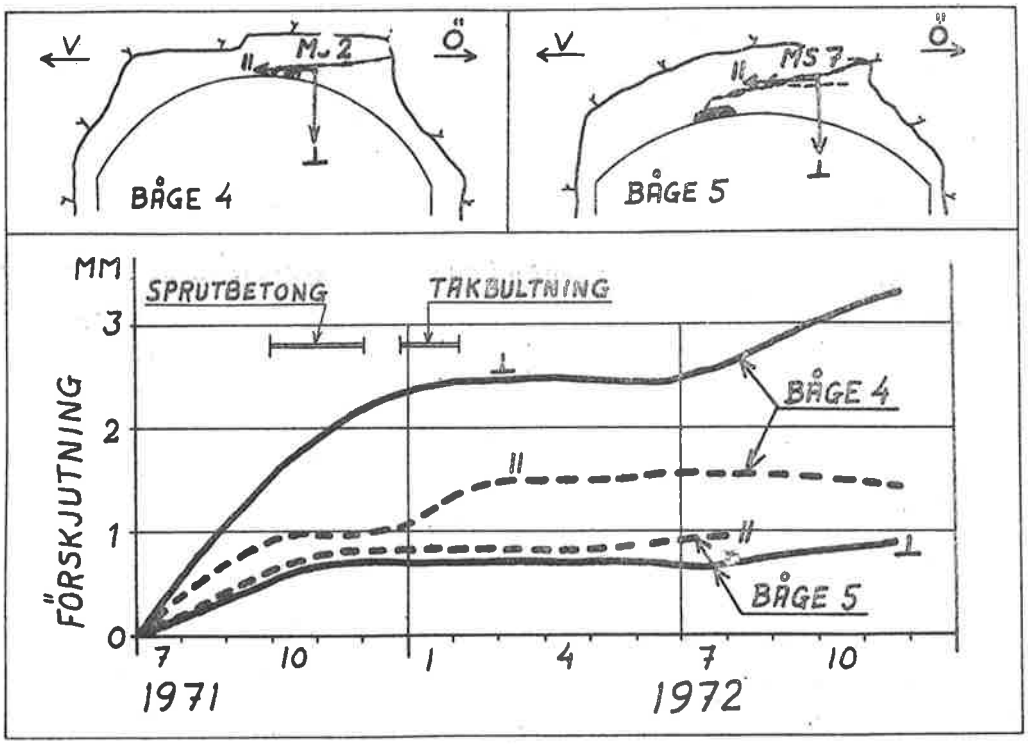


Fig. 5

Mätningar av transversella (⊥) och parallella (11) förskjutningar över några betongsprickor i förstärkningsbågarna 4 och 5. Arbetsmomenten sprutbetongbeklädnad mellan bågarna och takbultning med Kiruna-bult har angivits tidsmässigt, jfr fig. 10.

Measurements taken of transverse (⊥) and parallel (11) movements over some concrete cracks in the reinforced concrete arches No. 4 and No. 5, cf. Figs. 3 and 4. The construction periods for guniting between the arches as well as rock bolting with Kiruna bolts are indicated in the diagram, cf. Fig. 10.

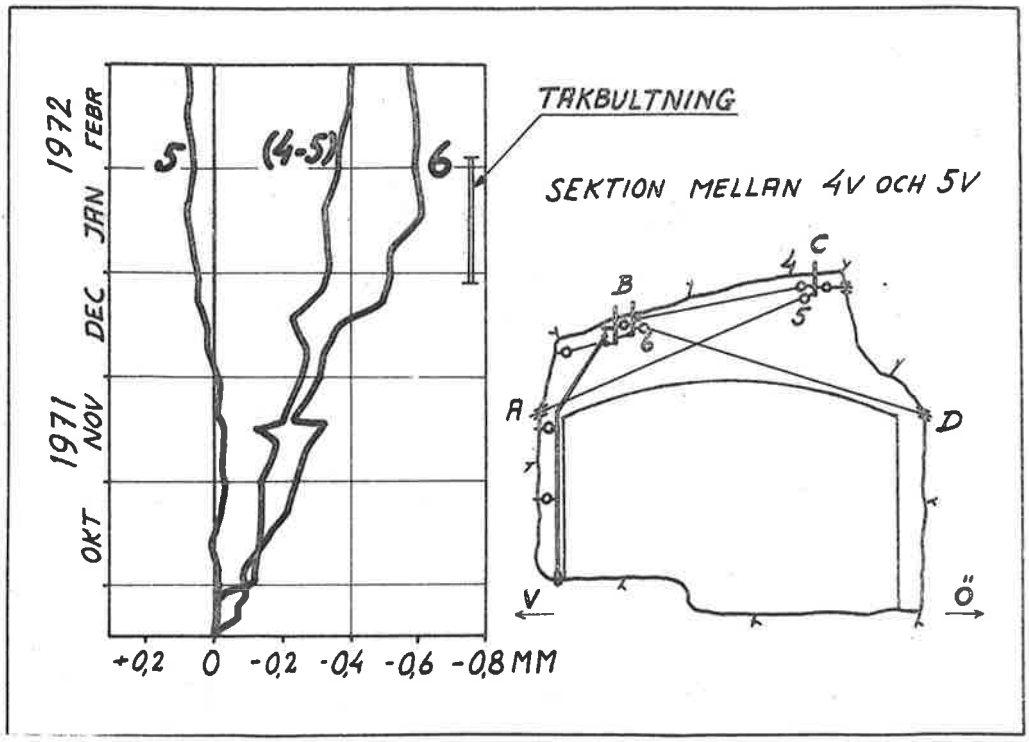


Fig. 6

Mätning av förskjutningar i tunnelsektionen enligt skiss till höger. Diagrammet till vänster visar att avståndet BD och BC minskats något medan avståndet AC ändrats föga.

Measurements of displacements in tunnel section according to sketch at right. The diagram indicates that the distances

BD and BC were decreasing and that the distance AC barely changed. After roof bolting with Kiruna bolts in January 1972 the movements stopped.

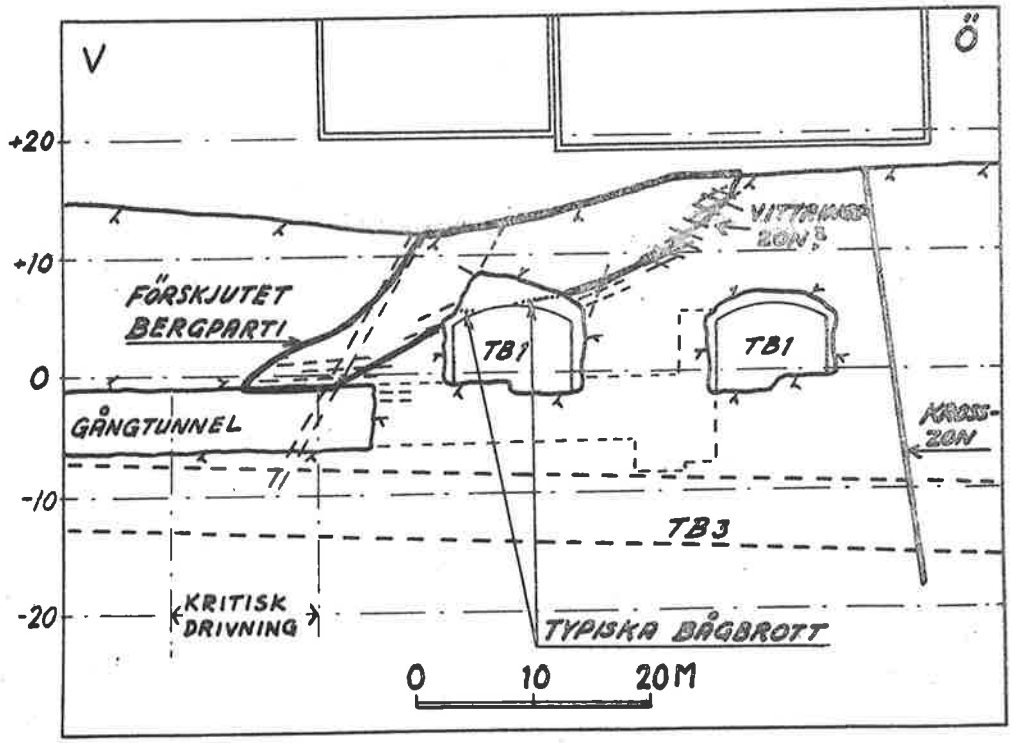


Fig. 7

Vertikalsektion genom gångtunnel och skadeområde visande brotthypotes. Ett relativt stort bergparti avgränsat av slag och skölar har haft möjlighet att förskjutas under inverkan av rekylen från gångtunnelns utsprängning.

Vertical section through passage tunnel and the damage area indicating the hypothesis of failure. A relatively large rock mass bordered by faults and weak zones has had a possibility to move under the action of the thrust from the blasting operation in the pedestrian tunnel.

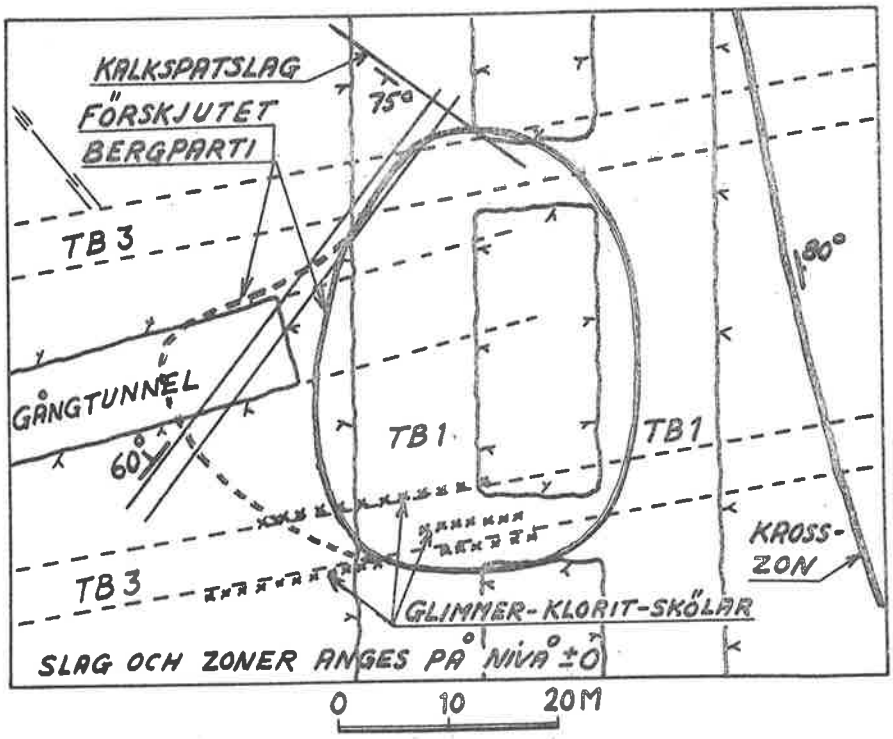


Fig. 8

Plansektion genom gångtunnel och skadeområde visande brotthypotes, jfr fig. 7.

Horizontal section through pedestrian tunnel and the damage area indicating the hypothesis of failure, cf. Fig. 7.

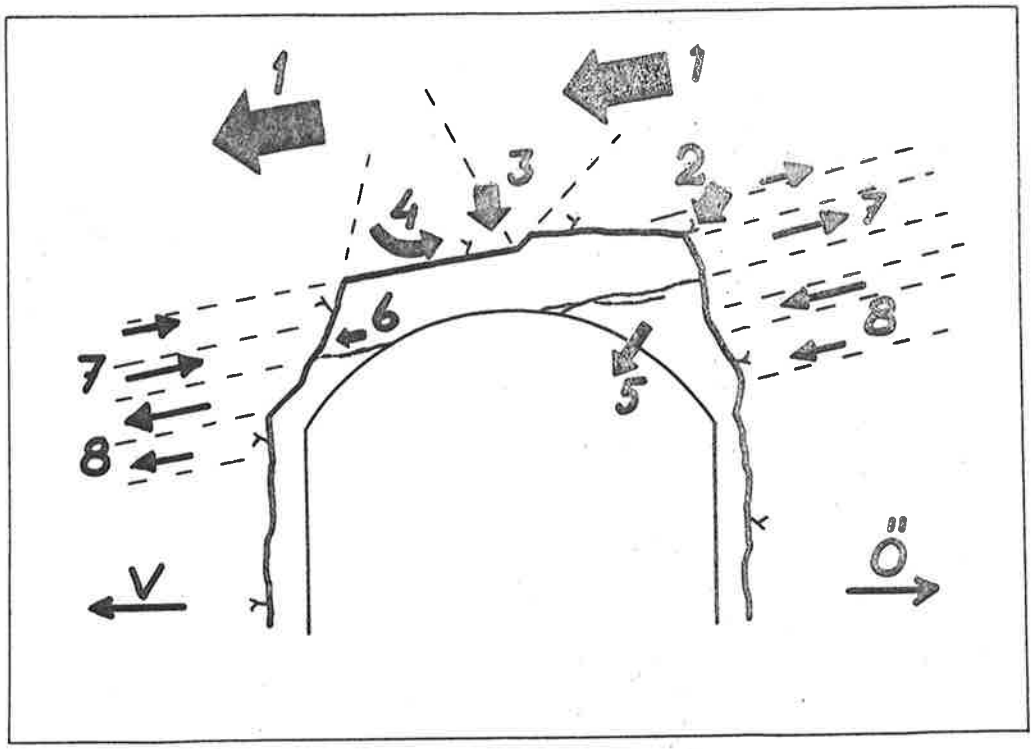


Fig. 9

Modell av de återgående rörelse- och kraftförloppen omkring den skadade stationstunneln. 1-6 rörelser, 7-8 av rörelserna framkallade skjuvkrafter.

Model of movements and forces at slow rebound of displaced rock mass over the damaged station tunnel. 1-6 movements, 7-8 shearing forces in sliding area.

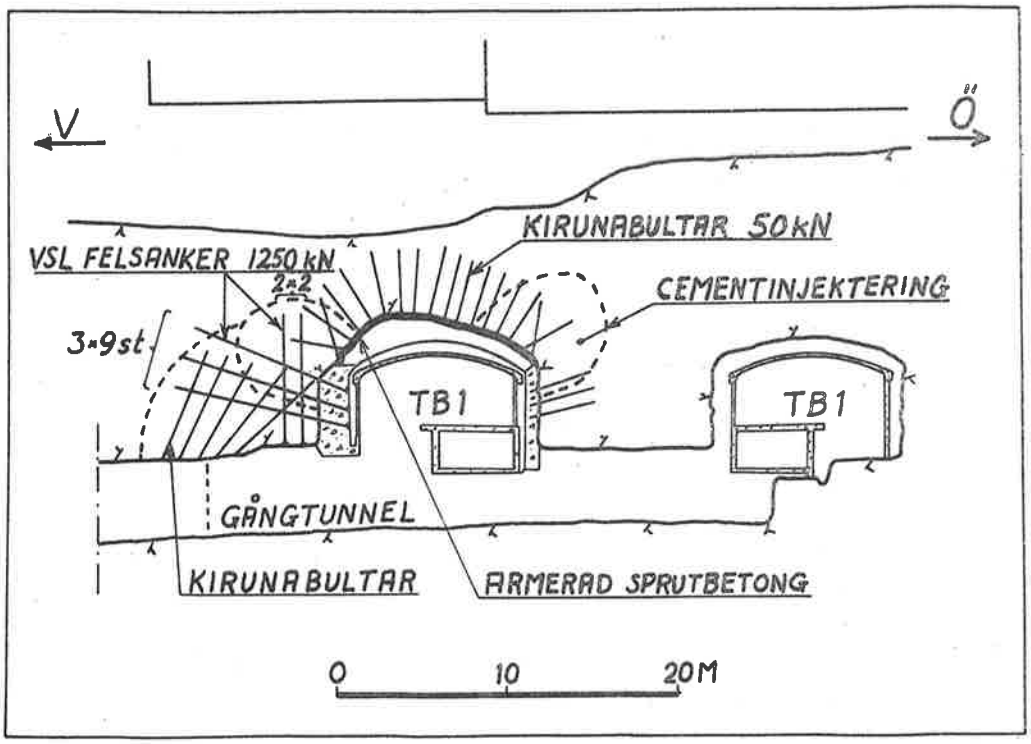


Fig. 10

Förstärkningsprogram för den skadade stationstunneln.

Reinforcement program for the damaged station tunnel. Reinforced gunits and Kiruna bolts in roof between concrete arches. Pre-tensioned wires to strengthen corner between pedestrian and station tunnel. Kiruna bolts in pedestrian tunnel roof. Cement grouting in heavily fissured zones.

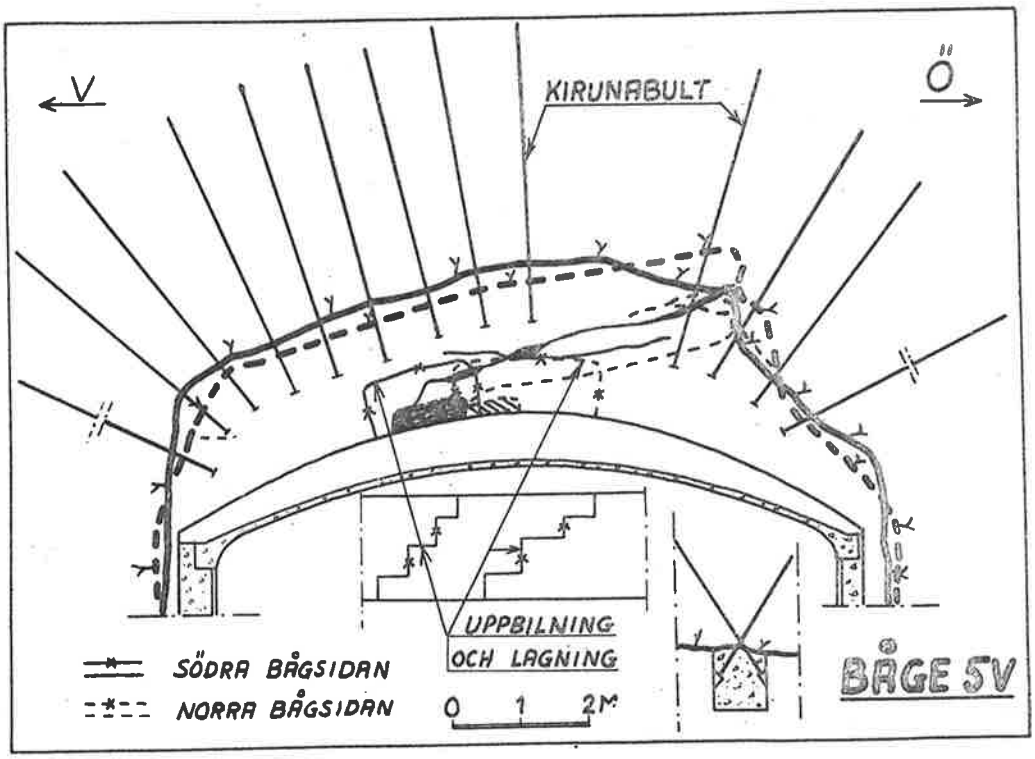


Fig. 11

Reparationsåtgärder för de skadade armerade betongbågarna.

Repair program for damaged reinforced concrete arches. Kiruna (tension) bolts force the concrete arch elements against the rock. Heavily cracked or crushed areas are cut away, the reinforcement is restored and now concrete cast. All other cracks are filled with proper grouting material.

REPARATIONS- OCH FÖRSTÄRKNINGSÅTGÄRDER VID SPRÄNGSKADOR I STOCKHOLMS TUNNELBANA

Civilingenjör Erik Malm, Stockholms gatukontor, Stockholm

Som komplettering till Sten Bergmans redogörelse skall här berättas något om utförandet av de erforderliga förstärkningsåtgärderna.

Järvabanan och tunnelbana 1 korsar varandra vid Fridhemsplan. I den östra stationsänden får den nya stationen förbindelse med den gamla på tre ställen genom gångtunnlar till båda biljetthallarna och plattformen. Den senare går under trafikspåret och från den skall byggas rulltrappa, gångtrappor och hiss till plattformarna. Från början hade arkitekten projekterat en rulltrappa i bergpelaren mitt i stationen, men även en optimistisk bedömning av vad som var utförbart avskräckte från denna placering som därmed kunde avstyras. Fig. 1 och 2.

Järvabanans spårtunnlar korsar tunnelbana 1 med ca 6 m bergtäckning och sprängningen gjordes med korta salvor och kontinuerliga vibrationsmätningar i plattformsplanet utan alarmerande resultat.

Ungefär samtidigt med spårtunnelsprängningen fördes gångtunneln fram till ett läge några meter från trafikspåret, även detta med acceptabla värden på i vibrationerna.

Trots detta inträffade alltså skador och vi fick för sent klart för oss var vibrationsmätarna borde varit placerade. Fig. 3 och 4.

Den första åtgärden efter det att noggranna geologiska iakttagelser gjorts var att skrota mellan bågarna. Höjden från innertak till bergtak varierar mellan 1 m och 4 m. För att inte innertaket skulle skadas av stora stenar från hög höjd byggde vi ställningar och däck av virke som fördelade lasten. Massorna från skrotningen lämpades ner på plattformen och lastades nattetid på arbetståg för uttransport. Tillgänglig trafikfri tid är från 2.30 till 4.45 men med s k enkelspårsdrift kan ett spår disponeras för arbeten från 0.15 till 4.45. Då bergytorna rengjordes började sprutningen. Försörjning med torrbruk, vatten och tryckluft skedde genom grovhål från gångtunneln och arbetet kunde utföras oberoende av tågtrafiken.

Nästa etapp var bultsättning. Cirka 800 Kirunabultar av 3,6 m längd förspända med 5 ton var föreskrivna. På grund av den låga takhöjden utfördes bultarna med skarv. Borrningen gjordes med maskiner på kort matare och skarvborr. Med denna utrustning var en takhöjd på 1,8 m tillräcklig. Där inte ens detta utrymme fanns lutades hålen. Bultritningarna var uppgjorda med hänsyn till inmätta lägen på sprickor och tunneltak. Fig. 5.

I och med detta var bergtaket tills vidare säkrat och fortsättningen blev nu förutom en viss cementinjektering arbeten för de platsgjutna betongkonstruktionerna. Stationstunnelns bergvägg och spår "undermineras" av den blivande gångtunneln och måste därför avväxlas. För spårens del var detta gjort tidigt, oberoende av bergarbetena, med en konstruktion av stålbalkar. Fig. 6.

Det är tre 10 m långa huvudbärare i spårriktningen, varav två för tågen och en för plattformen med tillhörande underbyggt skyddsrum. Mellan huvudbalkarna för spåret ligger sekundärbalkar som är bottnade med virke för att möjliggöra den vanliga rälsunderbyggnaden med slipers i makadam.

Motsvarande avväxling av bergväggen över gångtunneln skall ske med en betongkonstruktion i form av en hög balk. För att få största möjliga tvärsnitt byggs denna ihop med de till de befintliga förstärkningsvalven hörande pelarna. Betongbalken skall spännas ihop med bakom och ovanför liggande berg med kabelförankringar. Fig. 7.

Arbetena med betongavväxlingen fördelade sig på följande sätt.

Först borrades genom pelarna för armeringen. För att få arbeta oberoende av trafiken gjorde vi detta mellan bergvägg och innervägg innan denna revs. Återigen en trång och besvärlig arbetsplats. Därefter revs den nuvarande innerväggen. Så följde borrning för och sättning av kabelförankringarna. Det är 27 stycken fördelade på 9 grupper med 3 i varje. Arbetet utfördes nattetid från utrustning på spår. Det visade sig vid täthetsprovning av kabelhålen att många hade förbindelse med hål för Kirunabult från gångtunneln. Bulthålen hade slagits i förväg just för att eliminera risken för påborrning och därmed följande skada av kabelförankringarna. Sättningar av kablarna fick därför föregås av cementinjektering, ävenledes från spår. Fig. 8.

En del takbultar har sådan placering och riktning att de kunde sättas först när stationsväggen rivits. Detta är arbetsläget i början av februari 1973 och nu skall väggen armeras, formsättas och gjutas, det senare med pumpning av betong genom grovhål från gångtunneln. Därefter kan kablarna spännas - med 125 ton vardera - och betongavväxlingen är klar.

Innertaket stöder på pelare av vilka några står över gångtunneln och därför måste bilas ner. Pelarna ersätts av bergbultar i vilka taket hängs. Plattform och underliggande skyddsrum mister också sina upplag där gångtunneln skall fram. Även dessa konstruktioner hängs i bergbult och på ett ställe i stålbalk över tunneln.

Därefter kan sprängningen börja. Det är ca 1000 m^3 som skall tas ut med stränga restriktioner på grund av den känsliga omgivningen.

Parallellt med sprängningen görs håltagning i plattformarna för de nya trapporna. Inbyggnadsarbeten och utförande av konstruktioner som kan återta lasten från en del av avväxlingarna avslutar arbetena för den nya uppgången.

Till slut återstår så att reparera betongbågarna på de ställen de skadats. Detta är ett omfattande arbete med bilning, ersättning av skadad betong och armering och till sist injektering.

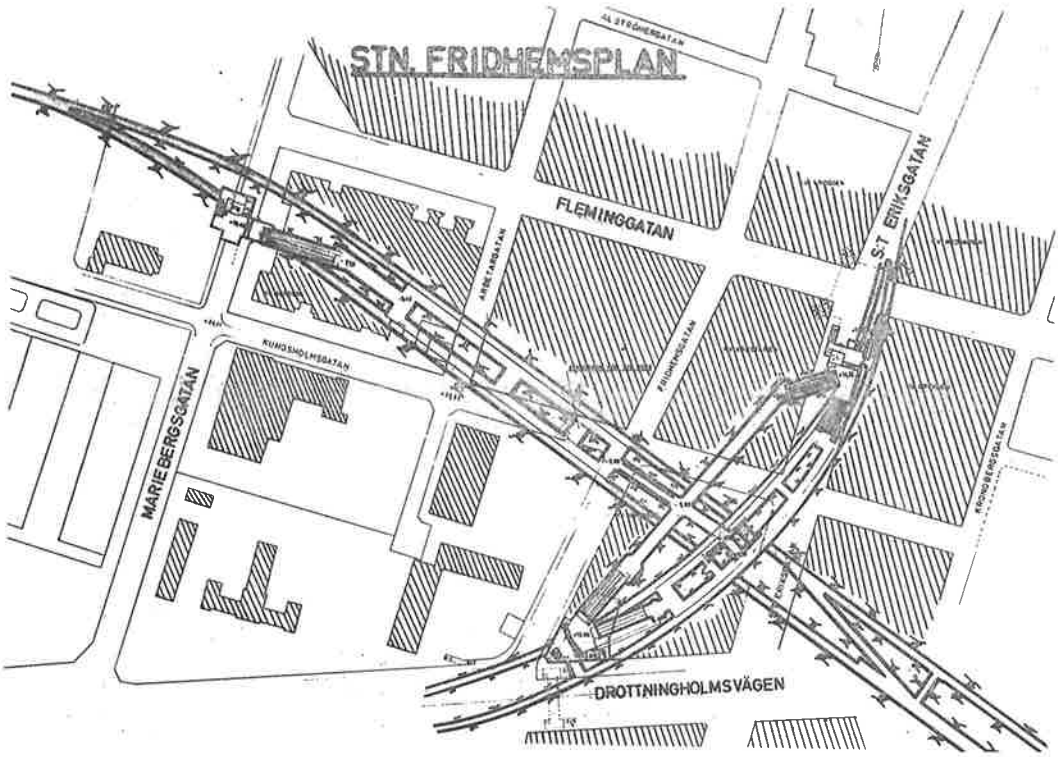


Fig 1 Korsning tunnelbana 1 och Järvabanan vid Fridhemsplan.

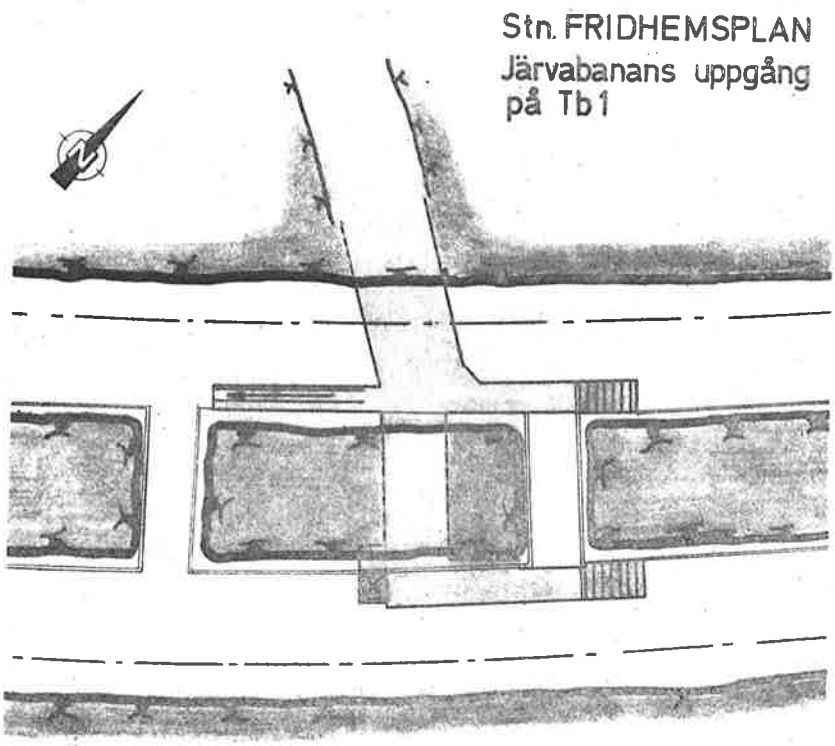


Fig 2 Järvabanans uppgång vid tunnelbana 1.



Fig 3 Skadad betongbåge sedd från undersidan.

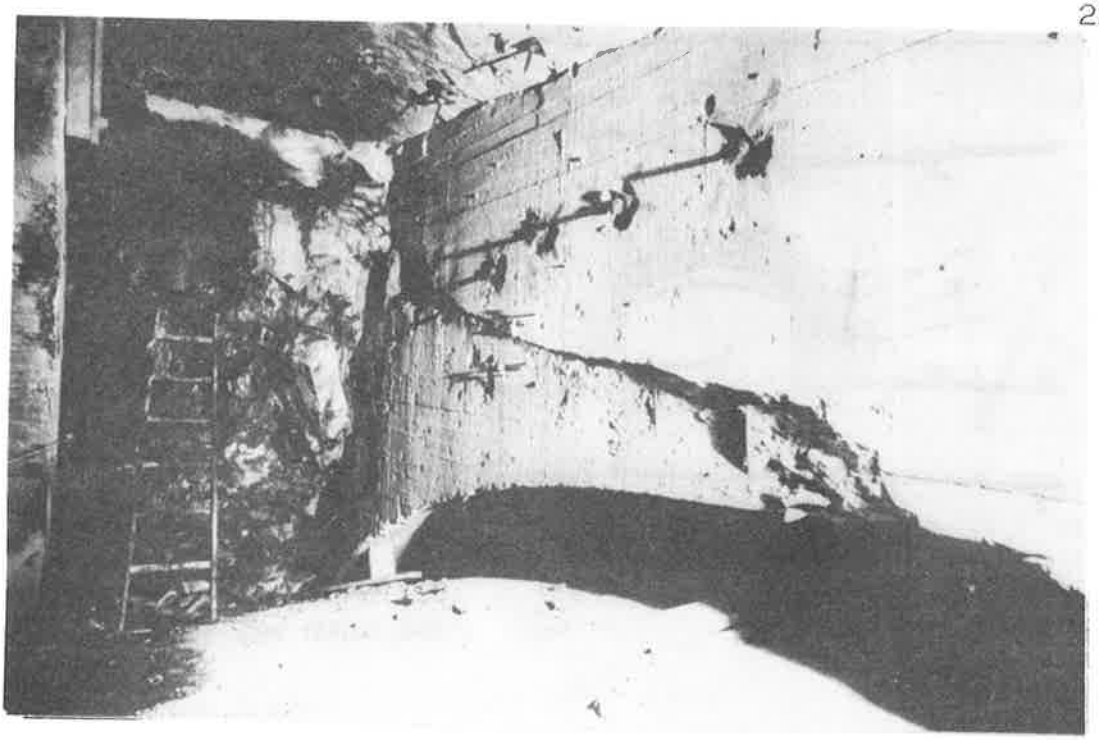
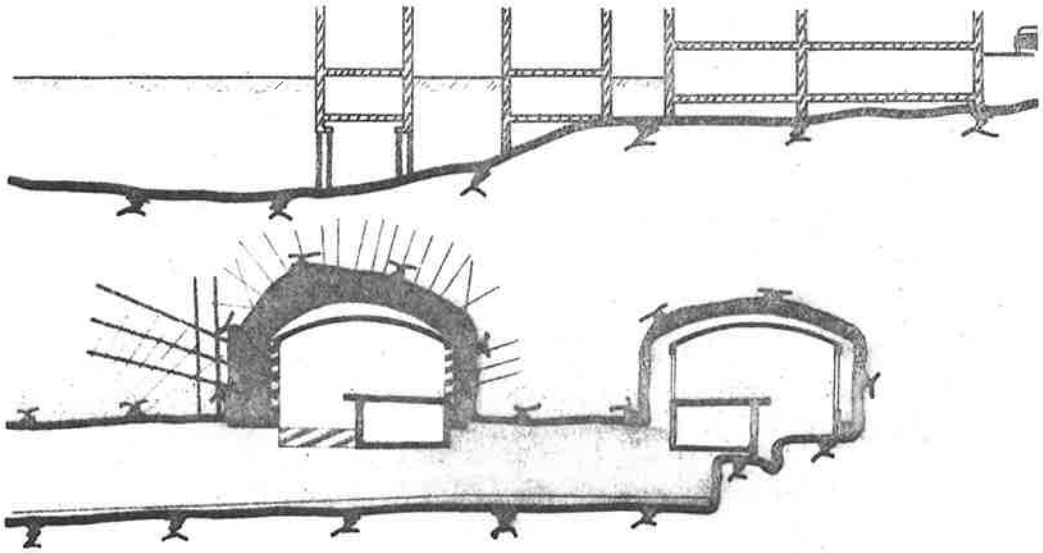


Fig 4 Skadad betongbåge sedd från sidan.

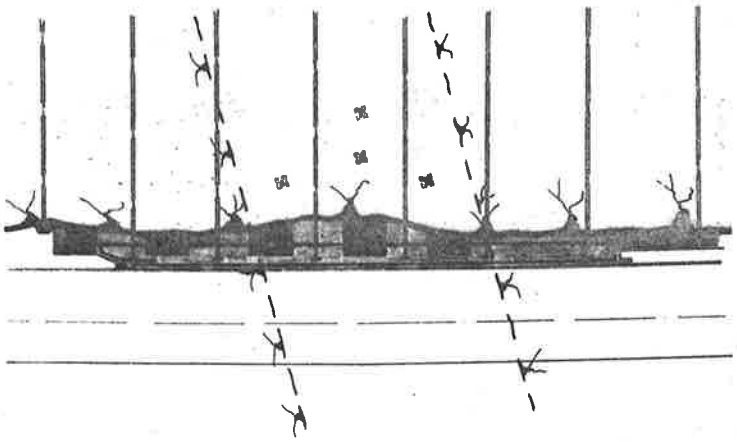


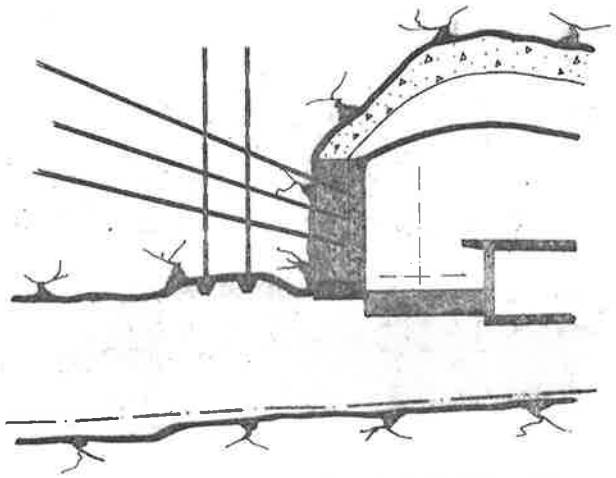
Fig 5 Montering av bult.



Stn. FRIDHEMSPLAN Tb1
Gångtunnel från Järvabanan

Fig 6





STN FRIDHEMSPLAN
BERGFÖRSTÄRKNING

Fig 7

Fig 6 och 7
Avväxling över gångtunnel.

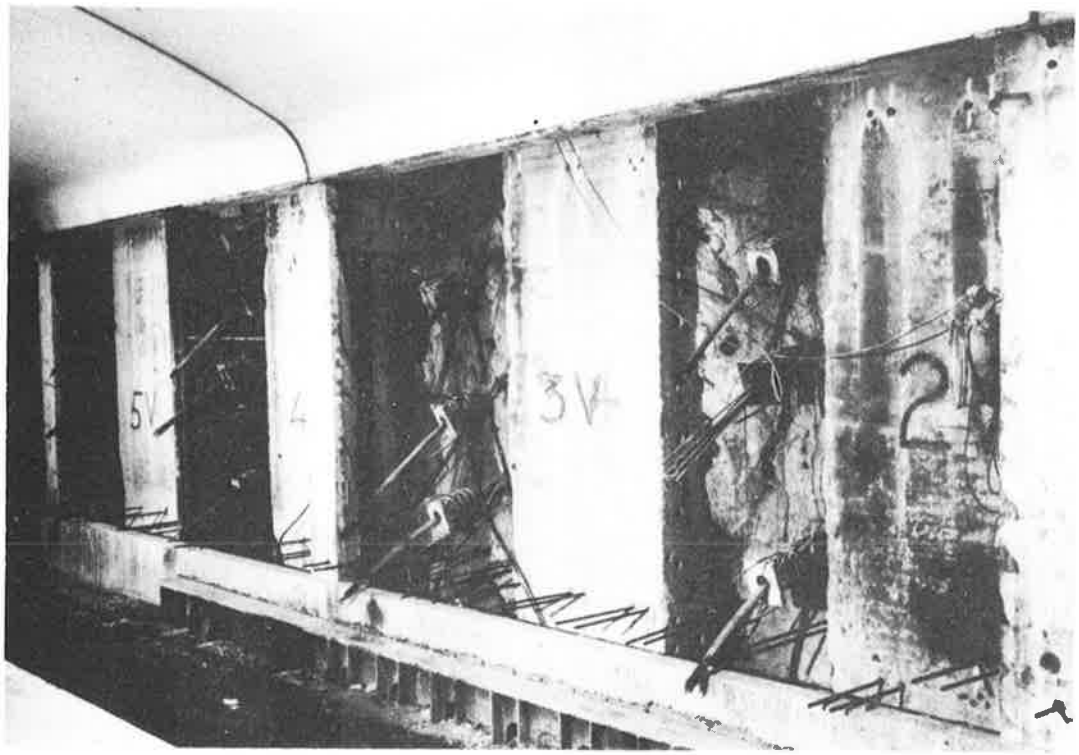


Fig 8 Kabelförankringar.

ÖVERVAKNING AV ORTFÖRSTÄRKNING GENOM DEFORMATIONSMÄTNING

Bergsingenjör Norbert Krauland, Boliden AB, Boliden

Inledning

I underjordsbrytning utgör orter och schakt kommunikationsvägarna mellan brytningsrummen och dagen. De används för transport av personal, material samt till utfrakt av malmen.

En förutsättning för ostörd kommunikation genom orterna är att de kan hållas stabila under deras användningstid, dvs att stenfall, ras och annan förstörelse av orterna kan undvikas.

I stort kan man urskilja två perioder där stabilitetsproblem kan uppträda, nämligen

1. under drivning av orten och
2. när orten påverkas av malmbrytning

Drivning av orter sker i regel i orört berg och bjuder i allmänhet ej på större svårigheter i de svenska gruvorna.

Genom malmbrytning skapas utbrutna bergrum av stora dimensioner. Detta medför påverkan av det omgivande bergmassivet i form av rörelser och deformationer, som kan sträcka sig till betydande avstånd från själva bergrummet. Är orter belägna inom detta bergmassiv, utsätts även de för dessa rörelser och deformationer. Det är denna påverkan genom malmbrytning som förorsakar allvarliga svårigheter med ortstabilitet och kan i extremfall leda till att orten måste överges.

Vid igensättningsbrytning av brantstående sulfidmalmlinser - en vanlig brytningsmetod för denna typ av malmförekomst -

ingår i tillredningssystemet s k fältorter. Dessa orter följer på varje nivå malmen i hela dess längd och placeras vanligen i liggväggen på ett avstånd från malmen som varierar mellan 0 och 15 meter. Fältorterna utsätts för påverkan genom brytning både när malmen ovanför och nedanför nivån bryts.

Mot denna bakgrund och med hänsyn till akuta förstärkningsproblem i ett konkret exempel, nämligen i Rävlidmyrgruvan, beslöt man göra en systematisk undersökning av händelseförloppet i orterna på 290 och 340 m nivåer, medan brytning av malmen pågick mellan 340 och 240 m nivåer (3) x)

Undersökningen påbörjades i januari 1969 och pågår fortfarande. De hittills erhållna resultaten tillåter dock redan en del slutsatser av allmänt intresse.

Undersökningens mål

Undersökningens mål var att få fram synpunkter på lämplig utformning av ortförstärkning genom att fastställa

1. karaktär och storlek på deformationer i orterna på 290 m nivå och 340 m nivå
2. sambandet mellan brytningssituation och i ort observerade deformationer
3. sambandet mellan ortförstärkning och deformation

Undersökningsmetod

Som undersökningsmetod valdes:

1. att registrera påverkan av orterna på 340 m nivå och 290 m nivå genom mätning av ortprofilens såväl som det omgivande bergets deformation. Deformationsmätningen kompletterades med visuella observationer av bergets sönderbrytning i orten

x) Numren inom parentes hänvisar till ref i slutet av artikeln

2. att följa upp brytningens förlopp med tiden
3. att förstärka vissa ortavsnitt och jämföra med icke förstärkta ortavsnitt

Deformationsmätning valdes som värderingsnorm därför att både brytningens och ortförstärkningens effekt uttrycker sig i deformationer (7, 19, 20). Bergets sönderbrytning och därmed stabilitetsproblem i orter är i sin tur en följdverkan av deformationer.

Situation

Brytning

Undersökningen gällde Sturemalmen, där brytning pågår mellan 240 m nivå och 340 m nivå. Ovanför 240 m nivå är malmen utbruten. Nedanför 340 m nivå har ingen brytning förekommit. 340 m nivå är huvudutfraktsnivå. Brytning av malmen började ca 7 m ovanför ortsulan på 340 m nivå och planerades ske kontinuerligt upp till 240 m nivå, alltså utan att lämna kvar en mellanskiva vid 290 m nivå.

Där malmen är uppdelad i flera parallella linser (figur 1) har dock mellanskivor lämnats kvar vid 290 m nivå för att skydda förbindelseorten mellan huvudfältorten i liggväggen och hängväggsmalmen. Brytningssituationen visas i figur 2 och orternas läge på 340 m och 290 m nivåerna i figur 1. Geologiskt sett ligger orterna i liggväggens omvandlingszon som består av klorit-talk-skiffrar, kalk-dolomit-bergarter, kloritiserad sericitkvartsit, samtliga med spår av sulfidmineral. Bergstrukturen är skiffrig parallellt med ortens längdaxel. Värden för enaxiell tryckhållfasthet för bergarten (sidoberg och malm) framgår av tabell I.

Tabell I: Enaxiell tryckhållfasthet av malm- och sidobergarterna i Rävlidmyran.

Bergart	kp/cm^2
Sericitkvartsit	900 - 1600
" , kloritisk	500 - 800
Kalksten	650 - 850
Grå skiffer	900 - 2050
Svart skiffer	1100 - 2000
Fyllit	600 - 1600
FeS_2-malm	700 - 1400

Ortstabilitet

Vid undersökningens början i januari 1969 var fältorten på 340 m nivå trots gles bultning och betongsprutning (3-20 mm tjock) förstörd i en sådan utsträckning att inbyggnad med stål och trä (bockning) hade tillgripits åren 1967-1969 i de sämsta ortavsnitten (figur 1). Trots denna bockning fortsatte förstörelsen (10).

På 290 m nivå uppträdde förstörelsefenomen i samband med att brytningen närmade sig nivån under tiden 1969-1971.

Undersökningens omfattning

Deformationsmätning

På 340 m nivå i ort 602 inrättades fem mätstationer. Placeringen framgår av figurerna 1 och 2. Ortprofilens deformation uppmättes med mätband enligt figur 3 a i mätstationerna M 602/1, 2 och M 602/3 och med teleskopisk mätstång i stationerna M 602/4 och 5, figur 3 b (3, 4). Med båda metoderna uppmäts ändringen i längden av de i figur 3 a och 3 b angivna mätsträckorna. Denna mätning av ortprofilens deformation kompletteras med mätning av bergets deformation genom att placera mätbultar i ortens sidoväggar och tak i mätstationerna M 602/2 till 5. Mätbultarnas längd och placering framgår av figur 3.

Med hjälp av dessa mätbultar mäts avståndsändringen mellan bultens förankringspunkt i bergets inre och en referens placerad i borrhålet nära dess mynning.

På 290 m nivå i ort 501 inrättades tre mätstationer. Deras läge framgår av figur 1 och deras utformning av figur 3 c.

Bergförstärkning

Utöver den tidigare nämnda bergförstärkningen i ort 602 i form av betongsprutning, glesbultning och bockning utfördes ett försök med tätbultning. I ett ca 20 m långt ortavsnitt, 10 m på vardera sidan av mätprofil M 602/2, där deformationsmätning hade pågått sedan januari 1969, utfördes tätbultning med 9-10 bultar/ortmeter med förspända ingjutna bultar i oktober 1969 (figur 1).

Vid tätbultning användes 3,2 m långa, Ø 20 mm kamjärnsbultar. Bultarna förankrades med två konsthartspatroner, medan resten av hålet fylldes med cementbruk. Ca 30 min efter monteringen, då cementen ännu inte hade stelnat, förspändes bulten med momentnyckel (ca 40 kpm) till ca 8-9 ton.

Ort 501 på 290 m nivå hade tidigare förstärkts med ca 3 bult/ortmeter. Tätbultning med ca 9 bult/ortmeter på sträckan enligt figur 1 utfördes under hösten 1971 - våren 1972. Under denna tid nådde den nedifrån kommande brytningen ortnivån och förorsakade kraftiga skador i ort 501.

Resultat

Brytning

Brytningens omfattning sedan januari 1969 framgår av vertikalprojektionen av Sture-ligg-malmen i figur 2.

De under denna tid utbrutna skivorna framgår av vertikalsektionerna i figur 4.

Deformationer

Ort 602 (340 m nivå): Karaktäristiskt för ort 602 är den kraftiga takdeformationen, som enligt figur 5 a uppgår till totalt ca 40 mm i mätsektionerna M1 och M3. Ortprofilens horisontella deformation (uppmätt sedan mars 1971) är betydligt mindre. Deformationshastigheterna framgår av tabell II.

Tabell II: Hastighet (mm/år) av ortprofilens deformation i ort 602 (konvergensmätning)

	I vertikal riktning	I horisontell riktning
M1	10	-
M2	1-1,5	1,6
M3	10	2,4
M4	0,9	0,9
M5	1,6	0,9

Mätbultarna indikerar ett liknande deformationsmönster - deformationerna i taket är kraftiga (kraftigast mellan 1,5 och 2,3 m djup), figur 5 b, däremot är deformationen i sidoväggarna obetydlig eller obefintlig, tabell III.

Tabell III: Hastighet av bergets deformation i ort 602 (mätbultar)

	Sidovägg				Tak	
	vänster[x]		höger			
	bult-längd (m)	deforma-tions-hastighet (mm/år)	bult-längd (m)	deforma-tions-hastighet (mm/år)	bult-längd (m)	deforma-tions-hastighet (mm/år)
M1	-	-	-	-		-
M2	2,7	0	2,7	0,4	2,3	1
M3	2,7	0	2,7	0,7	2,3	8
M4	3,2	<0,1	3,2	0,2	2,5	0,6
M5	3,2	<0,1	3,2	<0,1	2,5	0-2,8

x) mellan malm och ort

En jämförelse av de fem mätstationerna i ort 602 visar mycket likartade deformationer för M1 och M3. M1 ligger mellan två bockade sträckor, däremot har ingen förstärkning vidtagits vid station M3. M2 ligger inom det tätbultade området och visar en markant minskad deformation efter bultningen (figur 5).

Enligt tabellerna II och III visar stationerna M4 och M5 en klart mindre deformation än M1 och M3 och är av samma storleksordning som i M2. Den ringa deformationen i M4 och M5 hänförs till den ringa brytningsaktiviteten under mätperioden för M4 och M5 (sedan mars 1971).

Ort 501 (290 m nivå): Två klart olikartade situationer råder här, vilket även uttrycker sig i deformationsförloppet. Vid mätstationerna M 501/1 och M 501/2 har brytningen passerat nivån (figur 2 och profil 26 i figur 4), medan en mellanskiva har lämnats kvar mitt för mätstation M 501/3 (figur 2). Deformationen av ortprofilen är mycket kraftig i mätstationerna M 501/1 och M 501/2, medan den är liten i mätstation M 501/3 (figur 6). Deformationen av ortprofilen i M 501/3 är likartad i samtliga riktningar, nämligen en måttlig ihoptryckning. Denna ihoptryckning skedde med jämn hastighet under hela mätperioden. Mätbultarna indikerar en obetydlig ihoptryckning av berget i sidoväggarna.

Deformationen av ortprofilen i mätstationerna M 501/1 och M 501/2 är mycket kraftig samt riktningsberoende. Detta framgår även av figur 7, som visar för mätstation M 501/1 ortprofilens töjning och ihoptryckning i olika riktningar. Dessa varierar med takets läge på brytningsrummet. Mätbultarna visar en uppspjälkning av sidoväggen (figur 6).

Bultning (ca 9 bult/ortm, förspända ingjutna bultar) utfördes i ort 501 under hösten 1971 till våren 1972 (figur 1). Då denna bultning har utförts successivt, samtidigt som bryt-

ningen passerade nivån, kan bultningens effekt inte direkt avläsas i deformationerna. Inte heller kan en jämförelse med obultad ort göras.

Visuella observationer

Ort 602: Under undersökningstiden observerades i ort 602 en fortsatt kontinuerlig förstörelse av orten som dock var av låg intensitet och ej ledde till ras. Förstörelsen yttrar sig i en avsänkning av ett brantstående skiktpaket i taket, förorsakad av flackt riktat tryck. Detta medför en avspjälkning och avskjuvning av sprutbetongen längs rörelseplanen som är betingade av bergets planparallellstruktur (nedsatt friktion). I sidoväggarna uppträder en avskjuvning och avspjälkning av sprutbetong och berg (figur 8). En typisk situation visas i fotot (figur 9). Observationen att bergbultar brister i gängan tyder på att belastningen på bultbrickan ökar med tiden.

Anmärkningsvärt är att ingen förstörelse kan observeras i ort 602 mellan profil 25 och 28, där orten ligger mellan Sture-häng och E-malmen, vilka är utbrutna ovanför 340 m nivå (se profil 26 i figur 4).

Ort 501: I ort 501 uppträder förstörelsefenomen i de avsnitten där brytningen passerar 290 m nivå (mellan profilerna 24 + 10 och 26 + 20, figur 1 och 2) och yttrar sig i framför allt en uppspjälkning och sönderbrytning av sidoväggarna enligt figur 10; förstörelsen berör även taket. Denna förstörelse har medfört att ortförstärkning måste tillgripas, vilken utfördes under hösten 1971 - våren 1972 i form av tätbultning. Trots detta fortsätter (i förminskad takt) sönderbrytningen av berget, så att orten behöver skrotas i täta intervaller. Ingen förstörelse kan däremot konstateras i områden där en mellanskiva har lämnats kvar i ortnivå; denna situation illustreras av figur 11.

Det bör observeras att skillnaden i deformationernas storlek mellan mätstation 501/1, 501/2 och mätstation 501/3 är endast 20-30 mm. Den är dock tillräcklig att åstadkomma en sådan sönderbrytning av berget som framgår av en jämförelse av figurerna 10 och 11.

Diskussion av resultaten

Belastningssituation

Ur brytningssynpunkt kan två olikartade situationer urskiljas:

1. Brytning av malmen sker kontinuerligt från 340 m uppåt och passerar 290 m nivå, dvs ett enda sammanhängande rum, som i takt med brytningen ökar i höjden. Situationen illustreras kvalitativt av figur 12, som är en finita-element-analys av spänningsfördelningen kring en brantstående malm i olika brytningsstadier (9). Ort A i figur 12 motsvarar ort 602 på 340 m nivå; ort A är utsatt för tryckspänningar, som ökar långsamt, men ändrar inte riktning med ökad brytningshöjd. Den maximala tryckspänningens lutning är i det aktuella exemplet av figur 12 tämligen flack. De observerade deformationerna och förstörelseformen i ort 602, 340 m nivå är kvalitativt i bra överensstämmelse med figur 12.

   Ort B (figur 12) representerar situationen i mätstationerna M 501/1 och M 501/2 på 290 m nivån. Orten är utsatt för ett spänningsfält, som varierar mycket kraftigt både till sin riktning och storlek när brytningsfronten passerar. Efter passagen av brytningsfronten minskar belastningen till obetydliga värden.

2. En mellanskiva lämnas kvar mittför 290 m nivå genom att avbryta brytningen nedanför 290 m nivå och fortsätta ovanför 290 m nivå (se figur 2 och 4). Denna situation motsvaras av ort C i figur 12. Spänningarna är likartade

som i fall av ort A, är i början mindre än vid ort A, men ökar snabbare med det utbrutna rummets höjd. Observationerna i mätstation 501/3 på 290 m är i överensstämmelse med dessa tendenser.

Denna kvalitativa jämförelse med en förenklad modell av brytningssituationen visar klart, att de observerade deformationerna måste hänföras till en av brytningen förorsakad belastningsändring, som berör hela bergmassivet i malmens omgivning. Denna belastningsändring kan inte påverkas genom ortförstärkning, utan endast genom brytningsmetoden (brytningsgeometri, brytningsföljd, pelaravsättning, i viss mån även fyll).

Deformationer

Den i orten uppmätta deformationen består av två komponenter, nämligen:

a. en komponent som hänför sig till belastningsändringen som berör hela bergmassivet och som är förorsakad av brytningen, och

b. en komponent som hänför sig till den volymsökningen av berget, som uppstår i samband med bergets sönderbrytning i ortens omedelbara omgivning (15, 17, 20).

Den deformationskomponenten som hänför sig till belastningsändringen kan inte påverkas genom ortförstärkningen, därför att

1. ortförstärkningen påverkar endast en blygsam volym jämfört med bergmassivets volym,

2. de erforderliga förstärkningskrafterna vida skulle överstiga de tekniska och ekonomiska möjligheterna. (Belastningsändringen kan uppgå till flera hundra kp/cm^2, medan de radialtryck som kan åstadkommas med ortförstärkning uppgår till endast några tiotal kp/cm^2), (22).

Beroende på bergmassivets deformation kan berget i ortens omedelbara omgivning utsättas för så stora deformationer och därmed töjningar att berget bryts sönder om orten inte förstärks i tid (21, 22, 23). Därmed förlorar berget sin hållfasthet, främst kohesion, delvis eller helt, beroende på deformationens storlek. Hållfasthetens deformationsberoende framgår av diagrammet i figur 13 (2, 15). Denna sönderbrytningsprocess är särskilt utpräglad vid bergets yta, dvs ortens väggar och tak, där ett i det närmaste enaxiellt spänningstillstånd råder. Denna hållfasthetsförlust och därmed minskning av bärförmågan kan påverkas genom att applicera ett mot bergytan radiellt riktat tryck. Detta radiella tryck förändrar spänningstillståndet vid bergets yta. Bergets deformation och därmed sönderbrytning påverkas så att det bibehåller en viss bärförmåga; man hjälper s a s berget att bära sig självt och orten förblir stabil (6, 7, 14, 17, 19, 20, 21).

Ortförstärkningens funktion

Med utgångspunkt från de uppmätta deformationernas natur och orsak samt deformationsberoendet av bergets hållfasthet kan man formulera följande krav på ortförstärkningens funktion ur bergmekanisk synpunkt:

1. Ortförstärkningen bör förhindra en fullständig hållfasthetsförlust hos berget. Detta uppnås genom ett jämnt fördelat mot bergets yta verkande tryck.

2. Detta ortförstärkningstryck och dess jämna fördelning bör inte (eller endast i ringa grad) påverkas av ortens deformation, oberoende av deformationens natur och storlek; som en följd härav gäller samma synpunkter även för lastfördelningen i själva inbyggnaden. Detta innebär att inbyggnadens böjstyvhet bör hållas så låg som möjligt. Vidare bör inbyggnadens styvhet med avseende på tangentiella tryckkrafter anpassas till betingelserna i orten; en minskning eller ökning i längd

av ortprofilens omkrets av den storleksordning som kan förväntas i orten bör inte leda till att inbyggnaden avlastas helt eller förstörs och därmed förlorar sin funktion (5, 6, 7, 8, 13, 16, 17, 19, 22).

3. Ortförstärkningstrycket bör appliceras innan berget har förlorat sin bärförmåga p g a för stor töjning. Vid val och utformning av bergförstärkningen samt val av tidpunkt för inbyggnad bör beaktas, att bergförstärkningstrycket kan åstadkommas aktivt genom att applicera tryck eller krafter mot bergets yta (ex förspänd bult, injektering av mellanrummet mellan inbyggnad och berget) eller passivt genom att inbyggnaden deformeras av det omgivande berget, vilket framkallar en reaktionskraft i inbyggnaden (ex bockning, stålbågar, ingjutna bultar), (1, 7, 12, 14, 15, 17, 21).

Ortförstärkningens funktion enligt ovanstående krav uppfylls av inget f n existerande ortförstärkningssystem. Denna funktion kan exemplifieras närmast av en slang i ett bildäck. I praktiken kan dock denna funktion approximeras genom omsorgsfullt val av förstärkningsmetod samt utformning med hänsyn till bärförmåga och deformationsegenskaper (7).

Ortförstärkning i Rävlidmyran

Om man jämför dessa synpunkter med undersökningsresultatet från Rävlidmyran kan man dra följande slutsatser:

1. Den i ort 501 och 602 utförda tätbultningen har inte förhindrat den deformationen som hänför sig till den av brytningen framkallade belastningsförändringen. Däremot har deformationshastigheten minskat tydligt i ort 602, där tätbultning har utförts (figur 5). I ort 501 har man observerat en klart minskad sönderbrytningsintensitet efter bultningen.

2. Bultning har inte helt kunnat förhindra bergets fortsatta sönderbrytning. Detta hänförs till punktbelastning genom bultar, vilket medför dragspänningszoner vid bergytan mellan bultarna (18). Bultning bör därför lämpligen kombineras med någon annan form av ytförstärkning, som medger tryckutjämning (t ex armerad sprutbetong), (6, 20, 21, 22).

3. Deformationsmätningarna har således påvisat att bultning är en effektiv förstärkningsmetod, men däremot inte om bultningen var över- eller underdimensionerad. Detta kan åstadkommas om deformationsmätningar utförs i flera ortavsnitt med varierande bulttäthet (19, 22). Det bör beaktas, att i ort 602 har maximala belastningen ännu inte uppnåtts.

4. I mätprofil M 602/1, som ligger mellan en träbockad och en stålbockad sträcka, uppmättes deformationer av samma storleksordning som i mätprofil M 602/3, där ingen bockning finns. Träbockningen visar inga tecken på belastning, något som heller inte kan väntas vid de relativt små deformationer som observerades där (ca 40 mm). Inga slutsatser kan dras beträffande stålbockningen, då mätunderlaget ej är tillräckligt. Bockning är lämplig för ortens deformationskaraktär (jämn hoptryckning), men funktionssättet och belastningen beror i stor utsträckning på utformningen av kontakten mellan berg och bockning.

   Konventionell bockning torde vara en mindre lämplig ortförstärkningsmetod under förhållanden som råder vid mätstationerna M 501/1 och M 501/2 på 290 m nivå med hänsyn till deformationskaraktären där (figur 6).

Undersökningens genomförande

Fältmätningarna har planerats och utförts till stor del av bergsingenjör R Benedik (tidigare Boliden Aktiebolag), som även har utarbetat mätbands- och mätstångsutrustningen. Undersökningen har utförts i nära samarbete med driftsledningen i Rävlidmyran.

REFERENSER

1. BENDA, V. Der mechanisierte Streckenausbau mit gepumptem Mörtelversatz in schwierigem Gebirge. Rock.Mech.Engng.Geol., Suppl. II, 1965, pp 94-108.

2. BIENIAWSKI, Z T. Deformational behaviour of fractured rock under multi-axial compression, Rep. Coun.scient.ind. Res.S.Afr., MEG 708, September 1968.

3. BOLIDEN AB. Deformationsmätning och tätbultning med förspända bultar. Intern rapport, 1970.

4. BOLIDEN AB. Bergmekanisk verksamhet inom Kristinebergsområdet under 1971. Intern rapport, 1972.

5. GROUCH, S E. The influence of failed rock on the mechanical behaviour of underground excavations. Ph.D. Thesis, University of Minnesota, 1970.

6. DEIST, F H.A non-linear continuum approach to the problem of fracture zones and rockbursts. J. S. Afr. Inst. Min. Metall., vol 65, May 1965, pp 502-522.

7. DETZLHOFER, H. Erfahrungen bei der Sicherung von Stollenausbrüchen in gebrächen und druckhaften Gebirgsstrecken. Rock Mechanics, Suppl. I, 1970, pp 69-86.

8. DIXON, J D. Structural design data for unreinforced concrete tunnel linings, Rep. Invest. U.S. Bur. Mines, 7297, October 1969, 43 p.

9. GERRARD, C M, HARRISON, W J. A comparative theoretical study of the effects of inclination and progressive mining on stope behaviour. Proc. 1 st Australis - New Zeeland Conf. on Geomechanics. Melbourne, 9-13 Aug 1971.

10. JANSSON, B., SVENSSON, L. Praktisk bergmekanik vid Boliden AB. Intern rapport, Boliden AB, 1972, 128 p.

11. JOHN, M. Properties and classification of rock with reference to tunnelling. Rep. Counc. scient.ind.Res. S.Afr., MEG 1020, June 1971, 38 p.

12. JOHN, M. Tunnelling in rock, Rep. Counc. scient.ind. Res.S.Afr., MEG 1037, July 1971, 33 p.

13. JORDAN, A. A note on the elastic stress in tunnel linings. J. Strain Analysis, vol 1, No. 2, pp 110-114.

14. KASTNER, H. Statik des Tunnel- und Stollenbaues, Springer Verlag, Berlin/Göttingen/Heidelberg 1962, 313 p.

15. KRAULAND, N. Design of tunnels from the rock mechanics point of view. Rep.Counc.scient.ind.Res.S.Afr., MEG 1057, October 1971, 50 p.

16. LANE, K.S. Effect of lining stiffness on tunnel loading. Proc. 4th Int.Conf.Soil.Mech., London 1957, vol 2, Paper No. 5/7, pp 223-227.

17. LOMBARDI, G. The influence of rock characteristics on the stability of rock cavities. Tunnels and Tunnelling, Part 1: vol 2, No. 1, January-February 1970, pp 19-22. Part 2: vol 2, No. 2, March-April 1970, pp 104-109.

18. McNIVEN, H D. and EWOLDSEN, H M. Rock bolting of tunnels for structural support, Int.J.Rock Mech.Min.Sci., vol 6, No. 5, September 1969, Part I: pp 465-481, Part II: pp 483-497.

19. PACHER, F. Deformationsmessungen im Versuchstollen als Mittel zur Erforschung des Gebirgsverhaltens und zur Pemessung des Ausbaues, Rock Mech.Engng. Geol., Suppl I, 1964, pp 149-161.

20. RABCEWICZ, L v. The new Austrian tunnelling method, Water Power, Part 1: November 1964, pp 453-457. Part 2: December 1964, pp 511-515, Part 3: January 1965, pp 19-24.

21. RABCEWICZ, L v. Stability of tunnels under rock loak. Water Power, Part I: June 1969, pp 225-229, Part II: July 1969, pp 266-273, Part III: August 1969, pp 297-302.

22. RABCEWICZ, L v. Die halbsteife Schale als Mittel zur empirisch-wissenschaftlichen Bemessung von Hohlraumbauten. Rock Mechanics, Supp I, 1970, pp 58-68.

23. RABCEWICZ, L v. and SATTLER, K. Die neue österreichische Tunnelbauweise. Bauingenieur, vol 40, No 8, August 1965, pp 289-301.

CONTROL OF MINE TUNNEL SUPPORT BY DEFORMATION MEASUREMENT

Summary

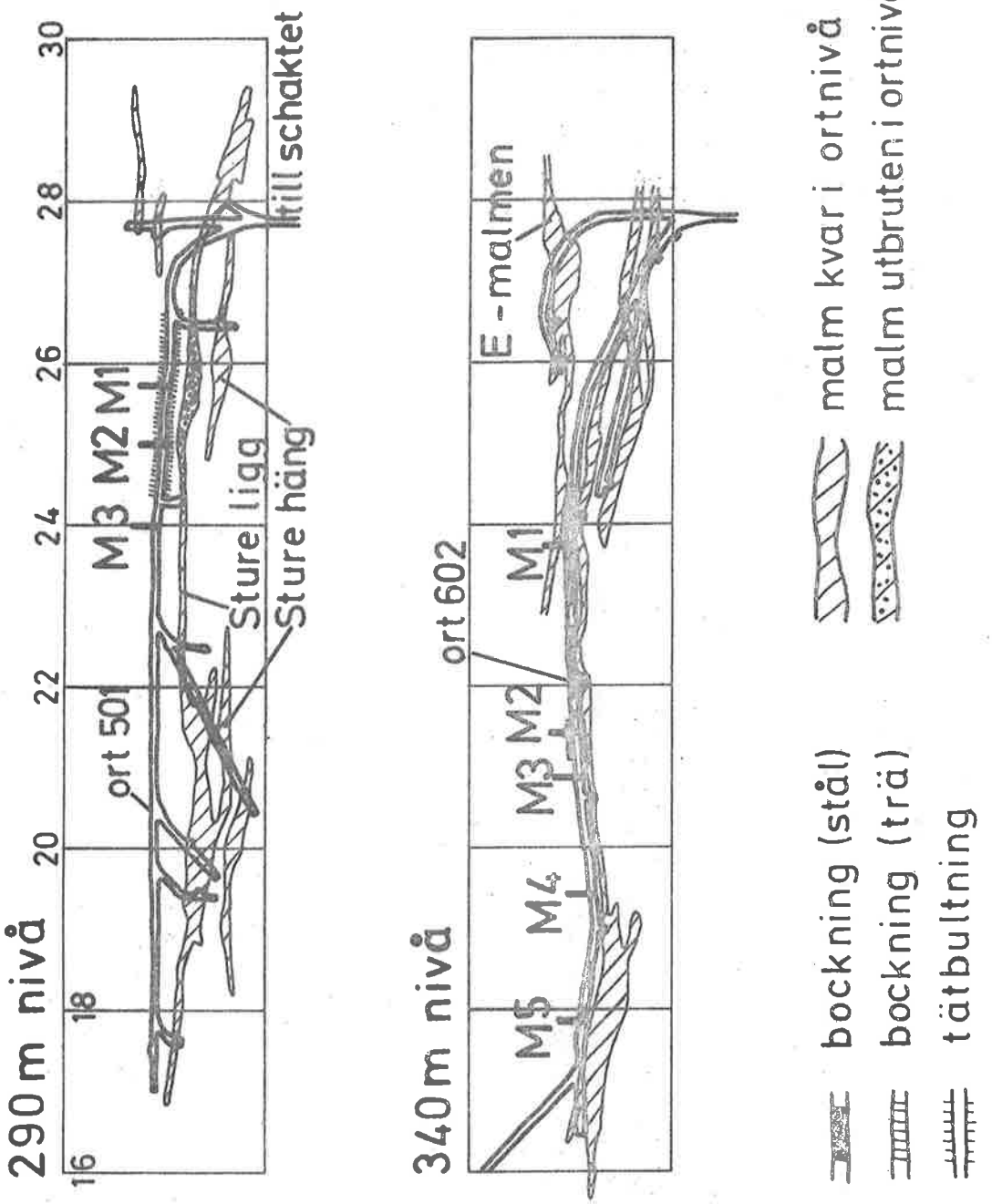
The mining of a steeply dipping ore body by cut and fill mining results in changes of the existing stress field in the rock mass surrounding the mined out area. This influence on mine tunnels situated in the footwall of and parallel to the ore booly, at a distance of 0-15 m from it,is demonstrated by the results of deformation measurements. These measurements were conducted in the 290 m level and 340 m level footwall tunnels of the Rävlidmyran Mine, while stoping was carried out below, at and above the 290 m level.

The measured deformations of the tunnel cross section and of the surrounding rock mass as well as visual observations in the tunnel itself allow

(i) to demonstrate the influence of the changing stress field due to the advancing cut and fill stope

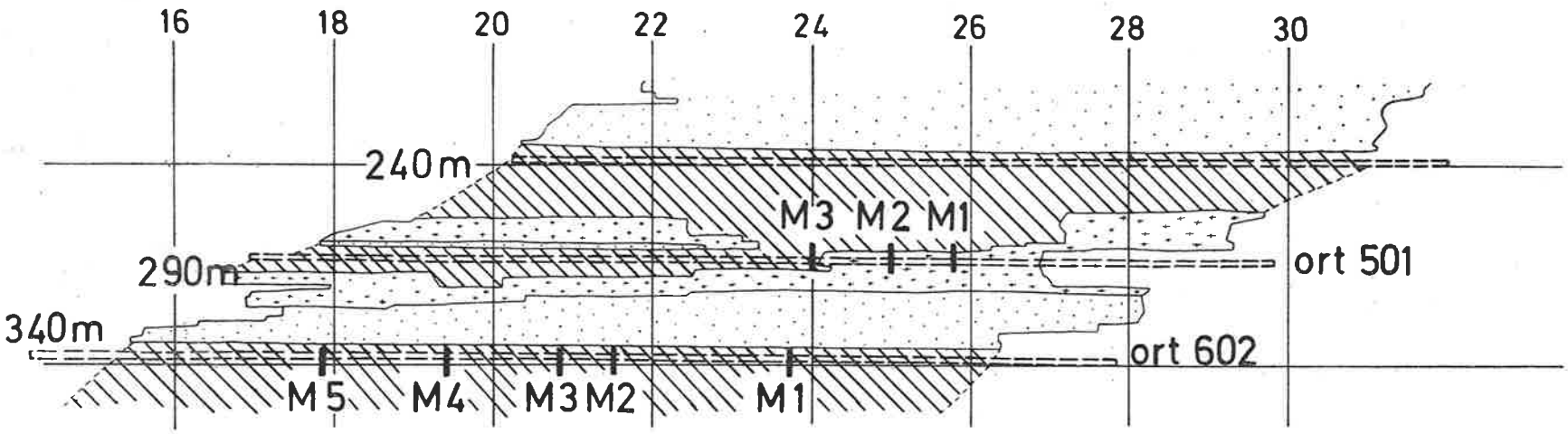
(ii) to define the requirements on support under such conditions, and

(iii) to demonstrate the effect of rock bolting by prestressed and subsequently wholly grouted bolts.



Figur 1: Mätstationer, fältorter och malmen på 290 m och 340 m nivå.

Measuring sites, footwall tunnels and orebody at 290 m and 340 m levels.



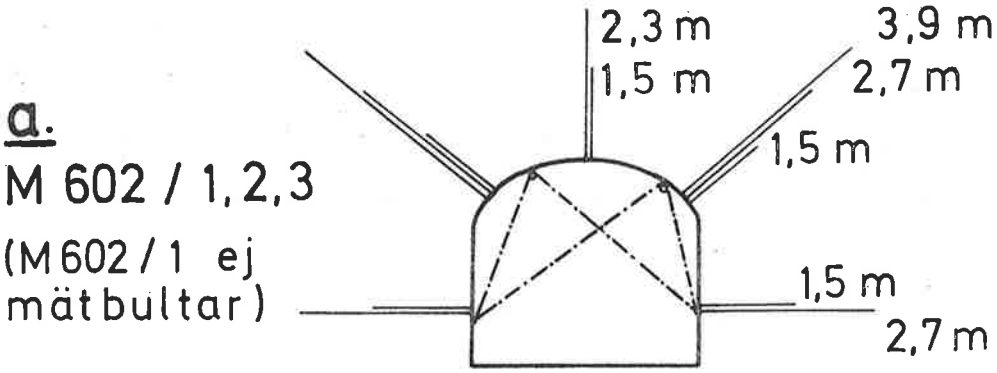
kvarstående malm

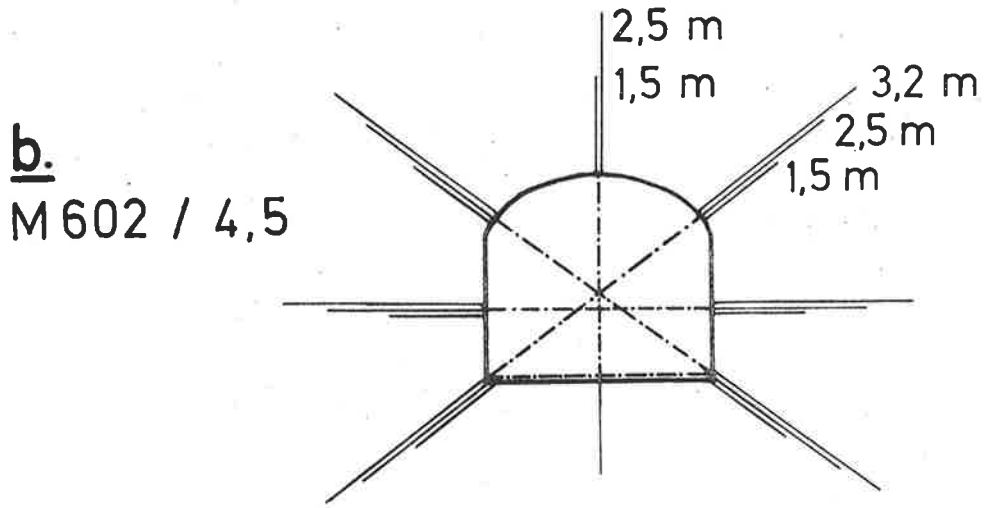
brytning före 1969

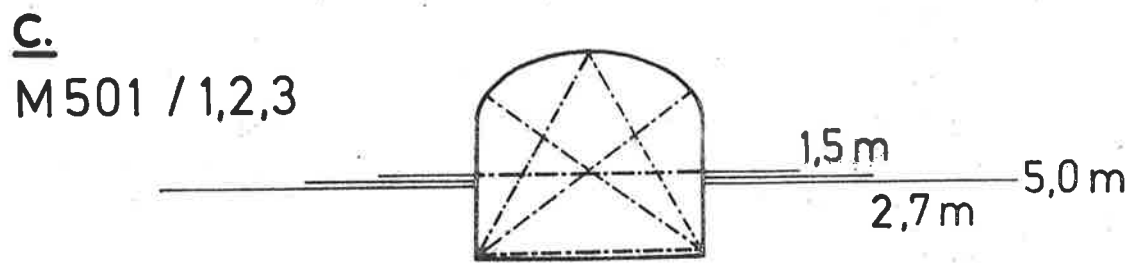
brytning 1969-1972

Figur 2: Brytningssituation - vertikalprojektion längs malmen.

Mining situation - vertical projection along orebody.

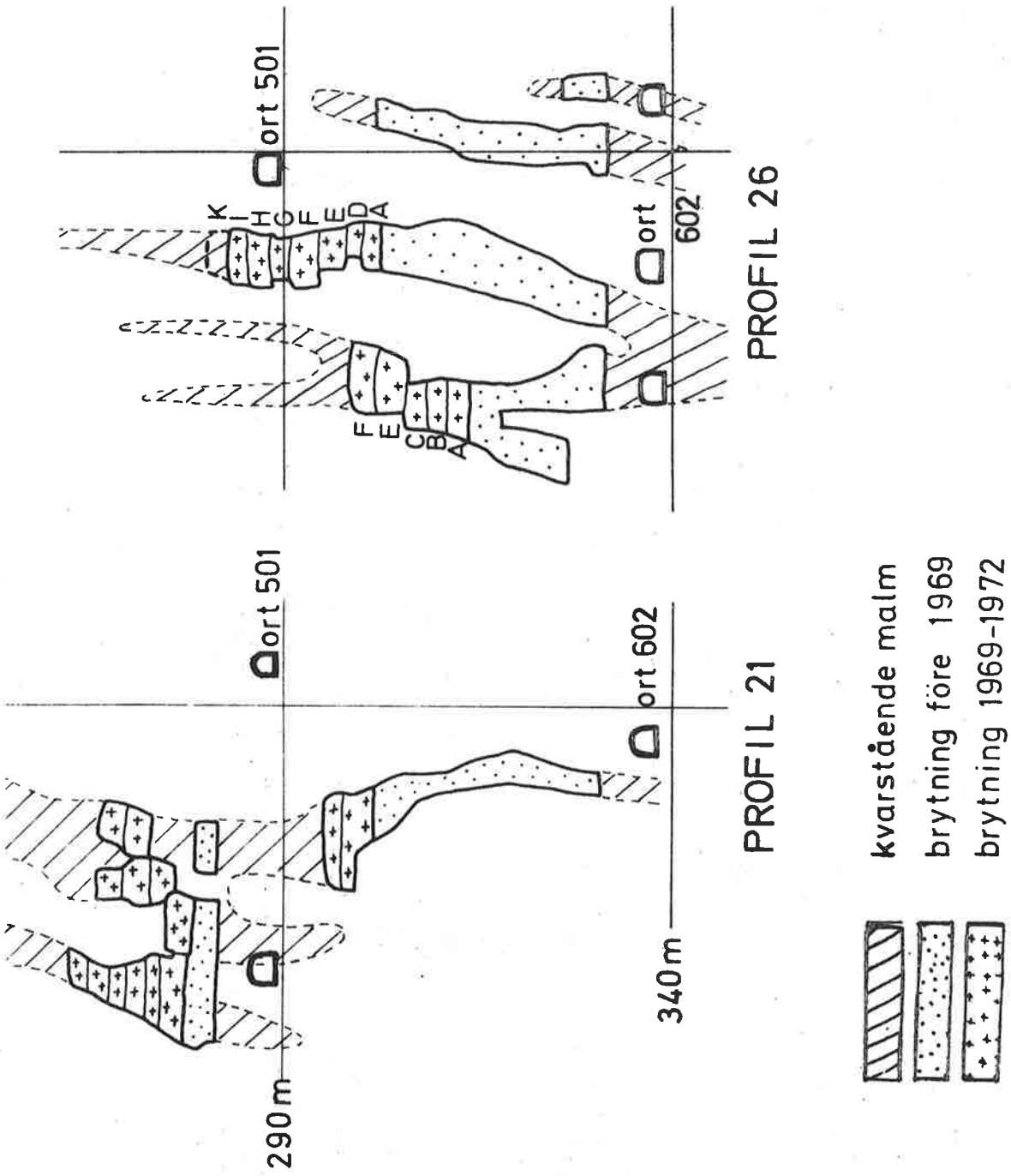






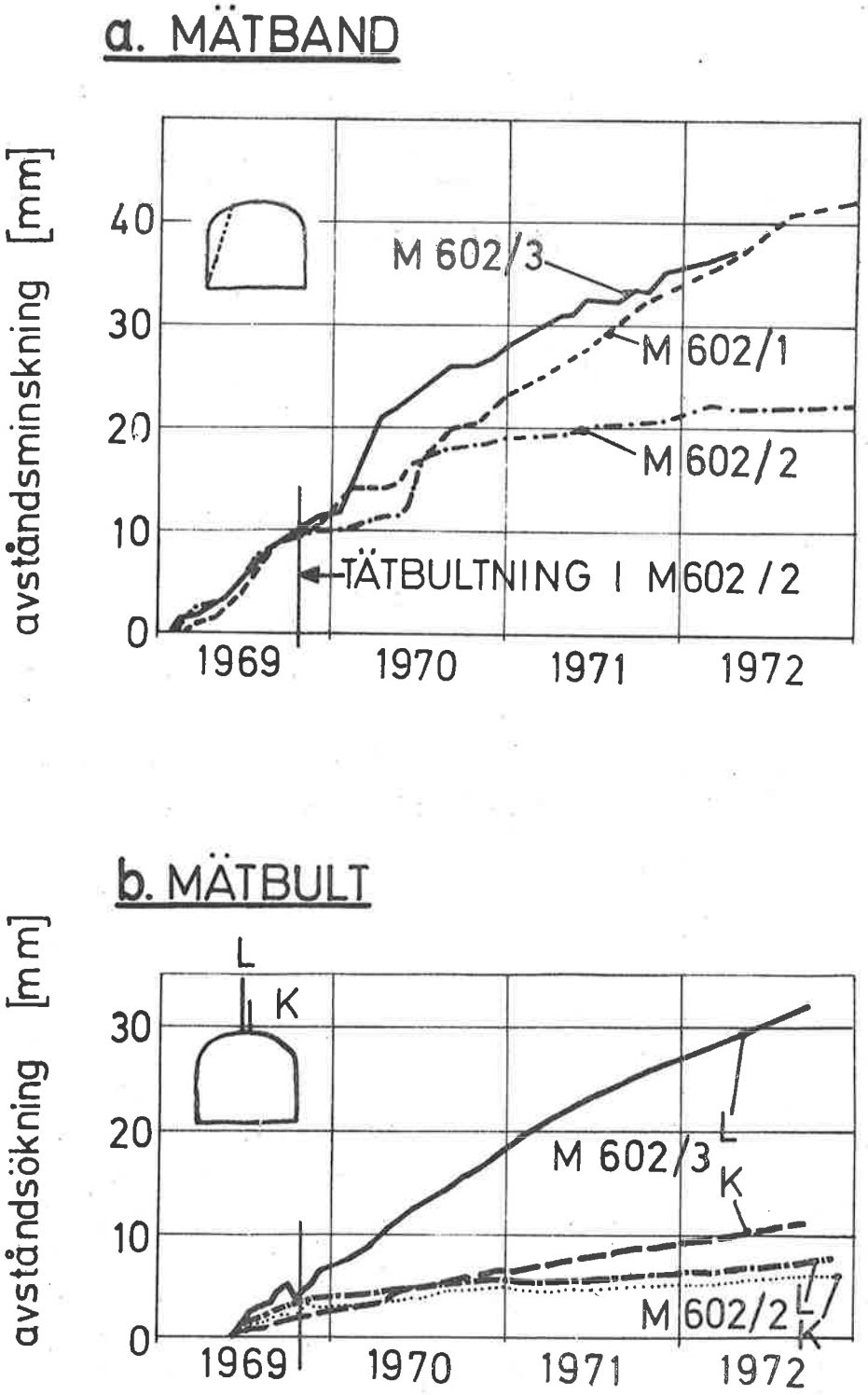
Figur 3: Deformationsmätstationer.

Lay-out of measuring sites.



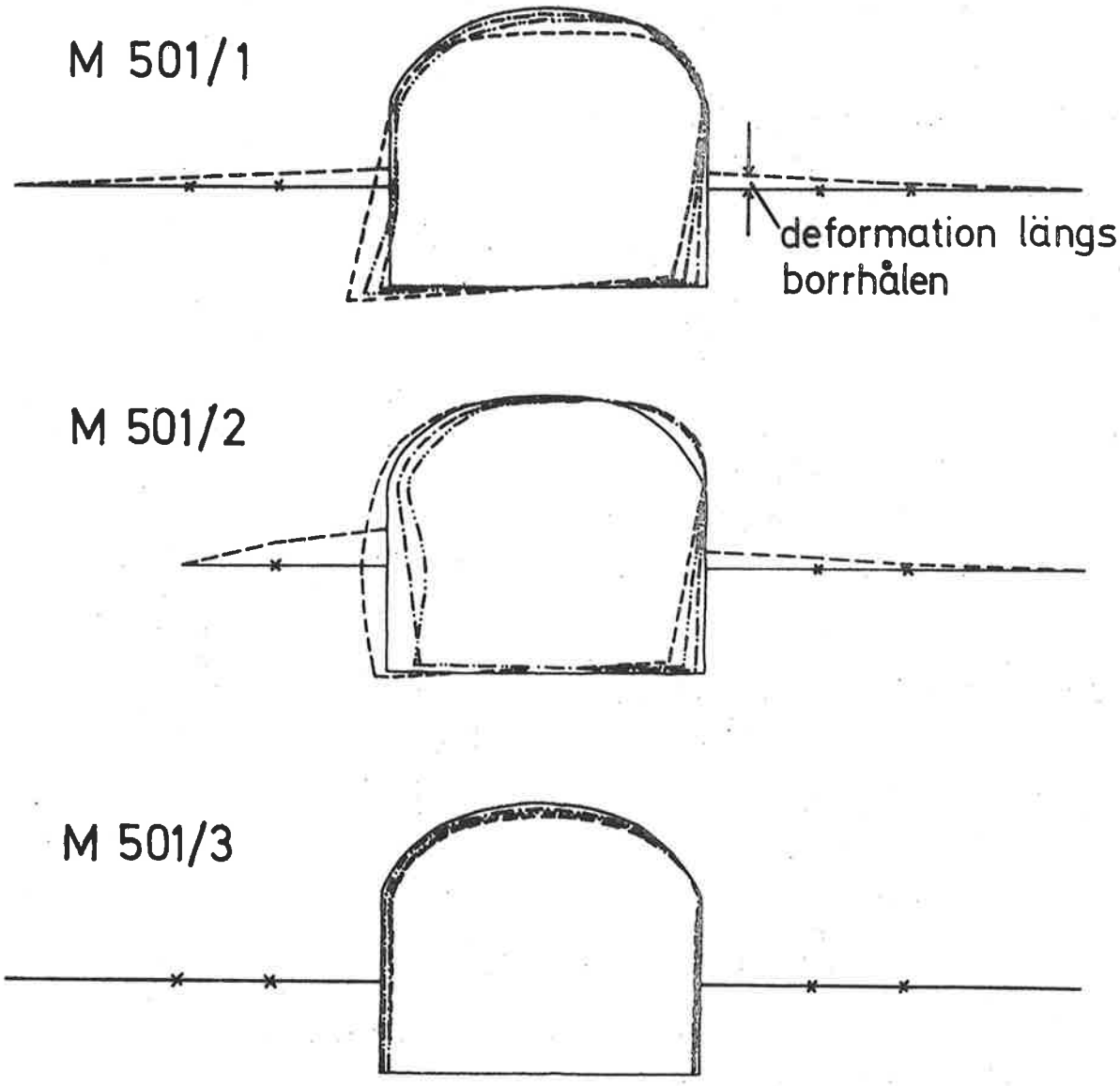
Figur 4: Brytningssituation - profil 21 och 26.

Mining situation - vertical sections 21 and 26.



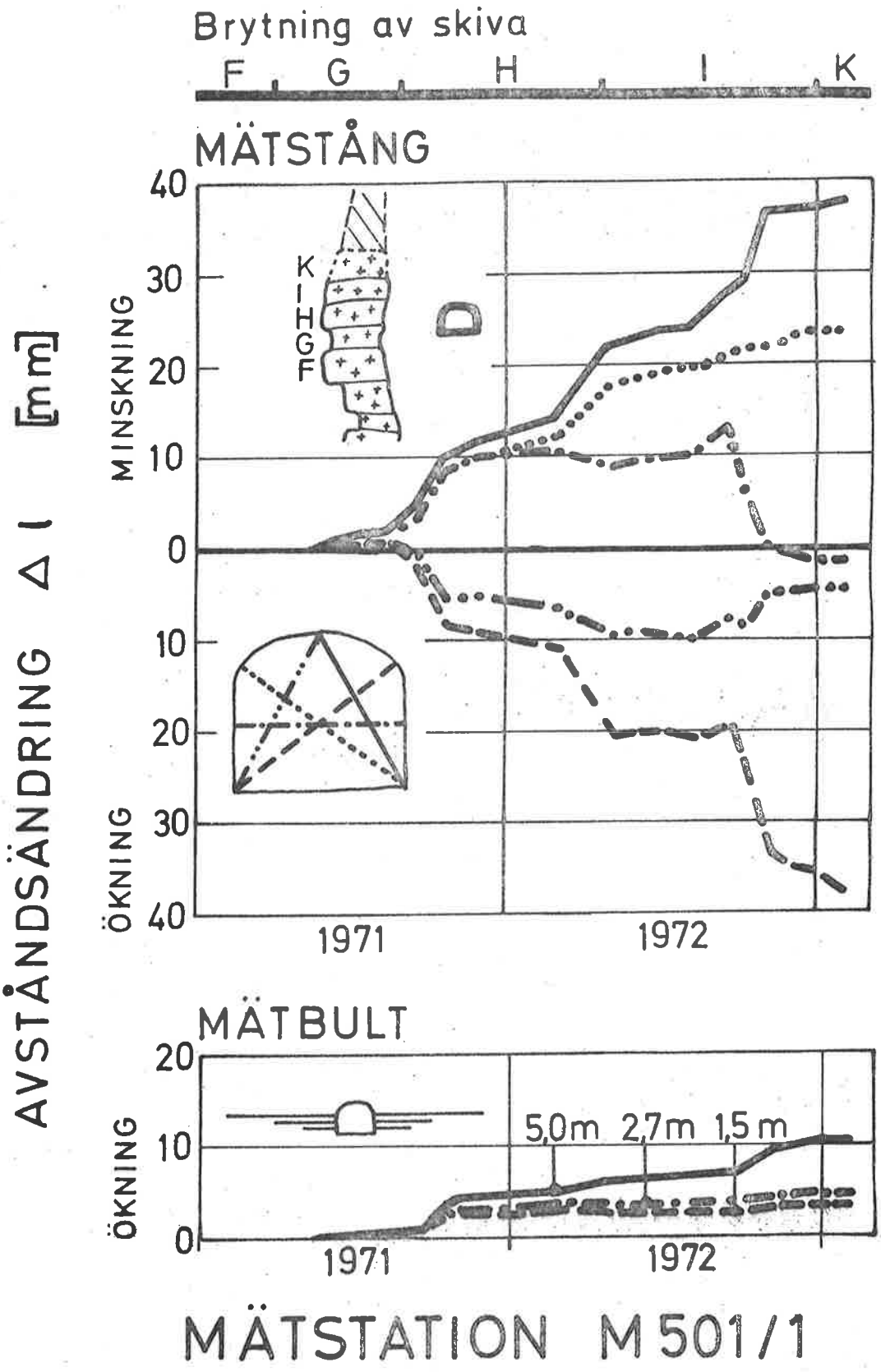
Figur 5: Deformationer i ort 602, 340 m nivå, mätstationer 1, 2, 3.

Displacements at measuring sites 1, 2, 3, footwall tunnel 602, 340 m level.



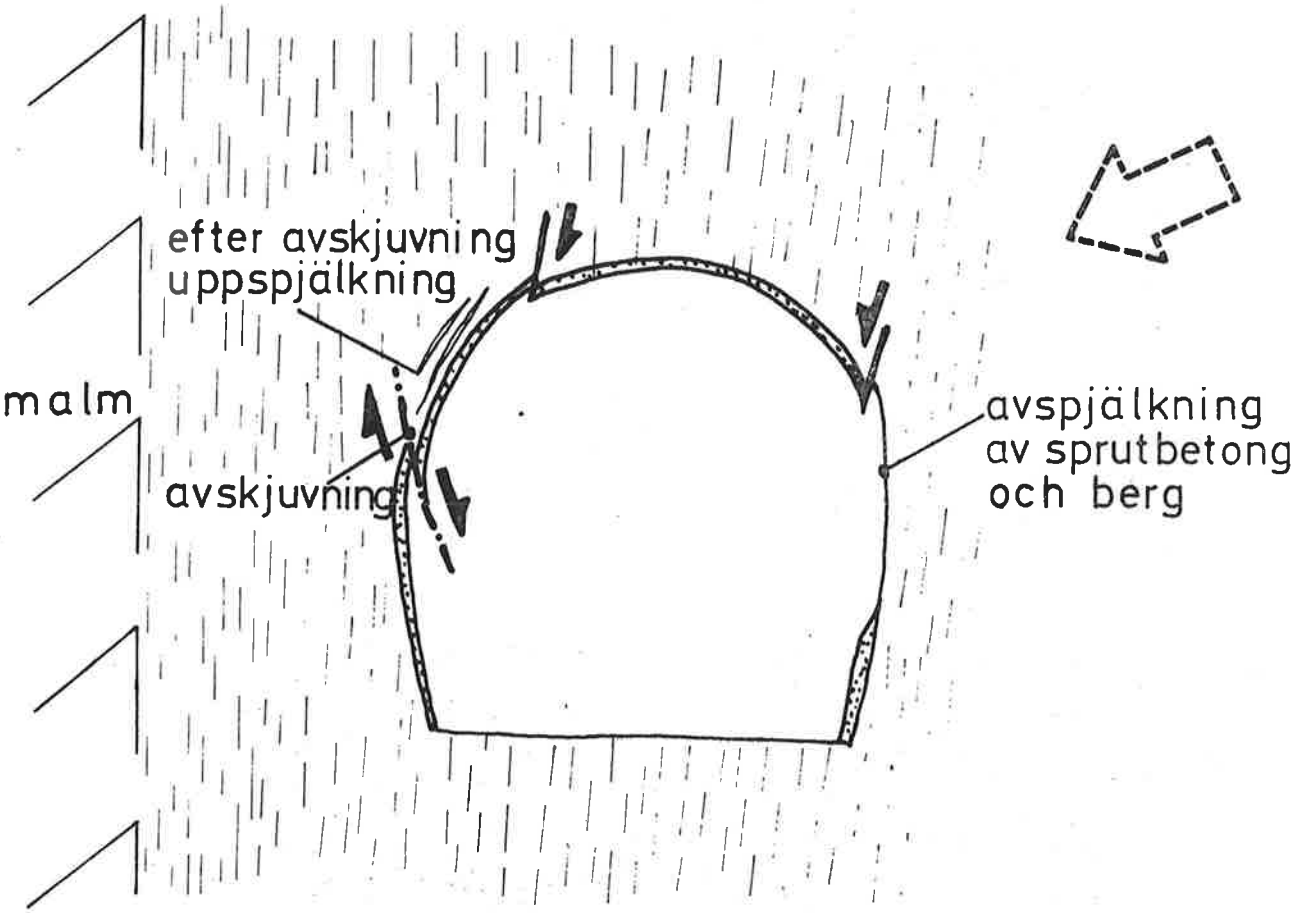
Figur 6: Ortprofilens deformation i ort 501, 290 m nivå, mätstationer 1, 2, 3.

Deformation of tunnel section at measuring sites 1, 2, 3, footwall tunnel 501, 290 m level.



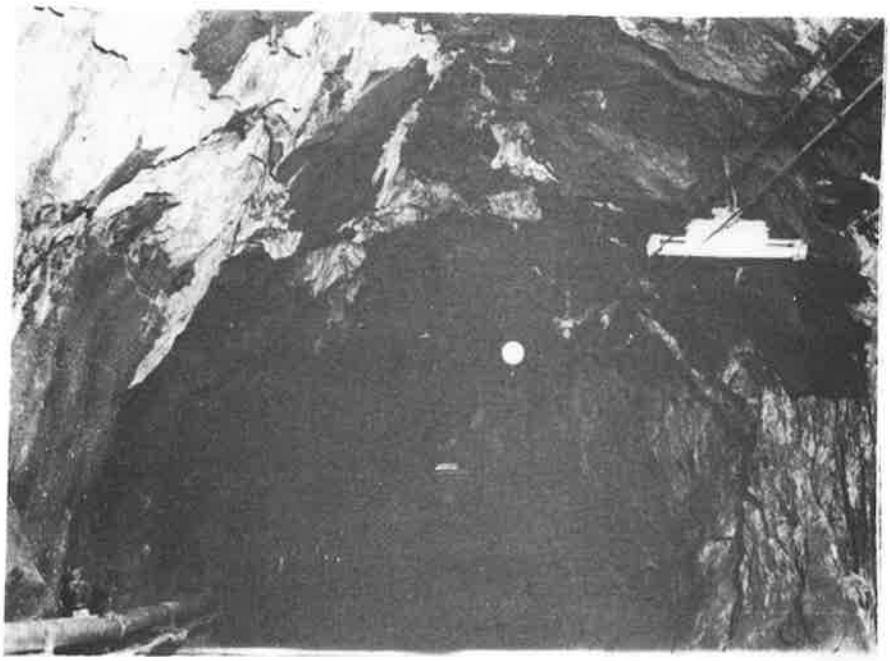
Figur 7: Deformationernas beroende av brytningsfrontens läge vid mätstation M 501/1, 290 m nivå.

Development of deformations with advance of mining at measuring site M 501/1, 290 m level.



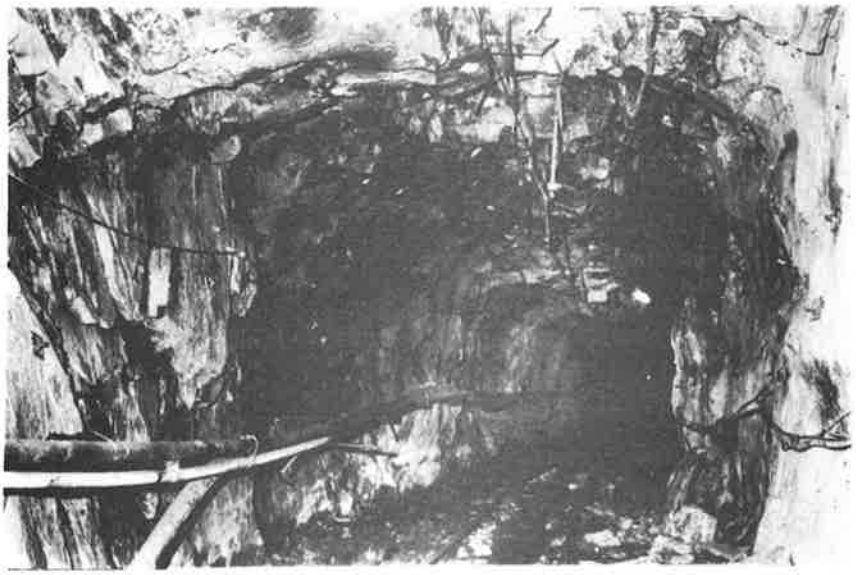
Figur 8: Brottprocesser kring ort 602, 340 m nivå (schematiskt).

Failure process at observed in footwall tunnel 602, 340 m level (schmatic).



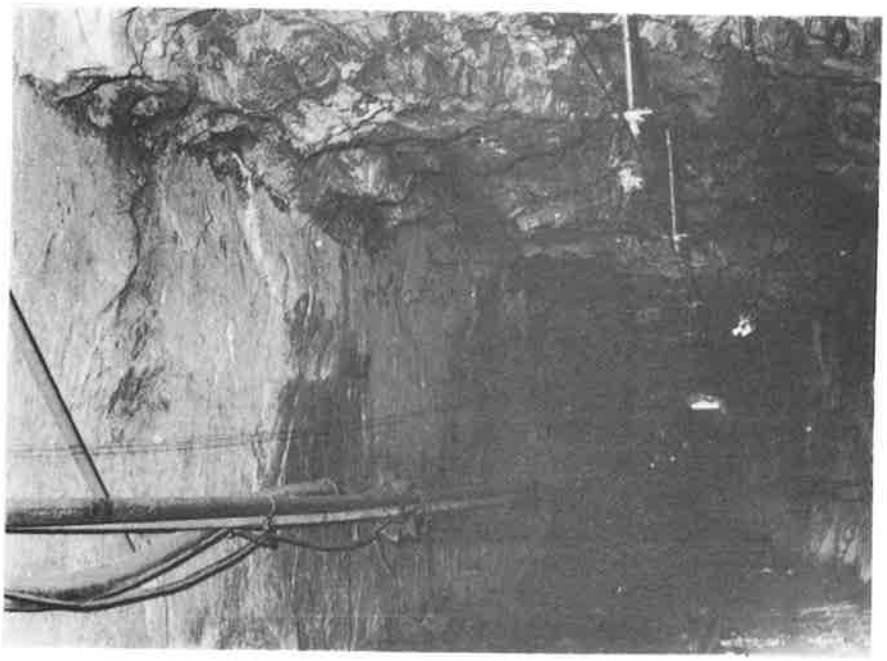
Figur 9: Förstörelse i ort 602, 340 m nivå.

Appearance of failure in footwall tunnel 602, 340 m level.



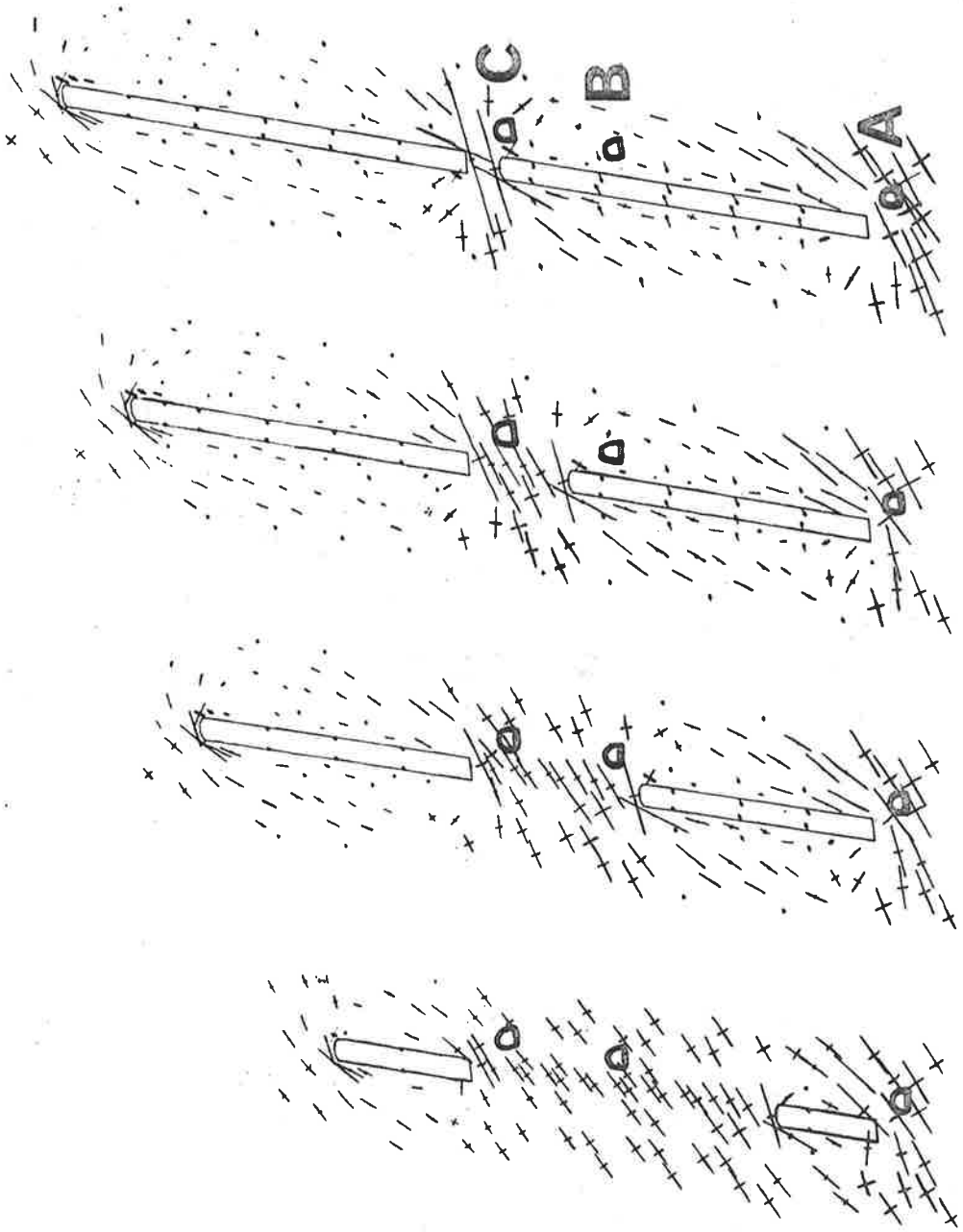
Figur 10: Ort 501, 290 m nivå, vid mätstation 2.

Footwall tunnel 501 at measuring site 2.



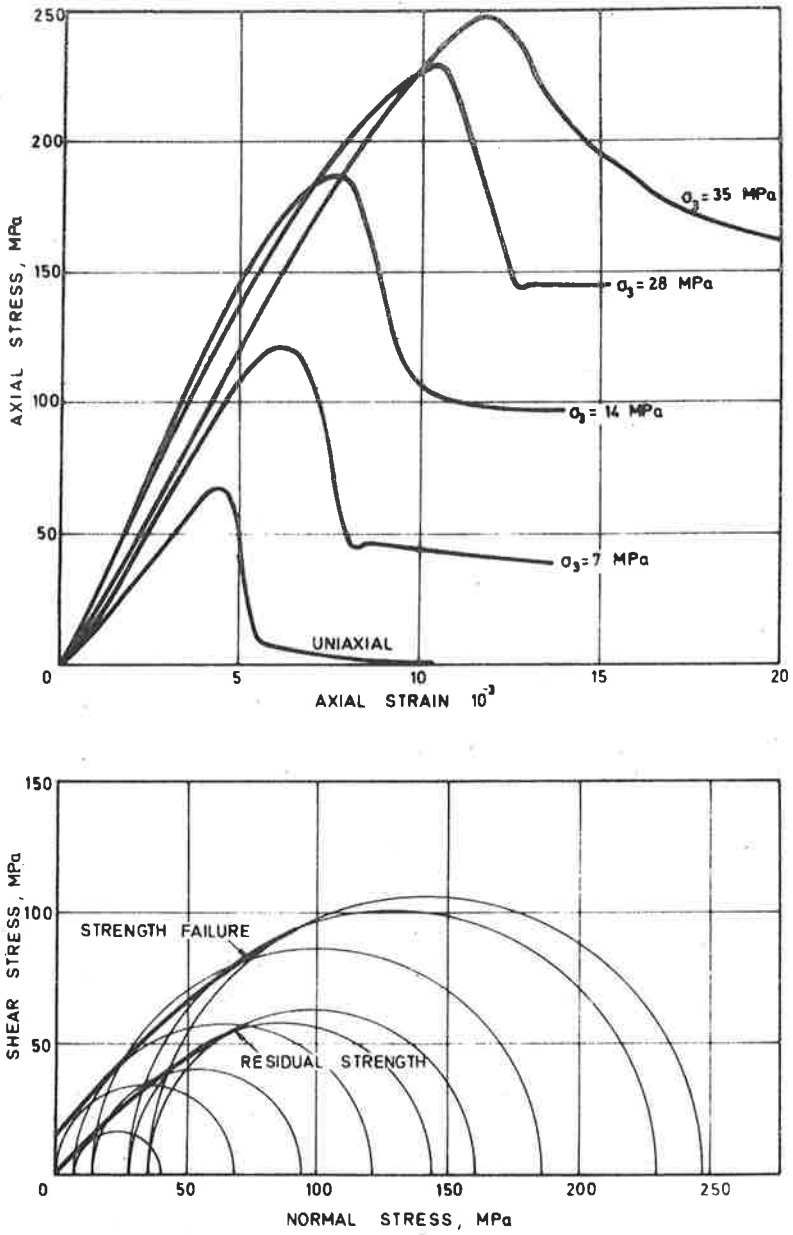
Figur 11: Ort 501, 290 m nivå, vid mätstation 3.

Footwall tunnel 501 at measuring site 3.



Figur 12: Spänningsfördelningen kring en brantstående malm under samtidig brytning i två etager (efter Gerrard och Harrison /9/).

Stress distribution around two co-linear stopes under development (after Gerrard and Harrison /9/).



Figur 13: Fullständiga spännings-töjningsdiagram och Mohr's hyllkurva för sandsten under treaxiell tryckbelastning visande hållfasthetens deformationsberoende (15).

Complete stress-strain curves in triaxial compression and Mohr's diagram of sandstone illustrating the dependence of strength on deformation (15).

BERGRUMS FÖRSTÄRKNING OCH TÄTNING VID LAGRING AV VARMA OCH KALLA MEDIA

Direktör Carl-Olof Morfeldt, Hagconsult AB, Stockholm

PROBLEMSTÄLLNING: Att bedöma tätnings- och förstärkningsbehovet för ett i sig perfekt bergrum med hänsyn till de förändringar som berget framdeles, när det är otillgängligt, undergår vid sprängning, nedkylning eller uppvärmning.

Vid utförande av bergrum och tunnlar här i landet har utvecklats en skrotnings- och förstärkningsrutin som har visat sig fungera tillfredsställande för att förhindra ras och stennedfall (rock fall). Tack vare den svenska granitiska berggrundens ovanligt goda bergtekniska egenskaper är behovet av förstärkningar efter rätt utförd sprängning, salvskrotning och efterskrotning jämförelsevis litet och inskränker sig till bultning och betonering (ingjutning, sprutbetong etc.) av mindre partier.

Som riktlinjer skall här anges att förstärkningsbehovet för stora bergrum normalt omfattar 5 - 10 % av vägg-takytan. Vid tunnlar med liten area, dvs. mindre än 20 m^2, är förstärkningsbehovet mindre än 5 % av tunnellängden, allt under förutsättning att hygglig berggrund väljs efter utförd bergbyggnadsgeologisk undersökning.

FÖRSTÄRKNING AV KONVENTIONELLA BERGRUM

Naket berg

Man har utfört ett stort antal bergrum och tunnlar enligt modellen att berget skall vara naket och ge möjlighet till "insyn" och övervakning. Bergmästare och geolog har kunnat granska sprängnings- och

skrotningsarbetet och skaffa sig en uppfattning om bergstabiliteten såväl i stort som i smått och därvid föreslå kompletterande bultning och betonering.

Även bergrum med stora spännvidder har fungerat utmärkt med naket berg i taken och det kan vara intressant att nämna att SJ:s oinklädda tunnlar varit i bruk i årtionden utan olyckstillbud. (Sandegren). Detta torde även gälla de första T-banetunnlarna i Stockholm.

Tunn, permanent oarmerad ytförstärkning

Under senare år har emellertid en ny filosofi utvecklats i och med att man relativt billigt kan belägga bergtaken med ett tunt sammanhängande sprutbetongskikt (medeltjocklek 2,5 - 5 cm), som på grund av sin vidhäftning har en "avsevärd förmåga att hindra enstaka stenar att falla ned". (Alberts /17). Forskning beträffande vidhäftning av sprutbetong pågår i BeFo:s regi.

I bergutrymmen, där människor skall vistas eller där oskyddade känsliga inredningar förekommer, kan i vissa bergartstyper en fixering av s.k låsstenar vara nödvändig. Det är emellertid viktigt att man utför sprutbetongen efter sedvanlig skyddsskrotning och geologisk inspektion och kartering. En generell applicering av sprutbetong får icke innebära att man gör avkall på efterskrotningen en tid efter sprängningen (några veckor).

Driftförstärkning med sprutbetong

Denna innebär att berget så snabbt som möjligt förseglas med ett relativt tunt lager snabbindande sprutbetong, ofta omedelbart direkt efter salvan eller efter salvskrotning innan utlastning sker. Att betongspruta berget utan salvskrotning är helt förkastligt trots motiveringen att "det ger ökad säkerhet för personalen, då skrotning av berg alltid medför risker". Betongsprutning utan salvskrotning innebär nämligen att ingen bergvan människa lär känna berget. Man frågar sig, vem vet eller vem bär ansvaret för att icke berg-

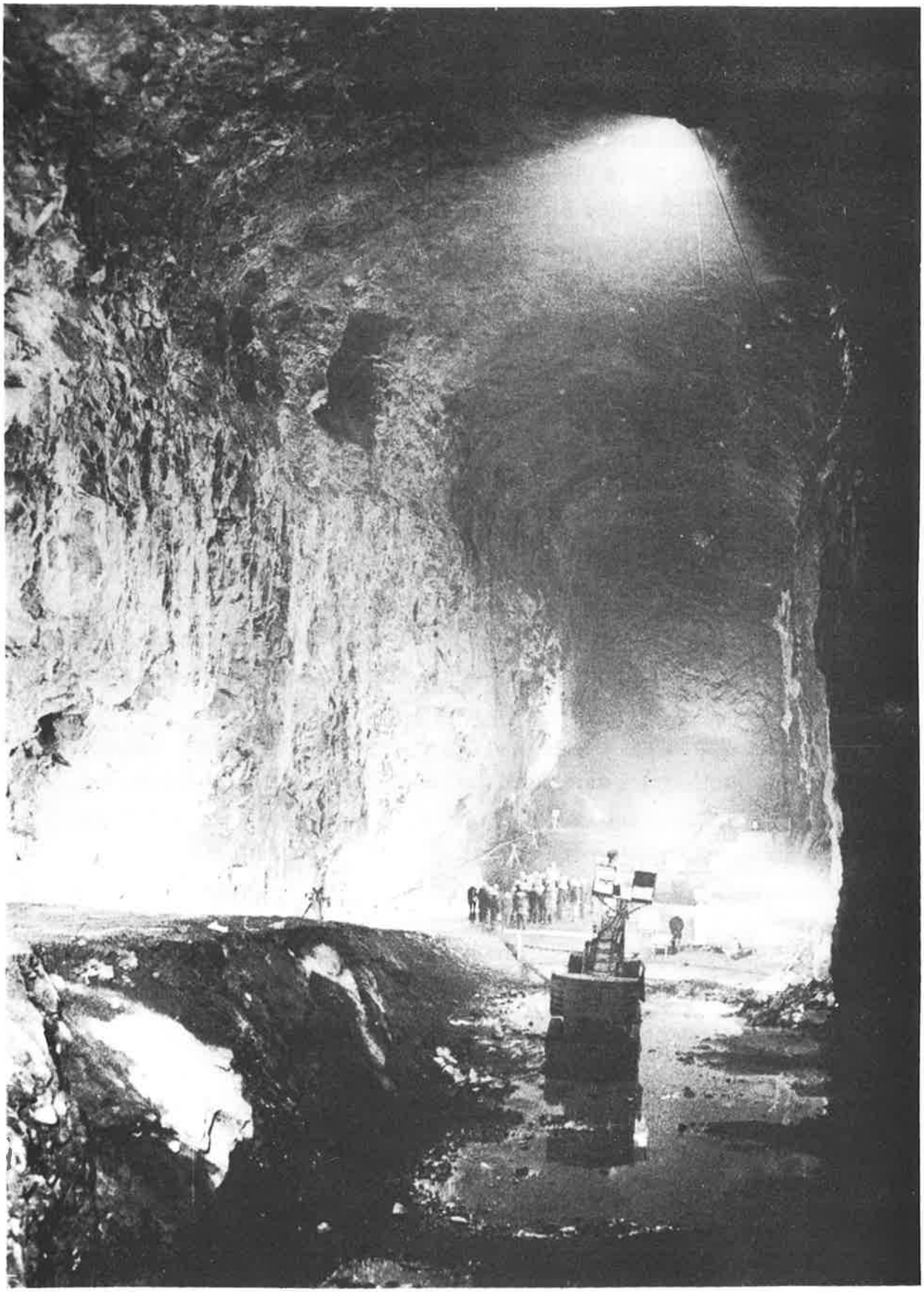


Fig. 1 Bergrum för oljelager,
SCG - Norrköping,

förhållandena bakom sprutbetongen är sådana att ett stenras kan inträffa. Denna fråga är desto allvarligare om man betänker att den enskilde bergarbetaren, som förr för sin egen och sina kamraters säkerhet alltid intresserat betraktade bergytorna i taken och undvek att gå under elleråtgärdade misstänkta partier, nu invaggas i en falsk trygghetskänsla.

Analys och kartering av berget innan detta döljes med sprutbetong

För att på ett tillfredsställande sätt kunna avgöra såväl det tillfälliga som det permanenta förstärkningsbehovet är det nödvändigt att en ingenjörgeolog är fast knuten till bergarbetena, i varje fall när driftförstärkning med sprutbetong tillämpas. Här föreligger framförallt av ekonomiska skäl en svår samordningsfråga. Problemet skulle vara mindre om den ingenjörgeologiska utbildningen kunde utformas så att geologen även blir användbar för andra aktiviteter, t. ex. mätning, utsättning, kontroll. Det är min förhoppning att man vid den nya geoutbildningen vid högskolan i Luleå skall beakta detta.

Många förslag till rationell geologisk kartering (Alberts, /2/, C-O Morfeldt /3/) i samband med tunneldrivning har publicerats och flera andra presenteras vid denna konferens. Statens Råd för Byggnadsforskning har beviljat Hagconsult medel att inventera och sammanställa de system som i dag existerar för byggnadsgeologisk uppföljning och kartering av tunnlar och bergrum. På basis av denna inventering skall sedan utformas enkla och tillämpliga metodanvisningar för genomförande av en dylik kartering och uppföljning.

FÖRSTÄRKNING AV SPECIELLA BERGRUM

Förändringar i berget på grund av sprängning, nedkylning och uppvärmning

Ovan har berörts förstärkningar av bergrum och tunnlar, som efter färdigställandet i princip kan betraktas som en färdig produkt, där berget kommit till ro och framdeles förblir tämligen oförändrat.

Annorlunda förhåller det sig emellertid med förstärknings- och tätningsfrågorna i bergrum som förändras sedan de tagits i bruk eller delvis utsprängts. Här avses bergrum för kalla och varma media, där bergrummen på grund av sin stora höjd ger speciella problem vid utsprängningen eller där berget på grund av temperaturförändringar krymper eller utvidgar sig med nya stabilitetsförhållanden och minskad, respektive ökad täthet som följd.

Höga oinklädda bergrum med stora spännvidder

Höga bergrum (rumshöjd 25 - 35 m) utföres för lagring av petroleumprodukter, Fig. 1. De sprängs i allmänhet ut med ett galleri och 2 à 3 pallar. Det är endast vid utsprängningen av galleriet som man har möjlighet att i detalj granska och geologiskt kartera bergförhållandena i taket samt vidtaga nödvändiga förstärkningsåtgärder, Fig. 2.

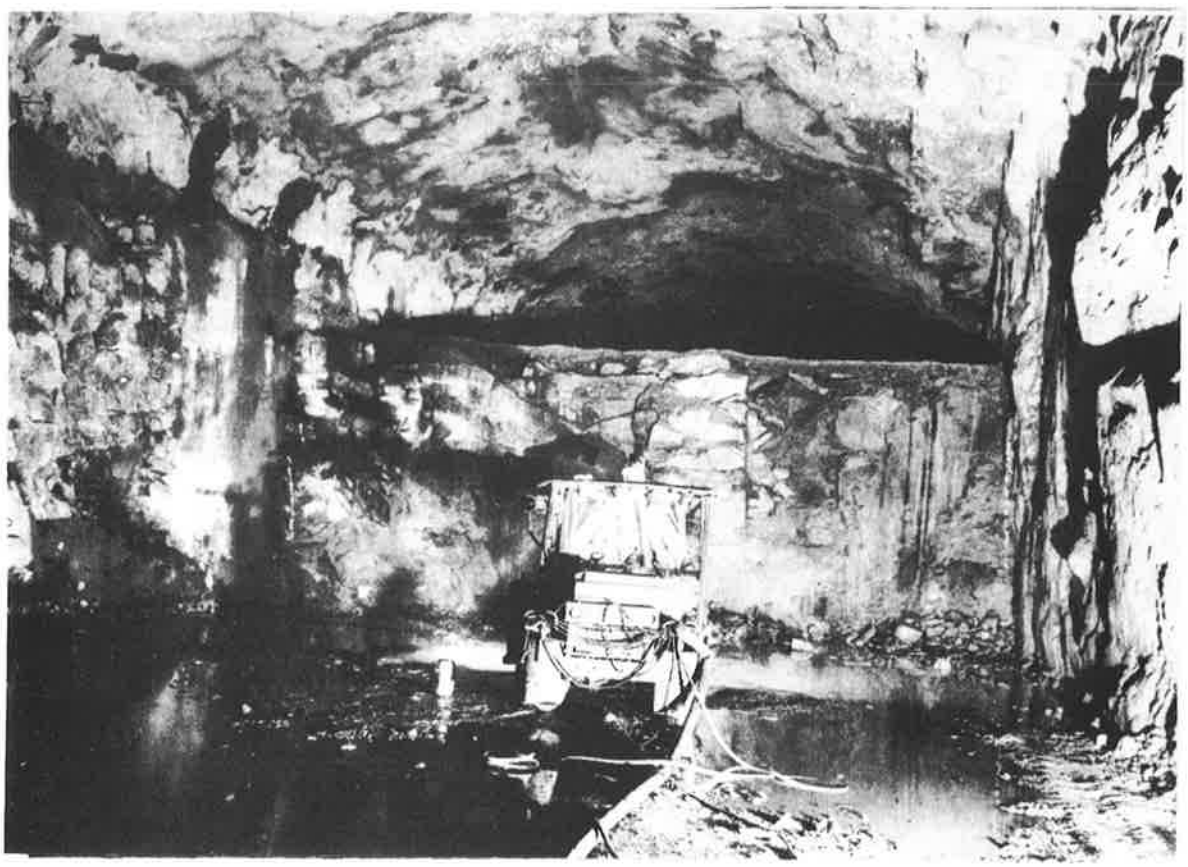


Fig. 2 Bergrum i granit för lagring av petroleumprodukter. Galleriet utfört, första pallen under utsprängning. Taket är förstärkt med enkelt påslag sprutbetong. Sentab - Brofjorden

Efter varje pall blir taket alltmer svårtillgängligt för observationer och att utföra granskning, rensning och förstärkning från botten av bergrummet är endast möjligt med hjälp av hög mobilkran (plattform). Det är därför helt naturligt att man känner en viss osäkerhet när man efter vederbörlig skrotning och förstärkning på ett tidigt stadium lämnar taket åt sitt öde. Man hör uttryck som "för närvarande är taken bra, men ingen kan ju veta vad som händer med dem vid den fortsatta utsprängningen".

Med hänsyn till rummens stora höjd och den verksamhet som hela tiden pågår under byggnadsperioden är det förståeligt att man i ansvarsställning känner sig osäker och det ligger därför nära till hands att öka sin trygghetskänsla genom att kräva inklädnad av taken med sprutbetong.

Man må härvid —— å ena sidan beakta att ingen kan garantera att icke någon sten någon gång faller ned från de nakna taken. Har man då av kostnadsskäl dragit sig för sprutbetongförstärkning ikläder man sig onekligen ett stort ansvar om en olycka skulle inträffa —— å andra sidan komma ihåg att pågående sprängningar kan förändra stabilitetssituationen i taken och att därvid ett okritiskt beläggande av dessa med ett tunt lager sprutbetong kan skapa en falsk trygghet, vilken avtrubbar "bergfolkets" uppmärksamhet och försiktighet och ingen vet när ett stenras inträffar på grund av spänningar som kan byggas upp bakom sprutbetongen. Fig 3 avser att i någon mån klargöra problemställningen.

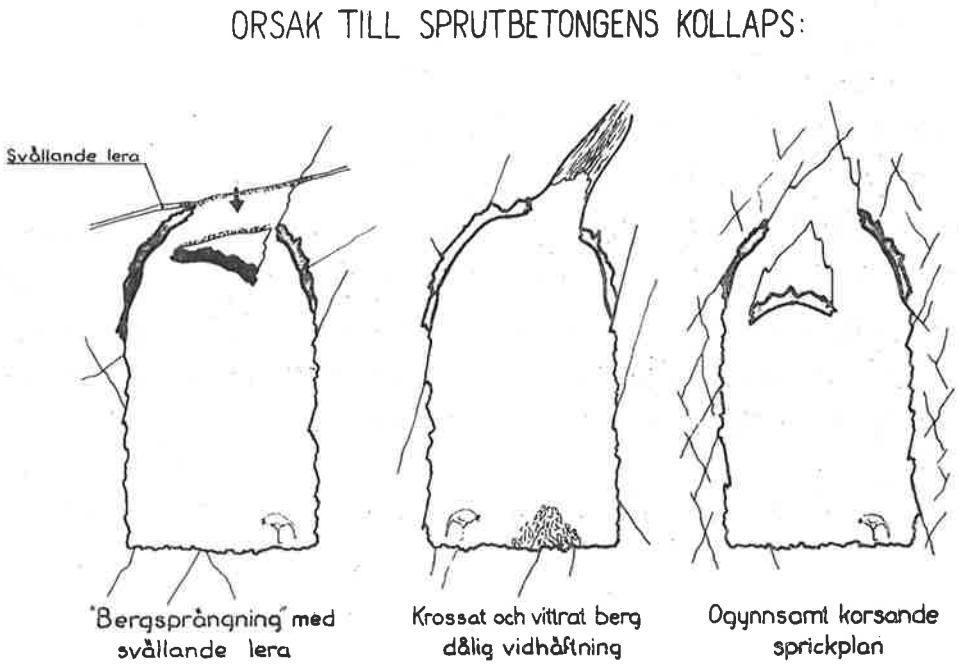


Fig. 3.

Såväl ansvariga arbetsledare som bergmästare och konsulter ställs inför svåra avgöranden och jag tycker det vore värdefullt om man under BeFo:s ledning kunde ta upp dessa frågor för analys och diskussion i förhoppning om att det skall leda till klara direktiv (anvisningar och rekommendationer) för hur man av säkerhetsskäl bör handla.

Om man vid höga bergrum anser det nödvändigt att av säkerhetsskäl under drift fixera taken med sprutbetong och därvid förhindra nedfall av smärre stenstycken, måste man, som tidigare framhållits, finna en väg att, innan takberget döljs, granska och dokumentera detsamma på ett sådant sätt att permanenta förstärkningsåtgärder i form av bultning, stödjande betongkonstruktioner etc. rätt kan dimensioneras. De direktiv som efterlyses bör ta upp frågan, hur berggranskningen och skrotningen före driftförstärkningen skall utföras (tidsfaktorn i samband med salvan) samt hur den geologiska redovisningen skall se ut för att bergmästare och bergsakkunnig, när de ställs inför det betongsprutade taket, skall kunna uttala sig om bergstabiliteten och förstärkningsbehovet.

För nämnda direktiv föreslås att en arbetsgrupp bildas, bestående av representanter från bergmästareämbetet, beställare, entreprenörer, konsulter etc.

Målsättningen för denna grupp bör vara

1. att rekommendera de tekniskt riktiga metoderna (förstärkning, inspektion, rensning) med hänsyn till olika berggrundsförhållande och projekt (höga rum, nedkylning, uppvärmning etc.)

2. att utarbeta anvisningar för hur dessa skall tillämpas för att undvika ras och olycksfallsrisker samt skapa en tillfredsställande arbetsmiljö.

3. att föreslå lämpliga mål för utredningar och forskning så att man icke i onödan fördyrar bergarbeten med förstärkningar i blindo.

4. att föreslå en upphandling så att man icke vid anbudsgivningen konkurrerar med förstärkningarna (riskerna).

Bergrum för kalla resp. varma media

Som tidigare framhållits skall man här förstärka och täta för en situation som ännu ej inträtt och om vilken vi ännu har ringa kunskaper. Allteftersom kyl- respektive värmefronten vandrar in i berget krymper respektive utvidgar sig detta. För en sträcka av 10 m i granitisk berggrund innebär en 50°-ig temperaturändring en krympning respektive utvidgning av 5 mm (C-O Morfeldt /4/).

Här skall några synpunkter och erfarenheter framläggas vad gäller bergrum för nedkylda gaser (eten -100°C, naturgas -160°C), varma produkter, råolja etc. (upp till +90°C, hetvatten mer än +200°C). Gemensamt för dessa typer av bergrum är att de efter ibruktagande icke avses beträdas av personer, dvs. man behöver endast förstärka dem med hänsyn till storstabiliteten och inredningens tålighet för bergnedfall. Utformar och utväljer man en stryktålig inredning förenklas förstärkningsbehovet. Allmänt gäller att berget blir tätare vid uppvärmning men att tätheten allvarligt äventyras vid avkylning.

Kalla media

Fryslager i berg, som är ständigt nedfrusna, har visat ingen eller obetydlig uppsprickning samt god bergstabilitet och några nedfall från det nakna berget har icke inträffat. Lägre temperaturer, -100° C — -160°C, förorsakar en fortgående uppsprickning av berget av sådan omfattning att de bergrum som gjorts för lagring av flytande petroleumprodukter vid dessa temperaturer på olika håll i världen (även i Sverige) alla slagits ut och fått överges eller användas för annat ändamål. (C-O Morfeldt /3/).

Principen för hur berggrunden successivt spricker upp framgår av Fig. 4. Någon förstärkningsmetod för bergrum, som förhindrar sönderspräckning av berget vid nedkylning förefinns ännu icke och ej heller någon tätningsmetod vid framtida uppsprickning.

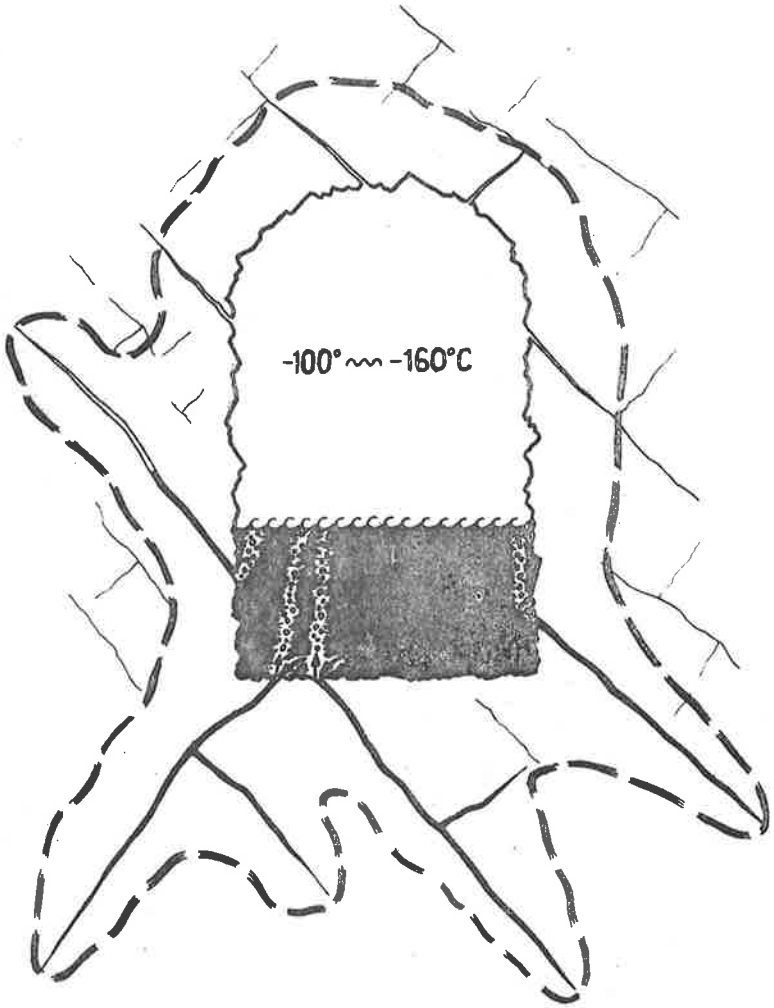


Fig. 4

Beträffande bultars infästning samt sprutbetongens vidhäftning vid de låga och höga temperaturer som här berörts saknas praktisk erfarenhet. Problemen bör snarast studeras.

Varma media

Vi har i dag ett stort antal bergrum för lagring av uppvärmda petroleumprodukter och efter flera års drift har erfarenheterna varit goda. Utvidgningen av berget har emellertid i några fall medfört oförutsedda bergutfall i taken som skadat installationen (rör och pumpar).

De två fall som är kända och som studerats har det gemensamt att ett osedvanligt gott berg med granitisk sammansättning förelegat. Fig 5 och 6.

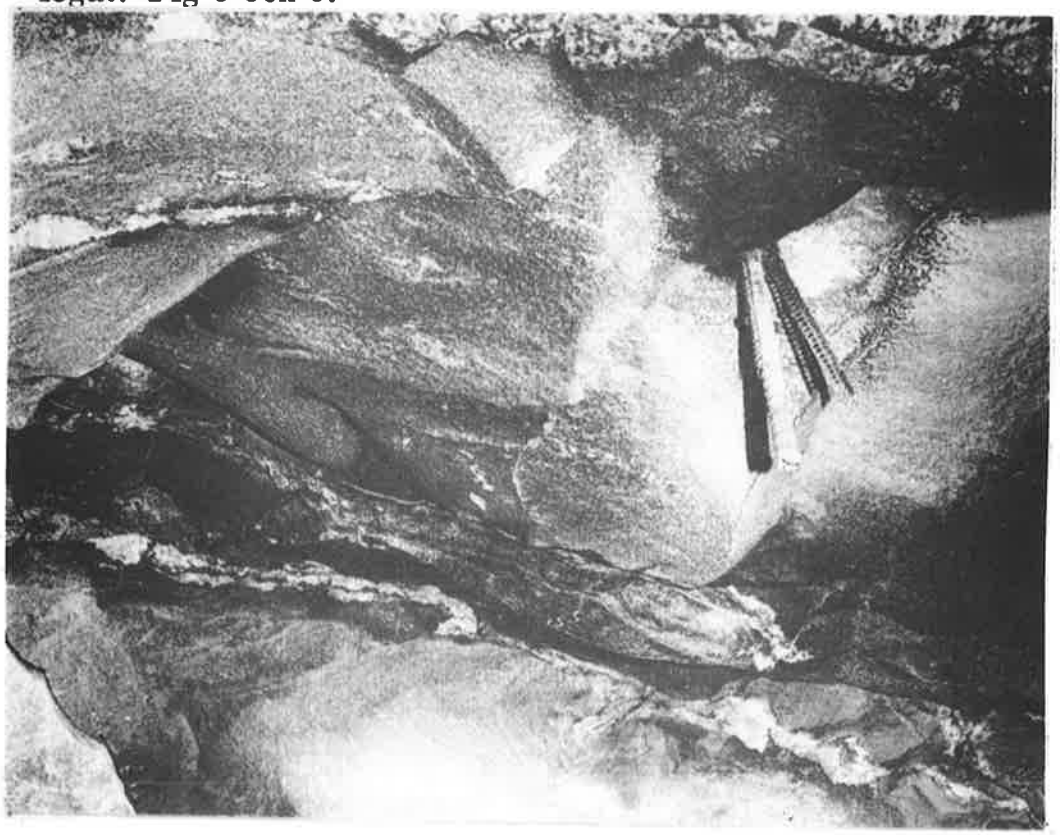


Fig. 5 Hårda och täta granitiska bergarter i taket i bergrum för oljelager där stennedfall inträffat i samband med uppvärmning. Lägg märke till de skålformiga brottytorna, Norrköpingsområdet 1972.

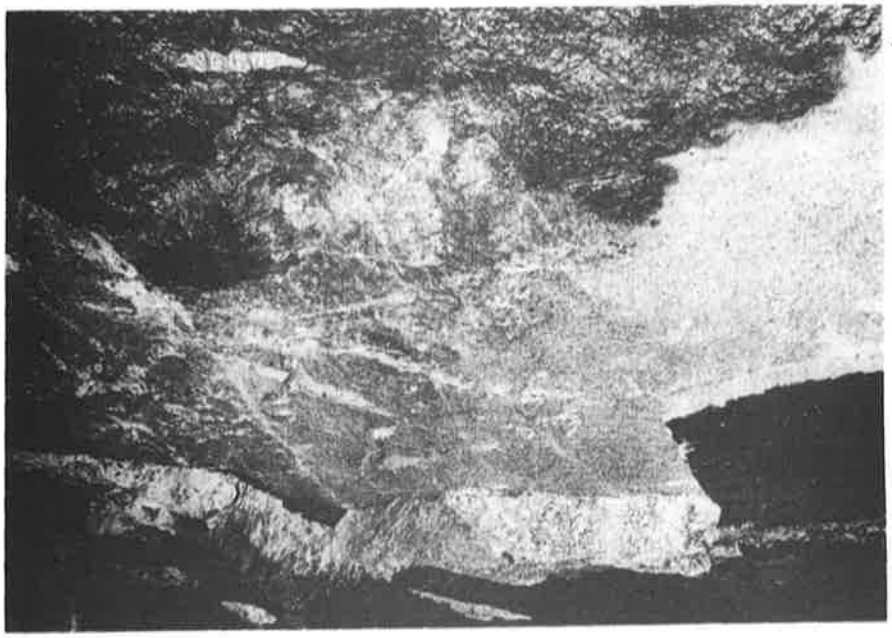


Fig. 6 Hårda och täta granitiska bergarter i taket i bergrum för oljelager där stennedfall skett i samband med uppvärmning. Lägg märke till avflagningstendensen. Stockholmsområdet 1973.

Sprickfrekvensen har varit låg och bergarbetena har i båda fallen givit jämna hela tak. Förstärkningsbehovet har varit relativt ringa (enstaka bult). Endast i vissa zoner har taken täckts med ett enkelt påslag sprutbetong. Båda bergrummen har av expertisen fått med beröm godkänt.

När nu berget inte allt rasat från taken i samband med uppvärmningen, ställs man inför det faktum att man framdeles måste förstärka dylika bergrum för en senare svårbedömlig situation eller anpassa inredningen så att den tål stennedfall.

Otvivelaktigt har det förhållandet att berget varit hårt och sprickfritt i hög grad bidragit till det inträffade. Berget har icke haft möjlighet att expandera. Utförda mätningar av sprickvidder i Stockholmsområdets granit- och gnejsberggrund har visat att den sammanlagda sprickvidden på en 10 m sträcka i horisontella, ytligt belägna tunnlar varierar mellan 1,5 - 5,0 m. Detta innebär att man många gånger har en expanderingsmöjlighet av ungefär samma storleksordning som den som erhålles vid en uppvärmning i oljelager. Detta innebär att en avsevärd självtätning av berget redan vid uppvärmning av storleksordningen 50^{o} kan förväntas. Som exempel skall nämnas en oljelagringsanläggning i Norrköpings granitiska berggrund, där man i ett bergrum på 10.000 m^3 inledningsvis hade en läckning på 25 m^3 pr dygn och som efter uppvärmning till driftstemperatur, ca $60^{o}C$, minskade till 5 m^3 pr dygn. (C-O Morfeldt /4/)

Metoden att täta bergrum genom artificiell uppvärmning i borrhål är i dag patenterad (uppfinnare bergsingenjör Allan Nordström).

Aspekter på framtiden

Bergrum kommer i framtiden i vårt goda berg alltmer att utnyttjas för speciella ändamål. Frågan hur mineral och bergarter samt bergmassan beter sig vid den nya situation som uppkommer (ändring av temperatur, tryck och växlande dynamiska påkänningar) är härvid av största intresse.

Närmast ligger problemet med de hetvattenlager i berg som planeras som energiutjämnare vid atomkraftverken, där hetvatten under pulserande tryck skall förvaras vid temperaturer överstigande +200°C. Hetvatten-transport (100°C) direkt i bergtunnlar är på förslag.

Bergrum för kvittblivning av skadligt avfall är under diskussion och torde kunna innebära en betryggande lösning. I detta sammanhang kommer bergvattenfrågorna in i bilden och även här är våra kunskaper i flera avseenden ännu ett "styckeverk".

Styrelsen för Teknisk Utveckling, STU, och Statens Råd för Byggnadsforskning, BFR, har uppmärksammat detta och man hälsar med tillfredsställelse att anslag lämnats till BeFo och andra för forskning och utredning av här berörda, för framtida bergarbeten vitala frågor.

LITTERATURHÄNVISNING

/1/ ALBERTS, C., Förstärkning genom betongsprutning och injektering, IVA-Meddelande nr 142, 1965.

/2/ ALBERTS, C., Bergförstärkning. Metoder och åtgärder. Sprutbetonginjektering. STF-TLI:s kurs 1969.

/3/ MORFELDT, C-O, Berggrundens och grundvattnets betydelse för tätheten hos bergrum. IVA Rapport nr 19, 1970.

/4/ MORFELDT, C-O, Drainage Problem in Connection with Tunnel Construction in Precambrian Granitic Bedrock (in Sweden), ISMR Symposium Stuttgart 1972.

TÄTNING AV GASLAGER I KALKSTEN

Civilingenjör Tor Hanson, AB Skånska Cementgjuteriet, Stockholm

Inledning

Petroleumbranschen är stadd i kraftig expansion, och nya raffinaderier byggs ut i rask takt. Behovet av lagringsutrymme för olika produkter har därför också ökat. En av dessa produkter, som fordrar speciella anordningar för att kunna lagras och transporteras, är propan.

I medelhavsområdet har AB Skånska Cementgjuteriet i konsortium med en utländsk firma byggt ett lager i berg för 120 000 m^3 kondenserad propan. Ansvaret för konstruktionsarbetet för såväl bergrum, rör, pumpar, el som mätutrustning och för specialutredningar om tätheten hos propanlagret har legat på den svenska partnern i konsortiet. Institutionerna för gruvbrytning och vattenbyggnad vid Kungl. Tekniska Högskolan i Stockholm har varit behjälpliga vid utformningen av anläggningen.

Egenskaper hos propan av betydelse vid lagring i bergrum

Propan är ett lätt kolväte med den kemiska formeln C_3H_8. Den ligger således mellan naturgasen och bensinfraktionerna i kolväteserien. Den förekommer i rågasen från gas- och oljekällorna, men den måste avskiljas, då den annars ställer till besvär vid gashanteringen. Man får den också som biprodukt vid vissa processer i raffinaderierna. Tidigare betraktades den som avfall och brändes direkt i gasfacklorna. Detta var ju ett stort slöseri med energi, och dess bättre har man nu

lärt sig hantera den på ett ekonomiskt sätt. På den svenska marknaden förekommer propan ensam eller i blandning med det närmast tyngre kolvätet butan under namnet gasol.

I det aktuella fallet är det frågan om lagring av propan av handelskvalitet, dvs den kan få innehålla mindre mängder av andra kolväten, av vilka för vår del etan är av särskild betydelse, då ångtrycket kraftigt höjs även vid relativt små etanhalter.

Ren propan har en ångtryckskurva enligt figur 1. Av denna ser man, att man måste kyla gasen till -42°C, för att den skall vara flytande vid normalt lufttryck = 1 bar. Vill man istället förvara den i kondenserad form vid normal temperatur, säg +10°C, får man ett tryck av 7 bar. I den aktuella anläggningen, där bergtemperaturen 100 m under markytan ligger på cirka +15°C, beräknades bergrummet för ett tryck av 9 bar. Man har då en liten marginal för förhöjd temperatur eller en viss etanhalt hos vätskan.

Förhållandet mellan propan och vatten är av betydelse. Det är inte bara så, att vattnet löser en liten mängd propan och propanen en liten mängd vatten, vartill man måste taga hänsyn vid bortpumpning av läckvattnet respektive distribution av propanen, utan vid temperaturer under +6°C förenar sig propan och vatten till fast hydrat, som bildar liksom is eller snö i behållare och ledningar, vilka då lätt kan täppas till. I icke vattenisolerade propanlager i berg måste man därför välja att lägga sig antingen så långt ner på tryck-temperaturkurvan, att bergrummet omges av en frusen zon, som inte släpper igenom vatten, eller så långt upp, att hydratbildning undviks.

Till anläggningen levereras propanen nedkyld i tankbåtar, varvid uppvärmning måste ske i samband med inpumpningen. Den kommer även i ledningar direkt från raffinaderierna,

varvid dock tillflödet är relativt ringa, men temperaturen ligger ofta långt över +20°C. Om trycket i bergrummet så småningom skulle stiga till otillåtna värden, öppnas en säkerhetsventil, så att vätskan kan koka av, vilket stjäl mycket värme, så att temperaturen och därmed också trycket minskar till acceptabel nivå.

Geologiska förhållanden i området

Propanlagrets belägenhet framgår av kartskissen, figur 2.

Området har varit utsatt för veckning längs en öst-västlig veckningsaxel. Norrut ligger en synklinal som dyker ner under Medelhavet. Denna synklinal är fylld av unga, delvis lösa avlagringar. Söderut reser sig en sönderbruten antiklinal. Dess norra flank består av en tät, relativt motståndskraftig, lerhaltig kalksten från krittiden. Stupningen hos detta lager är 40°-50° mot norr, se figur 3. De dominerande sprickplanen följer sedimentlagren, men det finns också ett system av kraftiga sprickor och slag stående vertikalt i nord-sydlig riktning. Längs svaghetszonerna har vatten trängt ned och löst ut kalken, så att det uppstått karster av ibland ansenliga dimensioner. Sprickorna, slagen och karsterna är ibland öppna, ibland hopläkta av kalcit, men oftast fyllda av röd lera. Detta gör, att grundvattencirkulationen är mycket svår att kartlägga. Leran och de i stor utsträckning obrutna sedimentlagren gör, att tätheten i stort sett är god, men det finns vindlande vattenådror, som kunde följas långa vägar vid utförandet av grundvattenobservationerna i samband med utsprängningen av bergrummen.

Åtgärder för att hindra gasläckage

Ett absolut krav, för att ett gaslager skall vara tätt i ett i princip oinklätt bergrum i en i sig själv icke tät bergformation, är att grundvattnet finns kvar i berget ovanför gaslagret. Om man en gång har tömt de fina sprickorna på vatten, är de svåra att återfylla, och man riskerar, att gasen söker

sig upp till markytan. Grova sprickor och kanaler är ett mindre problem i detta sammanhang, då de är mer mottagliga för tätningsåtgärder. Som en extra försiktighetsåtgärd drevs den aktuella nedfartsorten i spiralform inom ett bergsparti, som med tanke på sedimentlagrens orientering borde ha ringa hydrologisk kontakt med bergrummen. Ovanför och parallellt med de blivande rummen drevs en horisontell ort, från vilken man borrade horisontella hål i 45° riktning i förhållande till längdaxeln, se figur 4. Därigenom ansåg man sig ha största chansen att punktera såväl de vanliga 45°-slagen som de eventuellt förefintliga med rummen parallella vertikala slagen. Genom att tillföra vatten till dessa borrhål kunde man undvika att torka ut berget närmast över bergrummen vid dessas utsprängning. Det bör här påpekas, att klimatet är torrt, så att man kunde räkna med, att påfyllning av grundvattnet kunde gå långsamt. I den färdiga anläggningen står de nämnda borrhålen i förbindelse med det vertikala ledningsschaktet och nedfartsorten, vilka båda nu är vattenfyllda, och man har således full kontroll över grundvattnet ovanför bergrummen.

Som nämnts är den dominerande sprickriktningen lutande. Villkoret för att gas inte skall kunna tränga upp i en sådan spricka kan mycket förenklat anges såsom visas i figur 5.

$$I > (1 - \varrho_g/\varrho_w) \cdot \sin \beta,$$

där I = tryckgradienten i vattnet

ϱ_g = gasens densitet (oftast $<<\varrho_w$)

ϱ_w = vattnets densitet

β = sprickans stupning

I sämsta fall, dvs när sprickan står vertikalt, kan man sätta

$$I > 1$$

som villkor för gastäthet.

I taket räcker det alltså inte, att grundvattentrycket är lika med gastrycket, utan man måste ha en tryckgradient i sprickvattnet större än 1. Detta innebär, att man får en viss inläckning av vatten, vars storlek beror på sprickvidd, temperatur m m, vilket allt kan sammanfattas i begreppet bergets permeabilitet, om man ser till större bergspartier. I en horisontell spricka, dvs $\beta = 0$, gäller dock det statiska betraktelsesättet, att grundvattentrycket endast behöver motsvara gastrycket för att hindra gasvandring ut i sprickorna.

Vi har nu överfört tätningsproblemet till ett potentialströmningsproblem, som kan lösas på känt sätt matematiskt, grafiskt eller med hjälp av elektriska analogimodeller. Jag går inte närmare in på detta här men vill framhålla, att vatten ständigt måste tillföras någonstans ifrån, för att en stationär strömning skall kunna underhållas, se figur 6. I det aktuella fallet finns vattenridåtunneln, på andra ställen kan man ligga nära en sjö eller ett annat pålitligt grundvattenmagasin. Annars blir bara följden, att man sänker grundvattennivån över bergrummet, och så småningom kan gas börja bubbla upp genom sprickorna.

Åtgärder för att minska vattenläckage och för att stabilisera berget

Rummen gavs en sådan tvärsektion, att det inte skulle finnas några problem med stabiliteten i stort. Däremot ansågs det lämpligt att försegla ytan av takvalvet med ett påslag sprutbetong, vilket utfördes av Stabilator AB med deras s k robotmetod. Man trodde, att det annars kunde finnas risk för uppluckring av berget, om läckvattnet skulle vaska leran ur de tunna slagen, se figur 7. Denna sprutbetong har naturligtvis också rätt stor betydelse som gastätning, även om man inte räknat sig den till godo härför. Man kan vänta sig, att en spricka i berget fortplantar sig genom sprutbetongen, men att den får mindre bredd där än i berget bakom. Eftersom tryckgradienten i en spricka med konstant vattenföring men med variabel vidd är omvänt proportionell mot tredje potensen av sprickvidden vid laminär strömning, inser man, att även en något uppsprucken sprutbetongbeläggning kan utgöra ett effek-

tivt hinder mot gasläckage. Man får en mycket brant tryckgradient genom sprutbetongen, och gasen hejdas redan vid takytan från att tränga vidare in i berget. Förutsättningen är naturligtvis hela tiden, att man har en viss vattenström mot bergrummet.

På några ställen träffade man på kraftiga koncentrerade vattenläckor på grund av karster. De kunde bemästras med injektering och motgjutning, men föranledde omdisposition av utrymmena. Längs kraftigare lerzoner och på andra ställen, där man behövde förbättra stabiliteten, bultades berget. Det är i sådana fall viktigt, att man har ingjutna bultar, så att man inte skapar nya läckvägar för gasen. För säkerhets skull bör man spruta in bultändarna med betong.

Tätning runt betongpluggar

Gaslagret är tillslutet med två betongpluggar, en i tillfartsorten och en i det vertikala ledningsschaktet. Den sistnämnda är utförd på följande sätt, se figur 8. Först injekterades berget. Därefter borrade man in förankringsarmering för de mycket stora laster pluggen skulle bära. Betongen kyldes under hårdnandet med vatten, som cirkulerade i ingjutna rör. Vattnet i sin tur kyldes i ett kylaggregat. På detta sätt undveks en stor del av den vanliga avsvalningskrympningen. Slutligen injekterades mellan betongen och berget i en förberedd kanal. Ovanpå pluggen fylldes lera för att förlänga vattnets läckväg och minska risken för att det med tiden skall lösas ut kanaler i kalkstenen.

Pluggen i nedfartsorten utfördes på samma sätt frånsett förankringarna och lerfyllningen.

Provtryckning och igångsättning av bergrummet för propanlagring

När anläggningen färdigställts, provtrycktes den med luft av 9 bars tryck, vilket hölls under en tid av 4 dygn. Något tecken på läckage fanns inte.

Igångsättningen av sådana här anläggningar måste ske på sådant sätt, att man inte får explosiv blandning av luft och gas. I detta fall fyllde man hela utrymmet med vatten, vilket sedan fick pumpas ur igen, när propanen pumpades in. En annan vanlig metod för säkring är att fylla rummet med en inert gas, t ex kväve eller koldioxid, så att syrgashalten sjunker under den gräns, vid vilken blandningen med propan är explosiv.

Den första propaninpumpningen skedde i oktober 1971, och allt talar för att anläggningen är gastät som beräknat.

Vatteninläckningen, som tidvis var besvärande under byggnadstiden, kunde nedbringas under kontrakterat värde redan medan atmosfärtryck rådde i bergrummen. När propanen släpptes in, steg ju trycket i rummen avsevärt, så att tryckskillnaden mellan grundvattnet och gasen minskades. Vatteninläckningen är därför betydligt lägre nu, än när rummen var öppna.

SUMMARY

Tightening of Cavern for Storage of LP-Gas in limestone

The paper deals with a mined cavern in limestone for storing liquified propane with special respect to the measures that had to be undertaken to avoid gas leakage and diminish water inflow. The importance of keeping the rock close above the cavern undrained even during the construction period is shown. In a fissured rock it is not enough to have a balance between the pressure of the gas and that of the ground-water, but in vertical fissures one must also have a certain flow of water towards the cavern with the pressure gradient $I > 1$ in order to stop gas bubbles. A system of drilled holes was used to keep the rock undrained and to control the ground-water level.

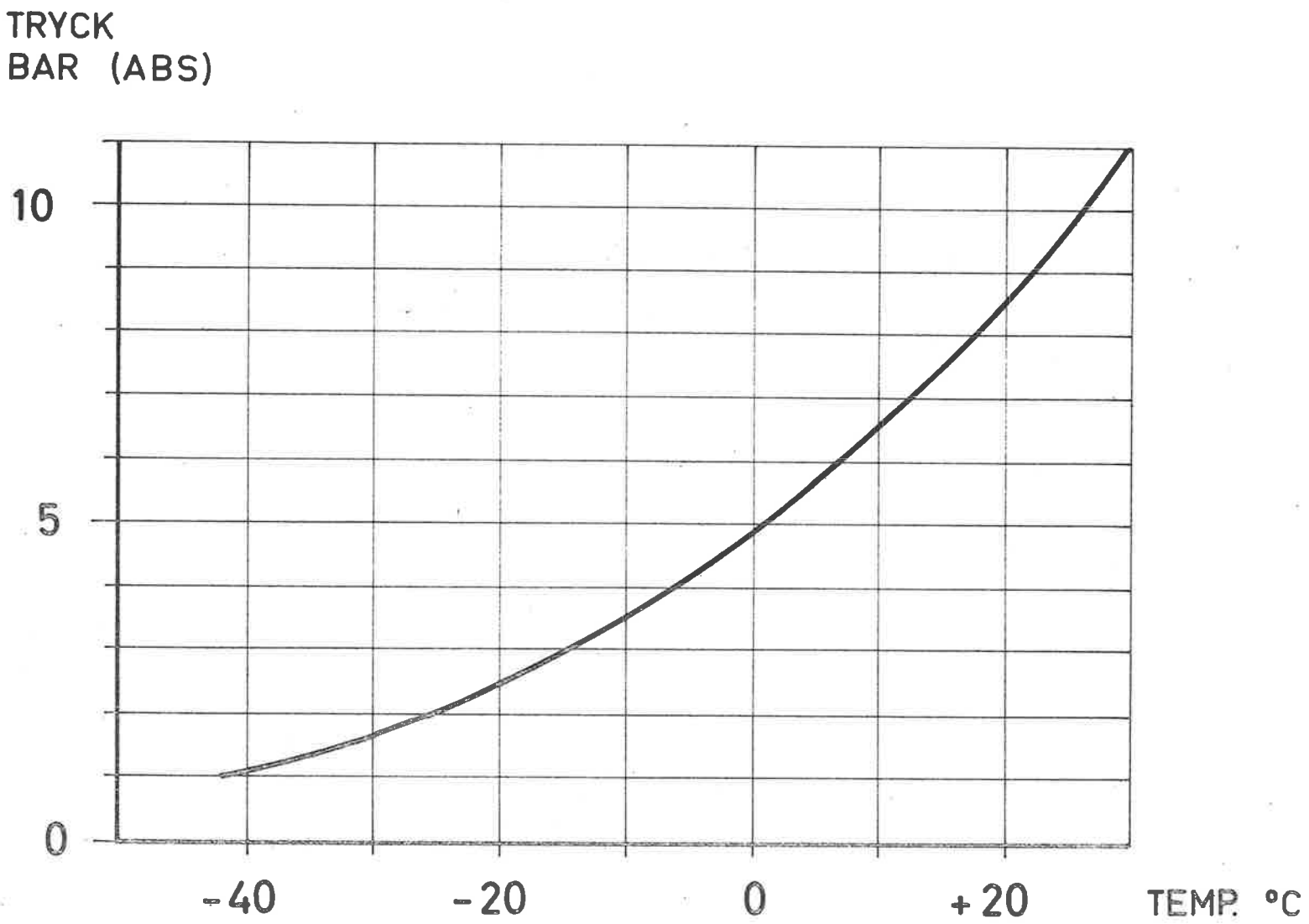


FIG. 1 ÅNGTRYCKSKURVA FÖR PROPAN
VAPOUR PRESSURE OF PROPANE

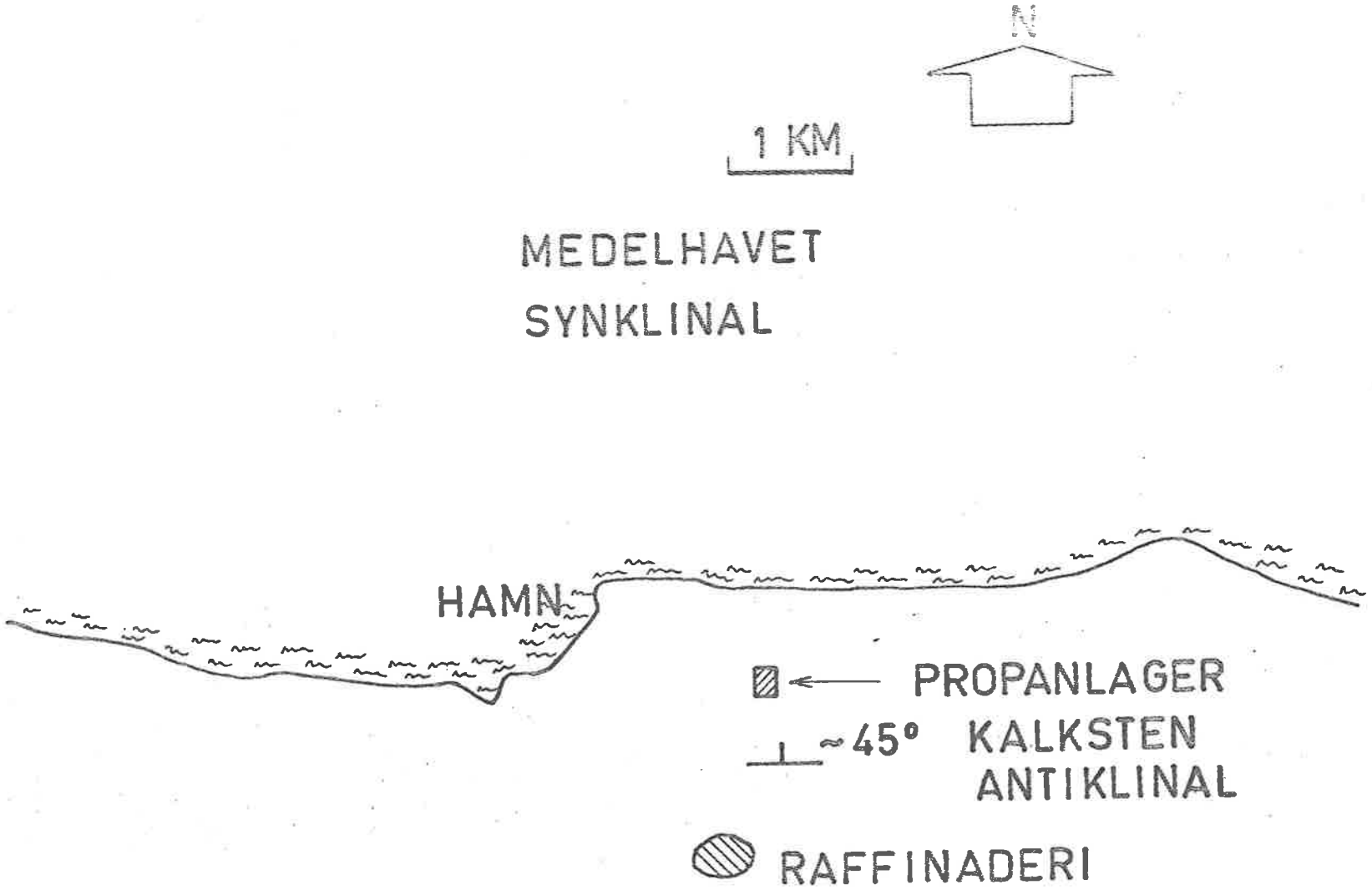


FIG. 2 SCHEMATISK KARTA

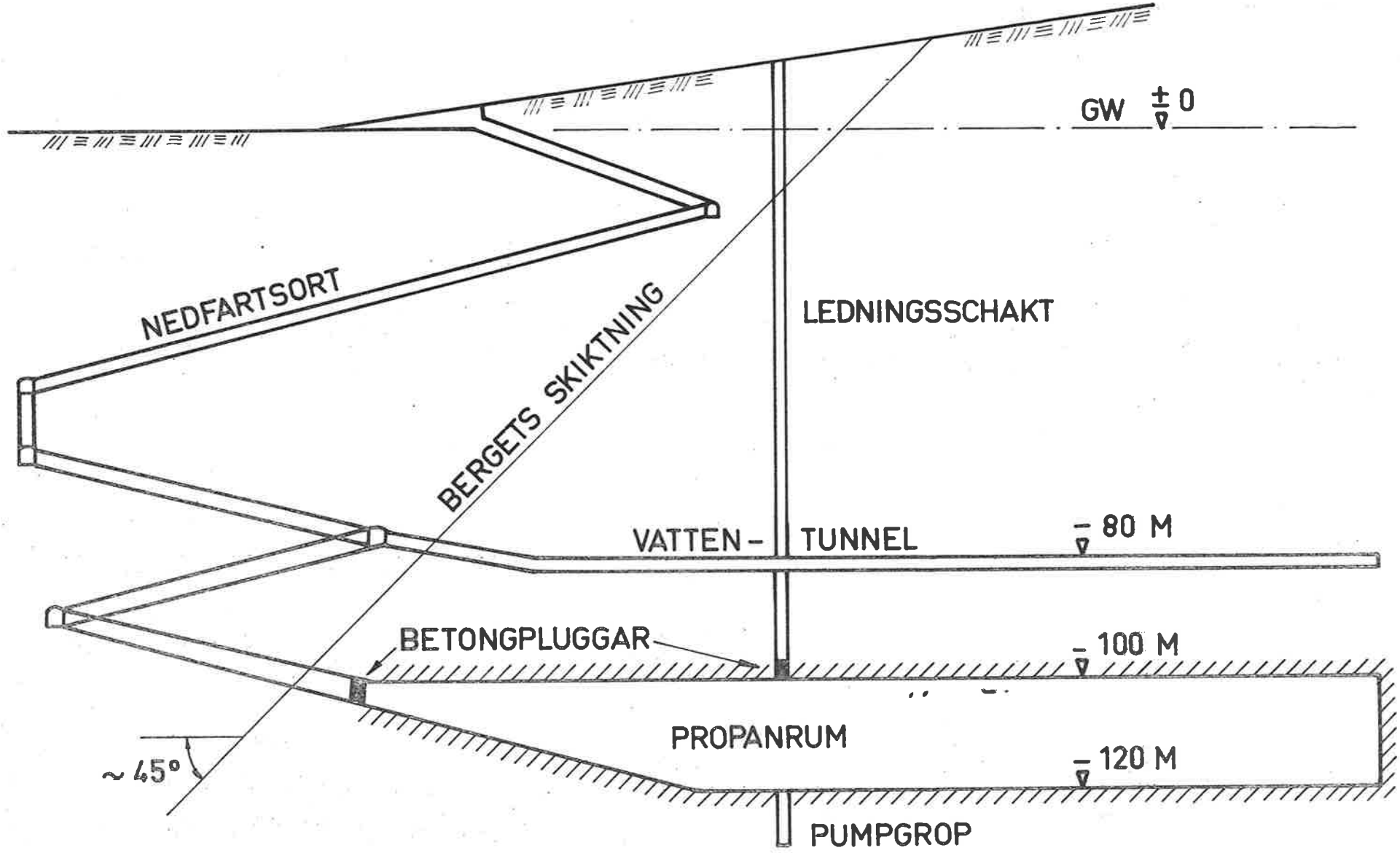


FIG. 3 LÄNGDSEKTION AV BERGRUMMEN
LONGITUDINAL SECTION OF THE CAVERNS

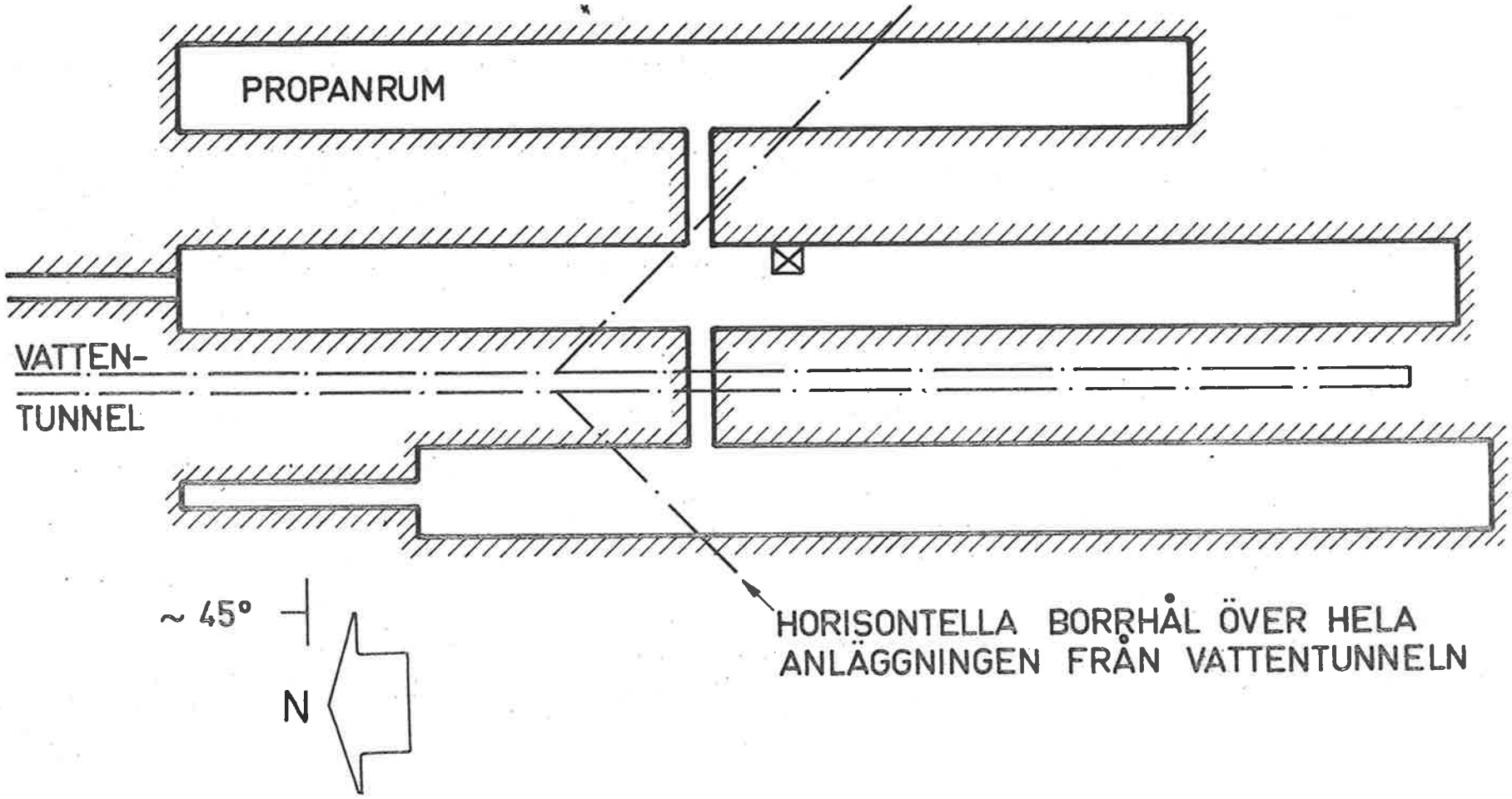


FIG. 4 PLAN AV BERGRUMMEN
PLAN OF THE CAVERNS

$I > (1 - \rho_g / \rho_w) \cdot \sin \beta$

I = TRYCKGRADIENTEN I VATTEN

ρ_g = GASENS DENSITET

ρ_w = VATTNETS DENSITET

β = SPRICKANS STUPNING

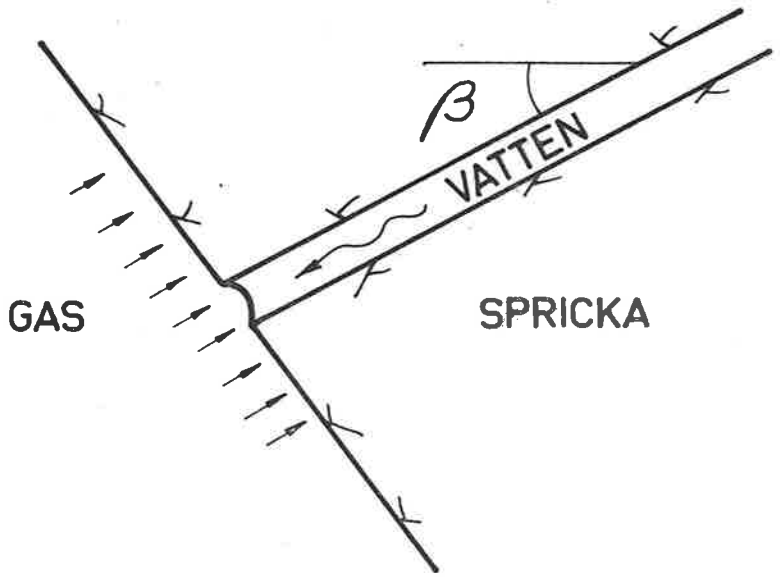


FIG. 5 ERFORDERLIG TRYCKGRADIENT I SPRICKVATTNET FÖR ATT HINDRA GASLÄCKAGE

NECESSARY PRESSURE GRADIENT IN THE INTERSTICE WATER TO PREVENT GAS LEAKAGE

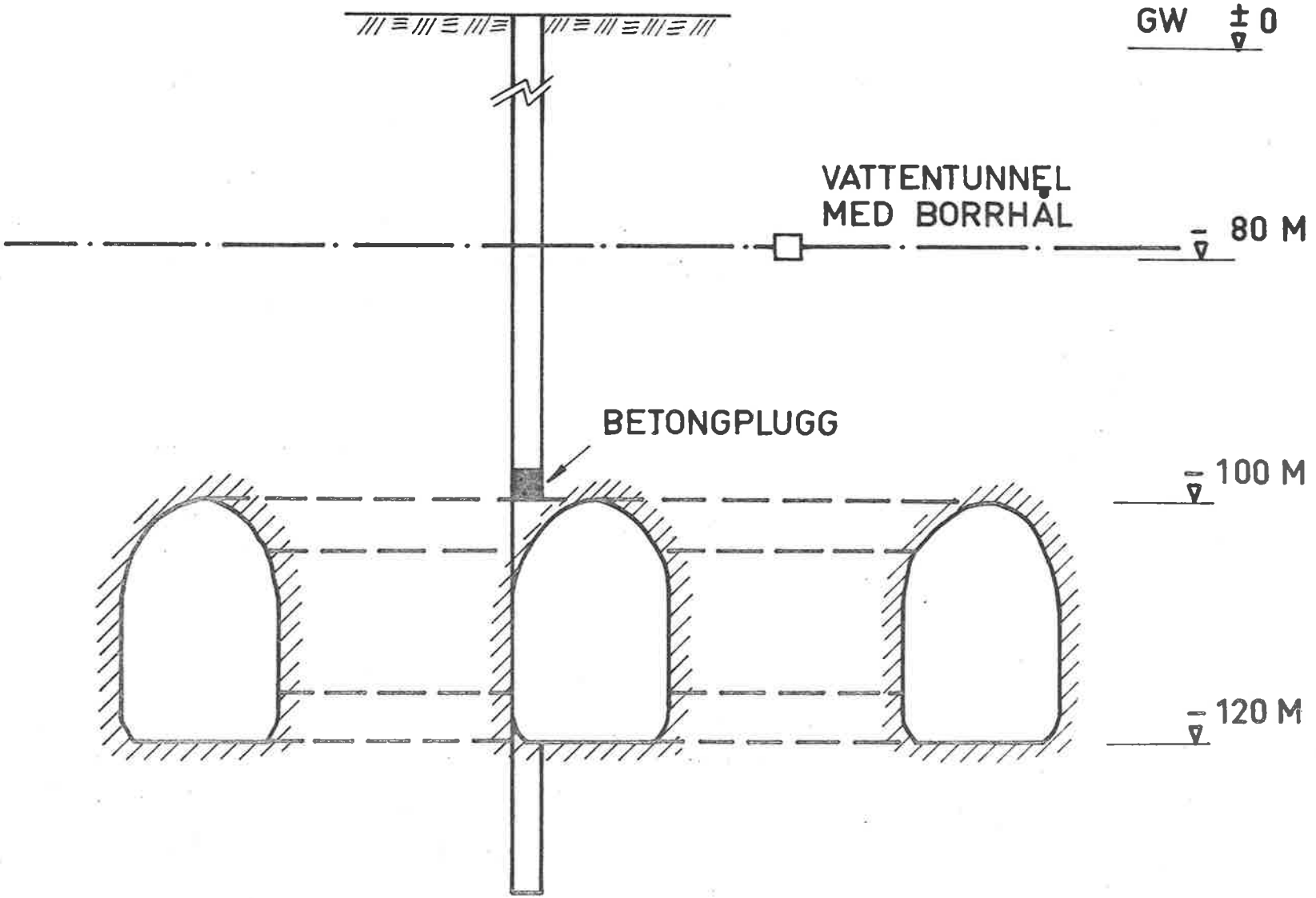


FIG. 6 TVÄRSEKTION AV BERGRUMMEN
CROSS SECTION OF THE CAVERNS

VATTENFLÖDET I SPRICKAN:

$$q = K \cdot b_1^3 \cdot I_1 = K \cdot b_2^3 \cdot I_2$$

$$I_2 / I_1 = (b_1 / b_2)^3$$

EN FÖRTRÄNGNING HOS SPRICKAN GER EN KRAFTIG ÖKNING AV TRYCKGRADIENTEN

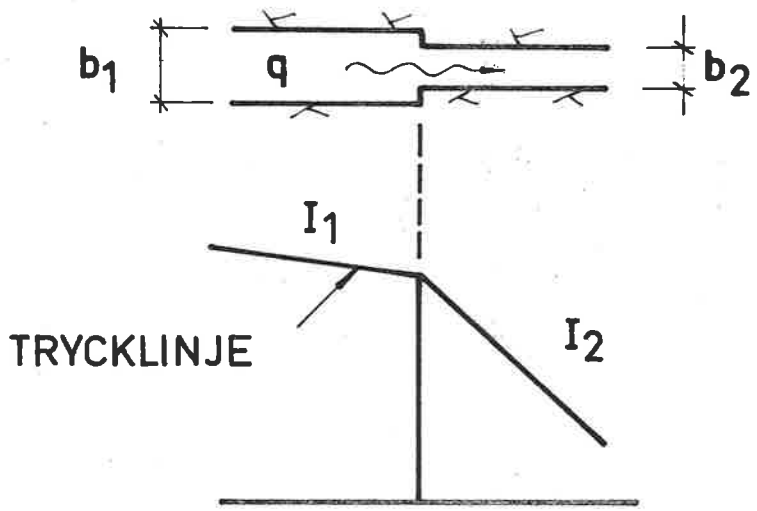


FIG. 7 STRÖMNING I EN SPRICKA MED VARIABEL VIDD
FLOW IN A FRAGTURE WITH VARIABEL WIDTH

INJEKTERING AV BERGET,
FÖRANKRINGSSTÄNGER,
KYLNING AV BETONGEN,
KONTAKTINJEKTERING,
LERA

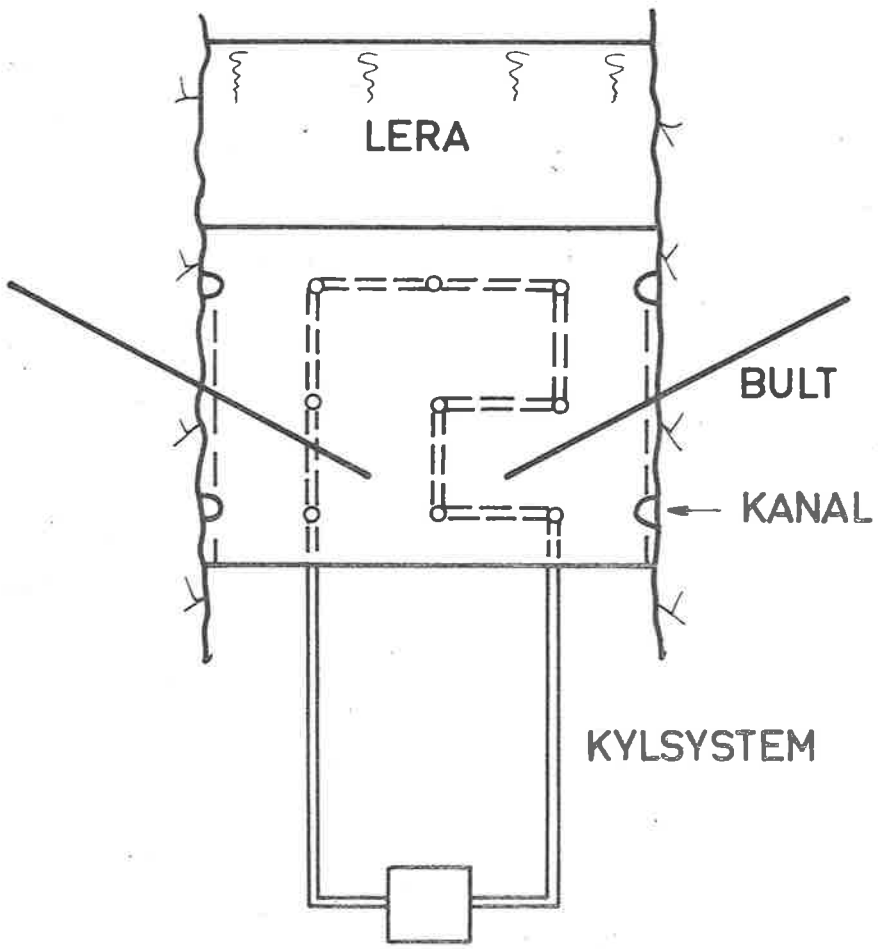


FIG. 8 TÄTNING RUNT BETONGPLUGG I VERTIKALSCHAKT
TIGHTENING AROUND CONCRETE PLUG IN VERTICAL SHAFT

FÖRINJEKTERING AV BERG MED CEMENT OCH KEMISKA MEDEL

Överingenjör Claes Alberts, Stabilator AB, Stockholm

Injektering mot stora vattenflöden

Den första tunnel i Sverige, som förinjekterades systematiskt med moderna metoder, var avloppstunneln för Krokströmmens kraftverk i Ljusnan (1950, 1951).

Den injekterades med cementsuspension med tillsats av Intrusion Aid.

Avsikten var att förstärka berget och att förhindra stora vattenläckage. Båda syftena nåddes på ett mycket tillfredsställande sätt.

Denna typ av förinjektering har sedan tillämpats på ett flertal anläggningsarbeten och hindrat många vattenkatastrofer. Ingen ifrågasätter väl cementbrukets lämplighet och dominans till detta ändamål.

Injektering av mycket fina sprickor

Cementkornen för stora för att tränga in

I fortsättningen skall jag endast behandla de problem, som sammanhänger med att man i vissa fall vill göra tunnlar extremt täta. Denna fråga diskuterades ingående redan 1967 i IVA:s Bergmekanikkommitté, arbetsgrupp 5, (Bergets förstärkning), och man föreslog att forskningsverksamhet borde påbörjas med hög angelägenhetsgrad.

Ur projektbeskrivningen för forskningsuppgiften "Tätning av berg mot små vattenläckage för förhindrande av grundvattensänkningar" citeras:

"Erfarenheten visar att man endast undantagsvis med cementinjektering kan uppnå en fullgod tätning. Detta är också naturligt, eftersom cement är ett tämligen grovkornigt material, som inte har förutsättningar att tränga in i de finaste sprickorna.

Under senare år har bergtunnlar blivit allt vanligare i urbaniserade områden - tunnelbanor och ledningstunnlar för avlopp, kablar m m. Särskilt under tätbebyggelse där praktiskt taget allt regnvatten avledes via avloppssystem, kan sådana tunnlar få en dränerande effekt med besvärande grundvattensänkningar som följd.

Vatteninläckningen i tunnlarna kan anses vara mycket obetydlig och fullt tolerabel ur tunnelbyggarens synpunkt, men grundvattensänkningen kan ändå på sikt vålla stora skador på ovanliggande byggnader, t ex genom sättningar i gatumark och hos källargolv, genom brustna rör och kablar, hussprickor.

Vid "lerbassänger" kan stora skador uppstå, när t ex träpålar och rustbäddar genom dräneringen kommer ovanför grundvattenytan och härigenom ruttnar.

Som redan antytts kan dessa dräneringseffekter inte förhindras med cementinjektering - i bästa fall kan man uppnå en viss fördröjningseffekt. På grund av den ringa ytvattentillrinningen kan grundvattensänkningen åstadkommas även genom läckage av relativt små vattenmängder genom de fina spricksystem eller fyllda spalter, där cementet inte kan ge tätningseffekt.

Det finns emellertid en rad andra injekteringsmaterial, som borde kunna ge bättre och säkrare tätning av fina spricksystem, t ex bentonit, vattenglas, vissa härd- och termo-

plaster och epoxiplaster. Sådana material har provats sporadiskt i praktiska tillämpningar, men det föreligger inte så mycket objektiva och jämförande data att projekterande tekniker har möjlighet att avgöra dessa materials tekniskt-ekonomiska berättigande i olika situationer.

Resultatet av detta forskningsprojekt publicerades 1970 och det visar mycket tydligt på cementsuspensioners oförmåga att tränga in i mycket fina sprickor. (1).

Svårt att bryta slentrianen med cementinjektering

Sedan dess har man offrat mycket tid och lagt ner mycket stora belopp på injektering. Både som för- och efterinjektering.

Det helt dominerande materialet har varit cement. I något enstaka fall bentonit. Dessa tätningsarbeten har för det mesta karakteriserats av gång på gång upprepade borrningar och injekteringar.

Endast sporadiska prov med kemisk injektering har förekommit och dessa har i regel avbrutits innan man kommit förbi inkörningssvårigheterna.

För oss som arbetar praktiskt med injektering har det i många år stått klart att man skulle kunna täta tunnlar effektivare, snabbare och billigare med användning av kemiska medel efter en grovtätning med cementslam i de fall där man endast kan tolerera en mycket liten läckning.

Vi har också upprepade gånger fört fram våra synpunkter på byggmöten och i andra sammanhang. Vår argumentering har hittills legat på det praktiska planet, baserad på decenniers erfarenhet om injektering i jord och berg.

Kan man på teoretisk väg belysa problemet och bryta cementslentrianen

Det visar sig att man med ett visst detektivarbete kan hitta en kedja av samband, som gäller mellan den tillåtna inläckningen och valet av injekteringsmaterial.

Låt oss följa denna kedja med ett praktiskt exempel.

Vi startar alltså med en tunnel enligt fig. 1 på djupet h = 15 m och sätter den tillåtna läckningen = 12 lit per min och 100 m (2 lit per sek och 1000 m). En viss praxis, att för tunnlars hela längd ange den tillåtna läckmängden till 6 à 15 lit per min räknat på 100 m tunnelsträckning tycks ha utbildat sig.

I kritiska avsnitt kan denna läckning säkert visa sig vara för stor. Den markerar emellertid den yttersta gränsen för vad man kan åstadkomma med upprepade cementinjekteringar och den kan då för det mesta endast nås formellt genom att man i den uppmätta tunnelsträckan räknar in långa avsnitt, som av naturen är täta.

Enligt Gustafsson, Sund och Lind (2) kan man beräkna bergets permeabilitet k ur formeln

$$k = \frac{Q}{\pi \cdot h}$$: där Q = inläckningen i m^3/s och m tunnel.

$$k = \frac{12 \cdot 10^{-5}}{60 \cdot \pi \cdot 15} \qquad K = 4{,}2 \cdot 10^{-8}\ m/s$$

Berget har här betraktats som ett isotropt, homogent material. Bergytan är horisontell och har obegränsad tillgång på vatten.

Om man tycker, att denna formel verkar för approximativ, kan man välja en något mera komplicerad enligt Gustafsson (3):

$$Q = \frac{-2 \cdot \widetilde{\pi} \cdot k \cdot h}{\ln \left(1 + \frac{T}{R} - \sqrt{\left(\frac{T}{R}\right)^2 + 2 \cdot \frac{T}{R}}\right)}$$

där T = tunnelhjässans djup i m

R = tunnelns radie i m

h = minskningen i grundvattentrycket i m räknat från markytan till tunnelns periferi. Tunneln antas gå full med vatten. Om man för vår tomma tunnel sätter den genomsnittliga minskningen i grundvattentrycket h = 15 m fås om vi väljer

$\frac{T}{R} = 6$

$$12 \cdot \frac{10^{-5}}{60} = \frac{-2 \cdot \widetilde{\pi} \cdot k \cdot 15}{\ln \left(1 + 6 - \sqrt{36 + 12}\right)}$$

$$k = 5{,}58 \approx 5{,}6 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$$

Vi förflyttar oss nu ner i tunneln, där vi borrat ett hål för vattenförlustmätning, som man brukar utföra före injektering eller för kontroll.

Vi vill nu ta steget från k-värde till vattenförlustvärde (Vf), som brukar anges i lit per atö, min och meter borrhål.

Antag, att mätsträckans längd är e = 3 m och trycket = 1 atö $k = 5{,}6 \cdot 10^{-8}$ m/s enligt ovan. Fig. 2.

Man kan då med god approximation använda den kända formeln för cylindrisk spridning i ett jämntjockt, poröst lager (4). (Vid det formella k-värde vi ovan har beräknat, har vi ju antagit berget som ett isotropt, homogent material.)

$$\frac{p_o - p_1}{\gamma} = \frac{q}{2 \cdot \pi \cdot e \cdot k} \cdot \ln \frac{R}{R_o}$$

där $p_o - p_1$ är det verkande trycket i ton f/m^2 och γ är spec. vikten i ton f/m^3.

$\frac{R}{R_o}$ sättes till 200

$$\ln \frac{R}{R_o} = 5,3$$

$$10 = \frac{q \cdot 5,3}{2 \cdot \pi \cdot 3 \cdot 5,6 \cdot 10^{-8}}$$

$q = 2 \cdot 10^{-6}$ m^3/s (På 3 m längd)

$$Vf = 2 \cdot 10^{-6} \cdot 10^{3} \cdot 60 \cdot \frac{1}{3} = 0,04 \text{ lit/m} \cdot \text{min} \cdot \text{atö}$$

I den fortsatta kedjan kommer vi inte att använda oss av detta Vf-värde utan direkt av $q = 2 \cdot 10^{-6}$ m^3/s.

Man kan dock, redan här lägga märke till att gränsen för "tätt berg" vid cementinjektering brukar sättas vid Vf = 0,10.

Hittills har vi betraktat berget formellt som ett isotropt, homogent material, men nu vill vi i stället veta hur den spricka eller de sprickor ser ut som ger denna vattenmängd.

Vi antar först att det på mätsträckans längd (3 m) finns endast en spricka enligt fig. 3.

Enligt W J Baker (5) kan man härleda följande approximativa samband för laminär strömning i en spricka med tjockleken = = e (m)

$$q = p \cdot \frac{\pi \cdot e^3}{6 \cdot \eta \cdot \ln \frac{R}{R_o}}$$

där $\frac{R}{R_o}$ sättes till 200 η =dynamisk viskositet. (För vatten av 10^o C $\approx 10^{-3}$ $\frac{N \cdot s}{m^2}$)

q = vattenmängd per tidsenhet ($\frac{m^3}{s}$)

p = tryck ($\frac{N}{m^2}$; 1 atö $\approx 10^5$ $\frac{N}{m^2}$)

$$2 \cdot 10^{-6} = 10^5 \cdot \frac{\pi \cdot e^3}{6 \cdot 10^{-3} \cdot 5{,}3}$$

$$e = 5{,}9 \cdot 10^{-5} \text{ m} \approx \underline{0{,}06 \text{ mm}}$$

Om man i stället för en spricka antar att det finns 10 stycken lika stora sprickor fås

$$e_{10} = \frac{0{,}059}{\sqrt[3]{10}} = \frac{0{,}059}{2{,}154} = 0{,}027 \approx 0{,}03 \text{ mm}$$

Vi går nu vidare i kedjan till Rapport R 45:1970 från Byggforskningen (1).

En av slutsatserna av detta forskningsprojekt är att man kan beräkna att injektering skall vara möjlig för olika material vid sprickvidden d enligt följande tabell:

för cement + H_2O	vid d	$\geq$ 0,6 mm
cement + betonit + H_2O	vid d	$\geq$ 0,5 mm
bentonit + H_2O	vid d	$\geq$ 0,1 mm
polyester	vid d	$\geq$ 0,02 mm
epoxi IB-Pox 3 TM	vid d	$\geq$ 0,02 mm

Höga injekteringstryck medför att vissa sprickor vidgar sig. Denna så att säga geometriska effekt låg utanför undersökningen.

En utvidgning av vissa sprickor kan dock ske på bekostnad av hoptryckning hos andra sprickor, så att dessa blir för tunna för att nås av injekteringen.

Det är alltså ingalunda självklart, att ett högt injekteringstryck (genom sprickutvidgning) verkligen leder till tätning mot små läckage genom tunna sprickor. Det måste vara riktigare att välja en injekteringsvätska som direkt kan tränga in i sprickorna utan risk för filterbildning.

Hålet i vårt exempel, som övertvärades av en spricka med vidden 0,06 mm (eller flera finare sprickor) kan alltså inte injekteras effektivt med cement eller bentonitslam, utan man måste välja andra injekteringsmaterial.

Jag vill betona att de använda formlerna bygger på en rad grundförutsättningar som aldrig är helt uppfyllda i verkligheten. Trots det tror jag att man med denna teoris hjälp kan få en ökad förståelse för problemens natur.

Vad talar för kemisk injektering?

I dag tycks de flesta vara överens om att enbart cementinjektering inte löser alla problem vid tunneltätning, men vad talar för att kemisk injektering skall vara ett lämpligt komplement. Var står denna teknik i dag?

Kemisk injektering i jord

När det gäller kemisk injektering för tätning och förstärkning av jord har man en överväldigande dokumentation av framgångsrika arbeten under decennier.

Mera genomsläppliga lager har injekterats med cement eller en blandning av cement och bentonit, något tätare lager har behandlats med bentonit med kemikalietillsatser och de tätaste med kemiska lösningar.

Ett exempel på detta utgör tätningsarbetena för permanent ändamål vid Gardikforsens kraftverk i Umeälven, där ca 29 000 m^3 jord och underliggande ytberg injekterades. Ett begrepp om storleken av detta arbete får man om man jämför med det mera

kända injekteringsarbetet vid Konserthuset i Stockholm, där 960 m^3 mark förstärktes och tätades med kemisk injektering (Ingbeck).

Gardikarbetena var alltså cirka 30 gånger större.

Injektering av fina sprickor i betong

Ett annat erfarenhetsområde för kemisk injektering är tätning av fina sprickor i betong.

Denna teknik har i flera år haft en betydande omfattning. Det vanligaste injekteringsmaterialet är lågviskös epoxi.

Förinjektering med kemikalier i tunnlar försvåras av tidspressen

Med all denna erfarenhet att bygga på tycker man det vore enkelt att komma igång effektivt med kemisk injektering i tunnlar.

Men det visar sig att man lätt underskattar de speciella svårigheter som stöter till på grund av det ofta mycket begränsade utrymmet och kanske ännu mera på grund av den svåra tidspressen vid tunnelstuffen vid förinjektering.

Efterinjektering å andra sidan försvåras av att tätningsmedlet vill tränga ut genom ytsprickor i tunneln och att framsipprande vatten kan omintetgöra en effektiv tätning.

Vilka kemikalier skall man välja?

Åsnan hade två hötappar att välja mellan, men vid valet mellan lämpliga kemikalier för injektering har man en överväldigande mängd.

Där finns krom-ligninmetoder, som t ex Terra Firma, där finns hela familjer av vattenglasbaserade en- och tvåskottsmetoder,

relativt nya typer av polymeriserande silikat, som t ex Stabilo-dur A och C, flera olika typer av vattenbaserade härdplaster och akrylater, olika typer av epoxi-, polyester- och polyuretanplaster, AM9, Polythixon etc.

Alla har sina speciella egenskaper och det vore önskvärt med en kartläggning av de viktigaste, nämligen inträngningsförmåga, gelnings- och härdningstid vid olika temperatur och koncentration, vattentäthet, krympning, vidhäftning, hållfasthet, beständighet mot frysning och urlakning före och efter gelning och härdning, hanteringsbarhet, giftighet före och efter härdning, påverkan av sprängning i närheten, kostnad m m.

Maskiner

För en del av de uppräknade kemikalierna har man utvecklat användbara doseringspumpar och blandare men mycket återstår säkert att göra på detta område. Utrustning för kemisk injektering framgår av fig. 4.

Exempel

Som tidigare nämnts har sporadiska prov utförts i svenska tunnlar med kemisk förinjektering. De har skett under stark tidspress och resultatet har bedömts olika.

Ett exempel på ett framgångsrikt tätningsarbete med cement och kemiska medel som genomförts mycket konsekvent och där man också följt upp resultatet omsorgsfullt är avloppstunneln till Holtekilen i Bärums kommun, Norge. (6) Berggrunden bestod av kalk-lerskiffer genomsatt av eruptivgångar av syenit och diabas. Den aktuella tunneletappen var ca 800 m lång med 9 m^2 area.

Tunneln går under områden där risken för sättningsskador genom grundvattensäkning är stor. Inte bara på byggnader, utan framför allt på en starkt trafikerad järnvägslinje och på väg E 18.

På förhand hade man placerat 6 grundvattenmätare i området och avläsningarna påbörjades cirka 4 månader före starten av tunneldriften.

Det potentiella skadeomfånget hade också kartlagts längs tunneln. På en första tunnelsträcka av cirka 200 m var risken liten och man valde därför att experimentera med en relativt billig metod med enbart cementinjektering. Trots mycket omsorgsfullt arbete fick man icke önskat resultat, huvudsakligen beroende på att cementkornen icke kunde tränga in i de finaste sprickorna.

Man övergick då till att utföra kemisk injektering av de tätare hålen och reviderade programmet till det som framgår av fig. 5.

Driftrytmen var 2 salvor av cirka 2 m på dagen och sonderingsborrning på eftermiddagen och kvällen. Ny injektering gjordes för varannan salva, varför halva det injekterade partiet stod kvar som en barriär på 4 m när nästa injektering påbörjades. Därigenom blev varje tunnelavsnitt injekterat minst två gånger.

Täthetskravet på vattenförlustmätningen sattes till cirka 0,008 lit/m min atö. Man grovtätade först med cement när vattenförlusten översteg cirka 0,19 lit/m min atö. Vid mindre vattenförlust användes kemisk injektering.

Efter varje injekteringsomgång borrades kontrollhål, som vattenförlustmättes och tunneldrivningen fortsatte först när kontrollhålen visade mindre förlust än cirka 0,008 (1/13 Lugeon).

Vid ett mycket svårt parti med flera eruptivgångar och en förkastningszon med lersprickor på upp till 1 m mäktighet var man tvungen att utföra injektering i fyra omgångar på samma stuff innan det uppsatta täthetskravet nåtts.

Den kemiska injekteringen gjordes med krom-ligninmetoden. Detta material har många goda egenskaper. Det har en viss elasticitet i gelat tillstånd och är relativt billigt.

Hållfasthetsmässigt tillhör det de s k mjuka gelerna eller vid högre koncentration de mellanhårda.

Nackdelarna är att det lätt kan spädas ut med sipprande vatten före gelningen, vilket starkt kan påverka geltid och andra viktiga egenskaper.

Det är också så giftigt före gelningen att man knappast kan rekommendera det till användning i urbaniserade områden. Med det konsekventa sätt, som arbetet genomfördes på, så hade man säkert lyckats med flera andra injekteringsmaterial.

Vattenförlustmätningen gjordes vid ett tryck av 10 atö och injekteringen vid 12 - 14 atö.

Den yttersta delen av tunneln på cirka 200 m, där man endast cementinjekterat var man tvungen att behandla med en omfattande efterinjektering med cement och kemikalier. Denna behandling minskade det totala läckaget i tunneln från 60 à 70 m^3 vatten per dygn (1,0 à 1,7 liter per sekund och km tunnel) till cirka 30 m^3 per dygn (0,5 liter per sekund och km).

Från den inre 500 m långa delen av tunneln, där injekteringsmetodiken var fullt utvecklad kommer cirka 5 m^3 per dygn (0,12 liter per sekund och km). Ett exceptionellt lågt värde.

Man har heller inte fått någon grundvattensänkning eller några sättningar eller andra skador på bebyggelsen.

Kostnaderna inklusive stilleståndskostnaderna för denna tunneldrift med effektiv förinjektering låg på ungefär hälften av kostnaderna för ordinär tunneldrift med vattentät gjutning av betong.

Injekteringsarbetet utfördes av Entreprenörservice A/S, Oslo.

Kostnader

Det som idag gör tätningsarbetena med cementinjektering så kostsamma är huvudsakligen upprepade borrningar, vattenbehandling och injektering.

Materialkostnaden däremot är förvånansvärt låg. På ett arbete på cirka 1 miljon kronor höll sig cementkostnaden på cirka 50 000 kr eller 5 %.

Kostnaderna för att täta en tunnel med kemisk injektering som slutsteg varierar naturligtvis mycket efter de lokala förhållandena.

Som grovt medeltal torde man kunna säga att de är hälften av kostnaderna för vattentät inklädnad med betong.

Detta i sin tur är i många fall endast en bråkdel av den skada som kan åstadkommas om t ex grundvattnet sjunker eller om giftiga ämnen kan läcka ut.

LITTERATUR

(1) Bergman, S G A; Lindman, K; Söderman, P:

"Tunneltätning. Injekteringsmedels inträngning i sand och smala spalter". Byggforskningen. Rapport R 45:1970.

(2) Gustafsson, Y; Sund, B; Lindh, A:

"Grundvattensänkning vid tunneldrivning". Byggmästaren, årg. 49, 1970, nr 6.

(3) Gustafsson, Y:

"Die Strömungserhältnisse in Gedränktem Boden" Stockholm 1964.

(4) Alberts, C:

"Speciella förfaranden vid betongarbeten och injektering. Undervattensgjutning, injekteringsbetong, sprutbetong, cementinjektering". Kurs i betongteknik. Föredrag nr 6. Cement- och Betonginstitutet, Stockholm 1966.

(5) Baker, W J:

"Flow in fissured formations". Proc. 4th World Petroleum Congress, Rome.

(6) Hoel, E:

"Erfaringer fra injiseringsarbeider i overvannstunnel". Föredrag på Fjellsprengningskonferensen 1971, Oslo.

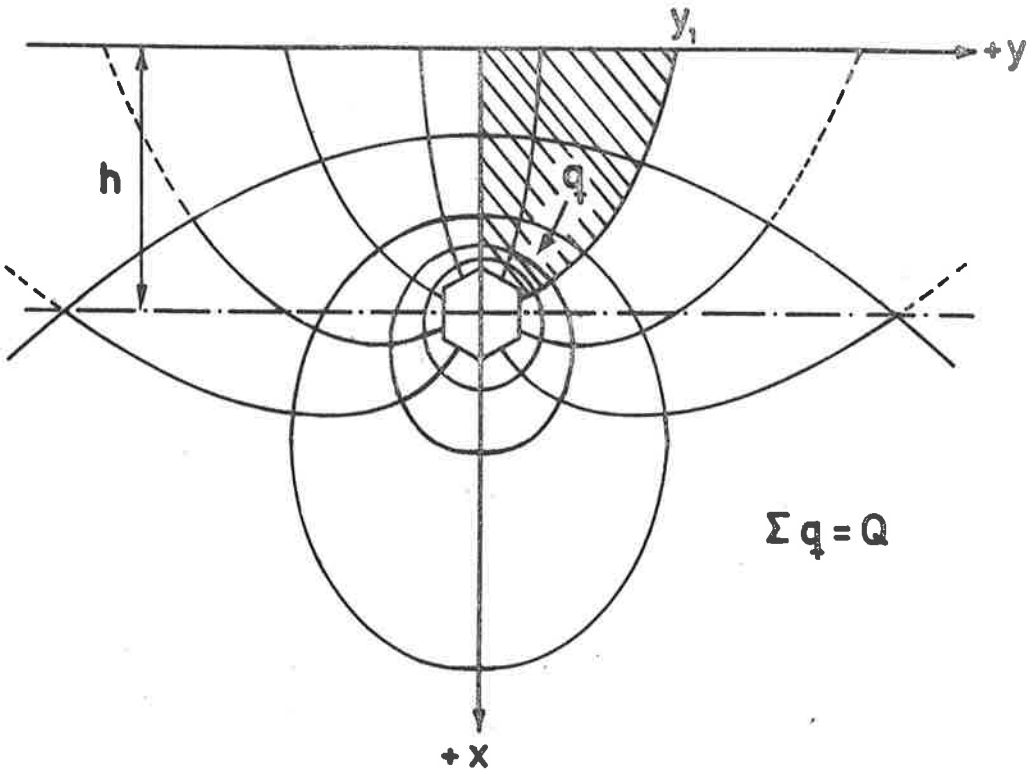


Fig 1 Grundvattenflöde till bergtunnel. (Enl Gustavsson, Sund, Lindh (2))

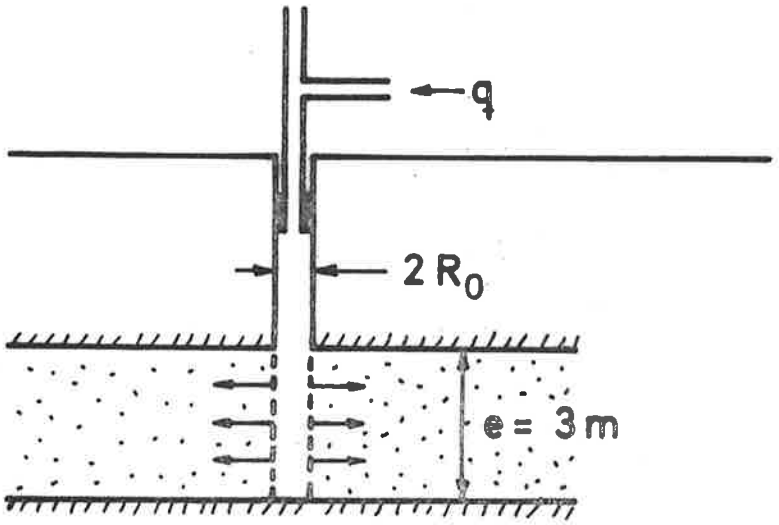


Fig 2

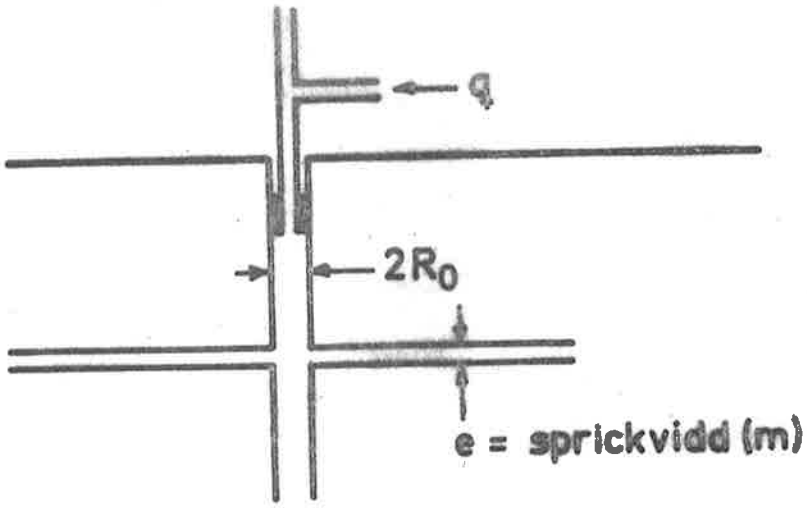


Fig 3

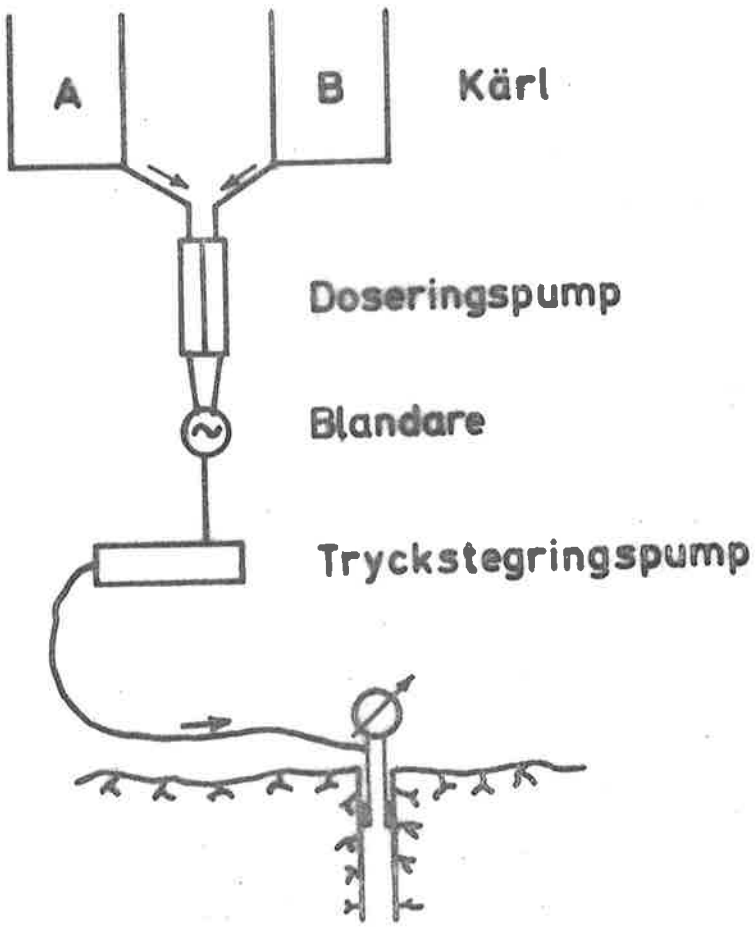


Fig 4 Utrustning för kemisk injektering.

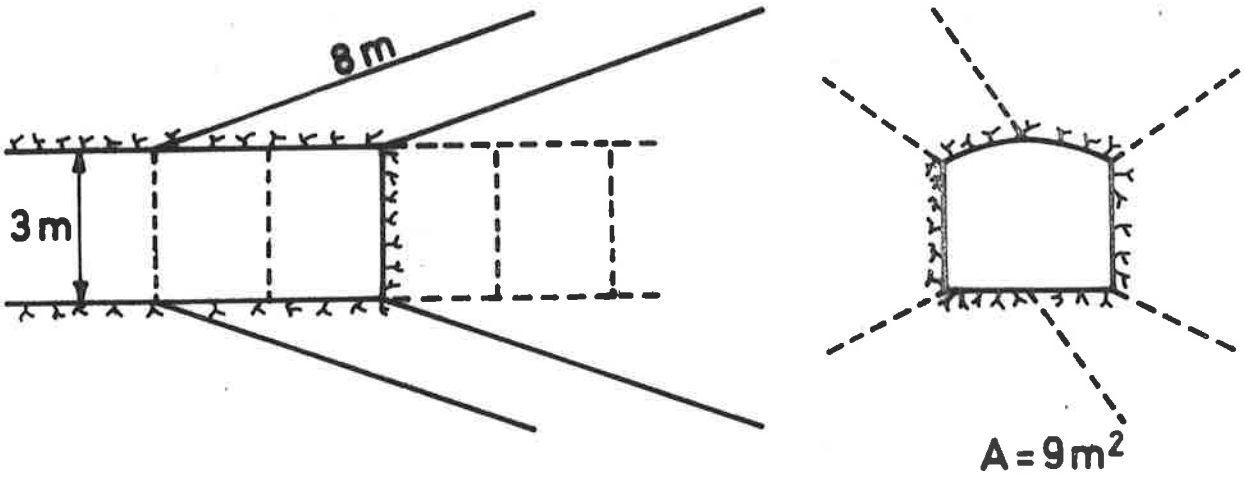


Fig 5 Kemisk injektering av tunnel i Holtekilen, Norge. Salvlängd ca 2m.

DISKUSSION

Sten Elfman: Jag skulle vilja inleda den här diskussionen med en fråga till licentiat Sund. Han sa ju, att det är förkastligt att ha sprutbetong om man inte samtidigt har bultar i ett bergtak. Låt oss se på följande fall: Vi spränger en tunnel med god välvning i taket, och därmed avser jag ett tak där pilhöjdens förhållande till tunnelbredden är minst lika med 0,35, och så dåligt berg att vi måste driftförstärka med sprutbetong. Tycker inte Sundh, att man skulle kunna göra det valvet så att det duger som en permanent förstärkning utan bergbultar i taket genom att lägga på några extra lager sprutbetong?

Buster Sund: Våra erfarenheter från förstärkning av "dåligt" berg enbart med sprutbetong visar att icke bultförstärkta bergpartier har en tendens att med tiden lossna från underlaget. Något liknande har icke observerats i bultade sprutbetongförstärkta delar. Flera exempel på detta finns från tunnelsprängningar i Stockholm och Göteborg.

Yngve Hagerman: Jag skall be att få lämna en kort kommentar till Morfeldts föredrag. Han frågade om bergmästarnas och andra berörda myndigheters inställning till drivning av oljelagringsanläggningar med mycket stora rum och stor höjd enligt takort-pallmetoden. I Arbetarskyddsstyrelsens berganvisningar (punkterna 7-11) sägs en del rent allmänt och principiellt om bergkontroll som bör uppmärksammas av dem som projekterar, planerar och leder arbeten av detta slag. Där anges bl a, att bergbygge under jord fortlöpande skall kontrolleras med avseende på bergutrymmesbestånd för bedömning av erforderliga avspärrnings- och förstärkningsåtgärder. Detta innebär indirekt bl a, att takorten måste permanentförstärkas, innan pall-

sprängningen börjar, om man inte har tillgång till en mobilplattform för skrotning och förstärkning till full rumshöjd. Om rummet skall bli t ex 30 m högt, blir emellertid erforderlig utrustning mycket dyr (kostnad kanske ca 1/2 milj. kronor), svårhanterlig och svår att effektivt arbeta på. I anslutning till Morfeldts påpekande om faran med stora spännvidder vill jag erinra om punkt 7 c i berganvisningarna, där det sägs, att sonderingsborrning erfordras särskilt i bergrum med stor spännvidd, om utpräglade, flacka svaghetszoner befaras förekomma i bergtaket. Slutligen vill jag begagna tillfället att understryka att bergrum, särskilt en stor serie rum med stora spännvidder, bör placeras på ett sådant sätt att tillfredsställande bergtäckning erhålls i förhållande till spännvidden. Detta torde inte ha tillräckligt beaktats under senare år. Ett lågt värde för taktjocklek/spännvidd ger höga påkänningar i bergtaket.

P H Lundegård: Det gällde B Sunds inlägg om sprutputs och sprutbetongvalv och fördelarna med detta. Jag skulle vilja trycka på att det är uttorkningen som är mest väsentlig. Vi vet ju att särskilt sommartid i vissa rum, där man blåser in ganska varm frisk luft så kan ju uttorkningen ske snabbt och det kan komma ned en del småskut bara genom detta och ställa till en del besvär. Det hindras ofta effektivt genom ett enkelt sprutputslager.

Buster Sund: Är helt överens med Lundegårdh att uttorkning av en bergyta kan förorsaka mindre stennedfall. Ett påslag oarmerad sprutbetong räcker också i de flesta fall till för att försegla bergtaket.

Menachem Finkel: Jag vill beröra frågan om förstärkningsåtgärder av bergkonturer efter sprängningen. Man baserar oftast sina förstärkningsbehov och åtgärder på det man ser på bergkonturen. Däremot är det sällan vi vet om hur berget ser ut

på djupet, jag menar hur starkt det blivit skadat genom sprängning. Ibland används borrhålskikare, men jag tycker att borrhålskikarens räckvidd är begränsad och det man ser är bara ett lokalt litet område. Jag vill minnas att för några år sedan fanns det uppgifter om att någon entreprenör här i Sverige, kanske de som är här kan erinra sig vem det var, använt sig av våghastighetsmätning i kvarstående berg för att bestämma om det fanns ett förstärkningsbehov eller inte.

Jag har nyligen också sett litteraturuppgifter om att man med hjälp av ultraljudmätningen i kvarstående berg före och efter en sprängning inte bara kunde bestämma behovet av förstärkningsåtgärder, utan även kunnat bestämma vilken typ av förstärkning som skulle användas.

Min fråga gäller nu, är det någon här som sitter med kunskaper om detta?

Sten Bergman: Jag vill inte vara vanvördig mot våra myndigheter. Morfeldt hade i alla fall på någon av sina ritningar en struts i ena hörnet, och jag tycker att våra tillsynsmyndigheter ibland riskerar att hamna i strutssituation när det gäller sprutbetong som förstärkning.

En sak är att ställa funktionella krav: "Inga stennedfall får förekomma" eller ge direkta anvisningar: "Hela taket skall förstärkas med sprutbetong". Detta är i realiteten onyanserade krav, som inte beaktar de praktiska fallens tekniska och ekonomiska förutsättningar. De kan också leda till - och det var väl detta Morfeldt ville säga - att man tvingar fram en sprutbetongförstärkning även på sådana partier, där denna är overksam eller t o m farlig.

Det är väl med sprutbetongen som med atomkraften - den har kommit för att stanna på gott och ont. Den är ett utomordentligt hjälpmedel, som har fört bergförstärkningstekniken starkt framåt. Den har emellertid - som alla tekniska hjälpmedel - sina begränsningar, och det är viktigt att alla parter enas om dessa. Morfeldts varning mot okritisk användning av sprutbetong som ett universalmedel är därför klart motiverad.

Lösningen beträffande sprutbetongens rätta användning ligger sannolikt efter de riktlinjer, som Dahlin skisserade i systemet att kartera berget i samband med drivningen och således t o m före driftsförstärkningen. Alberts nämnde ju att Stabilators norska dotterföretag sedan länge använt ett liknande system. Det speciella med VBB-modellen är väl att karteringen föres ned på "gräsrotsnivå", vilket ger den en chans att fungera i tid, dvs innan driftsförstärkningen med sprutbetong har anbragts.

H. Rova: Med risk för att bli kallad struts, så återkommer jag till Arbetarskyddslagen. Om vi ser på vad den stadgar, så framgår det klart att det är arbetsgivaren som i första hand har ansvaret för arbetarskyddet när ett arbete bedrivs. Ser vi sedan på arbetarskyddskungörelsen, så finns där § 1, varav framgår att om det är speciellt riskabla arbeten så skall inte vem som helst få leda dessa, utan han skall besitta den kompetens som erfordras för att klara av det. Det ger en vägledning om hur det hela skall gå till. Jag tror ej att det kommer att fungera tillfredsställande om ej den som är ansvarig för arbetet har sådan kompetens och sådana resurser, att han kontinuerligt bedriver kartering av de områden han spränger fram. Det kan givetvis hända att man ibland är tvungen att omgående betongspruta vissa partier och därigenom döljer dessa, men de karteringar som bedrivs skall vara så pass noggranna att de kan utgöra ett underlag med vars ledning de myndigheter, konsulter och övriga som slutligen skall bedöma de erforderliga förstärkningarna kan utföra detta med tillfredsställande noggrannhet.

Yngve Hagerman: Rova har redan gett ett svar på det Bergman talade om. Det är självfallet nödvändigt att i någon form geologiskt kartera bergrum av berörd storlek för bedömning av förstärkningsbehovet, såväl det omedelbara behovet under utsprängningsskedet som det ev framtida. Den i mitt tidigare anförande nämnda förstärkningen av takorten måste givetvis

vara av sådan beskaffenhet, att den hindrar stennedfall från denna del av bergrummet under rummets fortsatta drivning tills arbetena där avslutats. Huruvida rummet även sedan det är färdigsprängt behöver hindra stenfall är en fråga för sig, som jag inte går in på nu. Det talades i morse om markskakningarna. I anslutning till detta vill jag erinra om att då ett bergrum fullbordas genom pallsprängning ger varje salva upphov till en omfattande markskakning. Förstärkningsbehovet måste ses även mot bakgrund av detta. För ett bergrum med stor höjd och spännvidd anser jag därför permanentförstärkning av takorten före pallsprängningen vara enda praktiska lösningen.

Claes Alberts: När vi för 15-20 år sedan på allvar började introducera sprutbetong som tunnelförstärkning hade vi att konkurrera med den helt dominerande metoden, som var att formsätta och gjuta konventionell betong.

Dessa betongkonstruktioner kunde ofta vara metertjocka med kraftig armering. Eftersom de tog lång tid att bygga och var kostsamma fick långa sträckor av tunneln klara sig utan betongförstärkning medan andra, i regel mycket korta avsnitt, fick en orimligt kraftig förstärkning.

Om man på den tiden ville använda sprutbetong, så fick man i vissa fall tillstånd till det, men de, som avgjorde förstärkningarnas utseende, hade under många år svårt att frigöra sig från denna mycket intermittenta utformning med korta och oerhört tjocka bågar på enstaka avsnitt.

Det var mot den bakgrunden vi försökte förklara sprutbetongens verkningssätt i steg. Den första murbrukseffekten, som kan nås med mycket obetydlig materialinsats: det andra ett tunt sammanhängande sprutbetongskikt med avsevärd förmåga att hindra enstaka stenar att falla ner även från plana tak (pyramidexemplet): det tredje valvverkan vid tjockare skikt.

Vi framhöll också sprutbetongens goda samverkan med berget och att den tillsammans med bultning gav en stor flexibilitet vid utformningen av förstärkningar.

För bågar talade vi dock om ett sprutbetongvalv med en tjocklek om minst 15 cm. (Enstaka gaddar kunde få sticka ner 10 cm i den teoretiska bågsektionen.)

På den tiden var man enligt vår mening alldeles för försiktig vid dimensioneringen av sprutbetongförstärkningen.

Nu är förhållandet ofta det motsatta. Många litar på att ett tunt sprutbetongskikt på 2-3 cm skall kunna klara av de svåraste förhållanden. Kanske har det mycket schematiska pyramidexemplet, fig. 1, (IVA:s meddelande nr 142, 1965 sid 231), som visade att ett block på 900 kg vikt med 12-faldig säkerhet kunde hållas på plats med ett 3 cm sprutbetongskikt bidragit till detta. Man glömmer ofta att en viktig förutsättning var god vidhäftning mellan berg och betong. Ett förhållande som ju inte alltid råder.

Nu är det ofta vi som manar till större försiktighet.

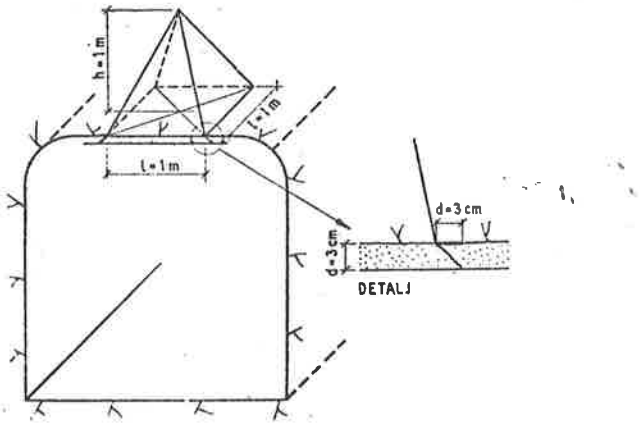


Fig. 1 visar ett bergblock i taket på en tunnel. Blocket har formen av en pyramid med 1 m^2 basyta, varvid vikten blir ca 900 kg. Taket är säkrat med ett 3 cm tjockt sprutbetongskikt. Under antagande att vidhäftnings- och skjuvhållfastheten är 10 kg/cm^2, ett rimligt värde, blir bärkraften 4x100x3x10 = 12 000 kg som är 13 gånger större än blockets vikt.

Hans Helfrich: Orsaken till diskussionen kring C-O Morfeldts föredrag måste vara, att man fortfarande saknar tillräckliga kunskaper om bergmaterialet eller "byggnadsstenen in situ". Ur dagens första anförande kan man lätt dra slutsatsen, att det saknas för berget en vettig varudeklaration. En första sådan fick vi dock framförd av O Dahlin. Det börjar växa fram delar till sådana undan för undan.

Går man ett steg längre ner under jord i våra gruvor, så möter en rutin att kartera och redovisa varenda kvadratmeter för att kunna utvinna tiondelar av procent malm med ekonomisk vinst som resultat. Tillämpning av en ändamålsenlig inventering på det byggnadsgeologiska området måste resultera i inbesparing av förstärkningsarbeten. Den frågeställning som har kommit upp, att vi inte har råd med någon geolog eller motsvarande sakkunnig som skulle kunna vara med under byggandet i berg, måste, sett ur detta perspektiv, vara alltför pessimistisk.

Erling Reinius: Jag skulle vilja fråga två saker rörande Tor Hansons föredrag. Hur mycket vatten injekterades per tidsenhet för att man skulle vara säker på att inte gas läckte ut? Det sades att man sprängde rummen utan att vatten dränerades bort ur berget. Därför vill jag fråga, om injekteringstunnlarna utfördes i förväg och om vatten injekterades där i samband med borrningen och sprängningen av rummen?

Tor Hanson: Vattenridåtunneln med tillhörande borrhål utfördes före och i början av utsprängningen av bergrummet inunder. Innan samtliga borrhål förenades med ett påfyllningsrör för vatten, pluggades borrhålen igen. Därvid steg vattentrycket i dessa av sig självt till ett värde ungefärligen motsvarande det naturliga grundvattentrycket, trots att utsprängningen av bergrummet redan påbörjats under detta stadium. När systemet så småningom fullbordats och alla hålen kopplats ihop, nöjde man sig med att hålla trycket uppe, utan att man gjorde någon mätning av hur mycket vatten som gick in i berget. I bergrummet kom inte några större vattenmängder genom det normala spricksystemet i berget. De stora vattenflödena kom i stället, när man råkade på karstgångar, men det var lokala företeelser.

E. Tenne: När Morfeldt talade om dessa höga bergrum, så satte han fingret på en mycket känslig punkt från vår sida, vi som skall inspektera dessa tak. Det är väl så att konstruktörer som sitter och ritar de här rummen ofta inte har så stor uppfattning om hur strukturen i berget fungerar på de olika ställena. Det ställer oss ofta inför sådana val att man känner sig ungefär som en Salomo av modernt slag. Vi har ju talat om det här tidigare under flera år, hur man skall bete sig med förstärkningarna. Vi vill gärna att en summa för förstärkningar skall reserveras vid entreprenörens anbudsgivning. Det skall inte komma som någon överraskning för beställaren att rummet behöver förstärkas med, skall vi säga 1/2 milj. kronor, som inte finns. Dessa pengar skall finnas redan från början, så att förstärkningen kan bli möjlig utan alltför mycket resonemang.

Den varudeklaration som här talades om efterlyser vi gärna, och kan det bli någon sorts kommitté som kan göra upp några riktlinjer, något schema, hur man lämpligen skall bete sig, så vore det till stor hjälp för inspektionen.

Erik Knubb: Det torde finnas representanter här närvarande från alla de olika firmor som sysslar med bergrumsbyggande och till dessa skulle jag vilja säga att räkna aldrig in skydds- och förstärkningsarbeten i entreprenaden. Ni får aldrig en sådan beskrivning över berget att Ni alltid vet vilka svårigheter Ni möter och vilka förstärkningar Ni kan komma att behöva göra. Det är givet att beställarna helst vill Ni skall lämna en totalentreprenad, men jag anser att Ni borde kunna träffa en överenskommelse, kanske genom Entreprenörföreningen, om att skydds- och säkerhetsfrågor aldrig skall ingå i entreprenaden. De handlingar Ni får att räkna på medger aldrig en fullständig beräkning av förstärkningsarbetena.

En ordentlig kartering av bergrummen ur geologisk synpunkt och med angivande av sprickor, skölar, vittrat berg o dyl skulle vara till mycket stor nytta vid det framtida underhållet av bergrummet.

Sten Elfman: Konstruktören kommer inte bara in när det gäller att göra förstärkningsarbeten, han kommer in redan när takkonturen bestämmes och nu skulle jag vilja ge mitt bidrag till Morfeldt. Den takkontur han visade var osedvanligt flack. Låt därför oss konstruktörer och geologer samråda innan man bestämmer takkonturen.

Carl-Olof Morfeldt: Jag är mycket tacksam för alla inlägg i den här frågan, men riktigt nöjd är jag egentligen inte. Jag skulle inte vilja ge mig med mindre än att det tillsattes någon form av ansvarsgrupp, som tog upp frågor om förstärkning av taken i stora bergrum. De är ju i alla fall inte lösta.

Det är ju nämligen så att beställaren vill veta vad bergrummet kostar. Det är ju många gånger avgörande för om han skall utföra ett bergrum eller inte. Han frågar då konsulten och denne måste då veta vilka krav bergmästaren, entreprenören etc ställer med hänsyn till risken för stennedfall. Det finns bergrum, där man vid utsprängningen erhållit hela och jämna bergtak, där man knappast gjort några förstärkningar och där man efter vederbörlig skrotning icke haft några som helst bekymmer med stennedfall.

Många bergvana personer finner det motbjudande att i sådana fall fördyra bergrum med en till synes onödig kostnad för sprutbetong. Det är dock en maktpåliggande uppgift att garantera att icke minsta sten någon gång kan ramla ned från ett naket bergtak. Vem är mannen som gör detta? I en sådan situation drar sig alla lätt undan och man säger: "Då lägger vi väl in ett sprutbetonglager för säkerhets skull".

Det vore väldigt bra med fasta direktiv och en gemensam linje för alla parter i ett bergarbete, så att man icke äventyrar säkerhet men heller icke i onödan fördyrar bergarbetet.

BORRMEKANISKA SYNPUNKTER PÅ SPRICKUTBREDNING KRING ETT BORRHÅL

Civilingenjör Finn Ouchterlony, Stiftelsen Svensk Detonikforskning, Stockholm

Sammanfattning

Efter en kort beskrivning av sönderbrytningsförloppet vid pallsprängning analyseras den radiella sprickbildningen kring borrhålet under initieringsskedet. En tidigare utförd spänningsanalys på plana sprickgeometrier utnyttjas för att diskutera sprickbildningen. Den berör hur antalet sprickor, hålets närvaro och gasens inträngning i sprickorna påverkar spänningstillståndet samt den obalanserade tillväxten hos en sprickros som resulterar i att bara 5-8 radiella sprickor kring ett borrhål blir särskilt långa. Slutsatserna av diskussionen sammanfattas i slutet av artikeln.

Inledning

Under de sista 25 åren har det gradvis vuxit fram allt bättre kunskaper om vad som verkligen händer vid bergsprängning. Både Stiftelsen Svensk Detonikforskning och Nitro Nobels Detoniklaboratorium har medverkat till detta och som välkända exempel på de resultat som arbetet där lett till kan nämnas dels "The Modern Technique of Rock Blasting" av Langefors och Kihlström /1/ samt dels metoden för gleshålssprängning som presenterats av Persson och Ladegaard-Pedersen /2/. Olika delar av arbetet har berörts i ett flertal föredrag vid både de bergmekaniska och de bergsprängningstekniska diskussionsmötena.

Vid Stiftelsen har en stor del av forskningen koncentrerats på den grundläggande fysiken och mekaniken bakom sprängnings-

förloppet främst i homogent berg. En ökad kunskap om dessa är nödvändig för att förbättra sprängningsmetoderna i berg som i verkligheten ofta är både inhomogent och fullt av sprickor och slag.

Sönderbrytningen av berget sker genom sprickors tillväxt, men sprickorna är svåra att ta med i en modell för sönderbrytningsförloppet. Förut försökte man kringgå problemet genom att tala om "ekvivalenta hål" m m. I dag däremot har man i brottmekaniken som behandlar lagarna för sprickors tillväxt ett verktyg som bevarar spetsarnas speciella karaktär. En brottmekanisk modell för stationär spricktillväxt har använts av Ouchterlony /3/. Modellen förklarar på ett tillfredsställande sätt resultat av provsprängningar i homogen granit i en pall med fri botten där för konstant laddningskoncentration den kritiska försättningen befanns vara störst när borrhålsdiametern var dubbelt så stor som laddningsdiametern.

Brottmekaniken ger också möjlighet att förstå flera delar av förloppet än den slutliga spricktillväxt som bestämmer utslaget och avsikten med detta föredrag är att presentera några synpunkter på den radiella spricktillväxten närmast borrhålet som en brottmekanisk sprickmodell tillåter.

För att placera in detta skede i bergsprängningsförloppet görs först en sammanfattning av de grundläggande mekanismerna som bygger på en artikel av Persson, Lundborg och Johansson /4/.

Sönderbrytningsförloppet vid pallsprängning

När laddningen detonerar i borrhålet kommer trycket att fortplantas in i berget i form av en stötvåg med konisk front där konvinkeln bestäms av förhållandet mellan sprängämnets detonationshastighet och stötvågens utbredningshastighet. I den tunna stötvågen, den är ungefär lika tjock som håldiametern, är alla spänningar tryckspänningar, men bergets radiella expansion medför att de minskar bakom fronten och den tangentiella

huvudspänningen övergår i drag. Se fig. 1. Spänningstillståndet bakom stötvågen närmar sig mycket snabbt det statiska om bergets elasticitetsgräns inte överskrids. Redan efter ca 3 µs för ett 1" borrhål är skillnaden mindre än 20 %.

Men då man i praktiken eftersträvar en sönderbrytning av berget är normalt trycket i borrhålet och stötvågen till en början mycket större än hållfastheten och materialet närmast borrhålet utsätts för kraftiga icke-elastiska deformationer under ett allsidigt tryck. Gastrycket i borrhålet minskar med hålets expansion liksom trycket i stötvågsfronten avtar med avståndet från hålcentrum, varför detta område är begränsat till några hålradier för ett fulladdat hål. Först utanför denna närzon bildas makroskopiska sprickor. Spränggaserna i ett från början fulladdat 1" borrhål har i detta skede när den tangentiella huvudspänningen efter ca 30 µs börjar övergå i drag kvar drygt hälften av explosionsenergin och ett tryck på ca 10 kbar. Energifördelningen syns i fig. 1. En mycket stor del av spränggasernas nyttiga energi förbrukas i närzonen, något som man kan undvika om man inte laddar hålet alltför kraftigt.

I området närmast utanför närzonen bildas en ring med ett stort antal skjuvsprickor, åtminstone i plexiglas, se fig. 2. Detta område avviker åtskilligt från rent elastiskt beteende och utanför det övergår den tangentiella huvudspänningen i drag, varigenom radiella sprickor kan bildas. Längst in kan antalet radiella sprickor vara mycket stort men endast ett fåtal, ungefär 5-8 st, blir avsevärt längre. Då stötvågens utbredningshastighet i berg är 4000-5000 m/s och sprickornas ungefär 1000 m/s följer att stötvågen mycket snabbt löper ifrån borrhålet och sprickzonen i dess närhet. I initieringsskedet har vi alltså ett expanderande system av radiella sprickor i ett spänningsfält bakom stötvågen som med tiden alltmer liknar det statiska fältet vid mycket stor försättning. Detta skede varar tills den mot fria ytan reflekterade stötvågen åter når sprickorna, dvs bortåt 0,3 ms för ett 1" borrhål.

Vid den fria ytan reflekteras tryckvågen som en dragvåg, vilken när den sedan möter de expanderande sprickorna ökar spänningskoncentrationen mest vid spetsarna på de sprickor som ligger ungefär parallellt med vågfronten, se fig. 3. Tillväxten av dessa sprickor favoriseras och de bestämmer utslagsgeometrin, vilket klargjordes av Field och Ladegaard-Pedersen /5/. Den reflekterade stötvågens ankomst innebär också att berget kring borrhålet nu får vetskap om den fria ytan, spänningsfältet ändras snabbt och liknar sedan alltmer det statiska för den verkliga försättningen. Man kan med statiska överläggningar i stort förklara den fria ytans inverkan på sprickutbredningen, se ansatser av bl a Porter och Fairhurst /6/, men viktiga pusselbitar blir oförklarade. Det är viktigt att komma ihåg att det dynamiska synsättet - den reflekterade vågens inverkan och det statiska synsättet - den fria ytans inverkan kompletterar varandra då båda behövs för att beskriva sprängningsförloppet i sin helhet. I ett föredrag visade Ladegaard-Pedersen och Persson /7/ hur höghastighetsfotografering använts för att studera dynamiken i sprickutbredning och spänningstillstånd vid sprängning i modellmaterial.

Även om stötvågens verkan till stor del är ansvarig för sprickinitieringen och för att tillväxten av de sprickor som bildar utslagsvinkeln favoriseras så svarar gastrycket i borrhålet genom det statiska spänningsfältet för huvuddelen av sprickutbredningsriktningen, se även Kutters arbete /8/. Det är väsentligt att veta om gasen tränger in i sprickorna eller inte under lossbrytningsskedet. Å ena sidan finns modellexperiment som visar att gas strömmar ut ur sprickorna nästan genast när de nått den fria ytan och även beläggningar på sprickytor kring borrhål av fasta reaktionsprodukter från spränggaserna tyder på att gasen tränger långt in. Å andra sidan är strömningen i de smala och ojämna sprickorna behäftad med kraftiga tryckförluster och överslags-

räkningar visar att gasflödet i sprickorna långt ifrån förmår tömma borrhålet. Detta stämmer med en av slutsatserna i den tidigare använda brottmekaniska sprickmodellen, se Ouchterlony /3/, nämligen att spränggasernas effektiva tryckverkan är begränsad till området närmast borrhålet under lossbrytningsskedet. När sprickorna nått den fria ytan bryts berget loss och kastas iväg under inverkan av spränggaserna. Förekomsten av sprickor och slag i berget kan ändra det beskrivna händelseförloppet kraftigt.

Brottmekanik och sprickor

Liksom man för ett intakt material som belastas har ett kritiskt värde på spänningen som är en materialegenskap, t ex drag- eller tryckhållfastheten, vilket avgör om brott inträffar eller inte så behöver man för ett material med makroskopiska sprickor en fältstorhet med motsvarande kritiska värde som är en materialegenskap för att uttala sig om spricktillväxten.

Det som avgör om en spricka i ett sprött material kommer att växa eller inte är om den vid sprickspetsen tillgängliga elastiska energin U_x kan frigöras i så snabb takt som energi förbrukas vid bildandet av nya ytor. På den linjära brottmekanikens skrivsätt måste för spricktillväxt gälla

$$-\frac{dU_x}{da} \geq G_{1c} \qquad (1)$$

där a är sprickläng den, $-dU_x/da$ kallas energifrigörelsegradienten och G_{1c} som är en utvidgning av Griffiths ytenergibegrepp kallas för materialets brottseghet.

För en stillastående spricka i ett elastiskt material under plant deformationstillstånd belastad i ren öppningsmod gäller

$$-\frac{dU_x}{da} = \frac{1-\nu^2}{E} \cdot K_I^2 \ (a) \qquad (2)$$

där E är materialets elasticitetsmodul och ν dess Poissontal. Spänningsintensitetsfaktorn K_I är alltså ett mått på storleken av energiflödet in i sprickspetsen vid en eventuell tillväxt. K_I som beror av den belastade kroppens geometri och belastningens utbredning är just en sådan sökt fältstorhet som inom hållfasthetsläran används vid dimensionering av konstruktioner mot en katastrofal spricktillväxt. Sambanden (1) och (2) ger ett kritiskt värde på K_I.

Energiflödet in i sprickspetsen beror för en redan växande spricka av dess hastighet. Rent teoretiskt begränsas sprickans hastighet av hur snabbt de nybildade ytorna i sprickspetsen kan öppnas, vilket normalt inte kan ske snabbare än Rayleighvågens hastighet i materialet. För granit är Rayleighvågens utbredningshastighet något mindre än skjuvvågens eller ca 3000 m/s. Sprickornas utbredningshastighet i berg är ca 1000 m/s, varför det dynamiska energiflödet uppskattningsvis sjunkit ca 25 % jämfört med motsvarande statiska värde i (2). Detta medför att de dynamiska spänningsintensitetsfaktorerna som mest bör vara ca 15 % lägre än motsvarande statiska värden för samma sprickläng d. Sprickorna torde i verkligheten mycket snabbt accelerera till en något så när konstant utbredningshastighet och accelerationens bidrag till energiflödet snabbt bli litet.

Då skillnaden mellan de dynamiska och statiska K_I-värdena är förhållandevis liten kan man rimligen dra i stort sett korrekta slutsatser om den radiella spricktillväxten kring ett borrhål under initieringsskedet av bergsprängningsförloppet med utgångspunkt från de statiska K_I-värdena. Detta görs i nästa avsnitt på grundval av ett antal belastningsfall i tvådimensionella sprickgeometrier, vilka i möjligaste mån överensstämmer med den verkliga situationen, jfr fig. 2 och 4.

Den radiella spricktillväxten kring borrhålet

Belastningsfallen i fig. 4 har analyserats med hjälp av den komplexa metoden med vars hjälp man kan studera ett stort antal sprickgeometrier. De fullständiga resultaten finns hos Ouchterlony /9/. Olika metoder att lösa sprickproblem presenteras t ex i "Methods of Analysis and Solutions of Crack Problems" /10/.

Följande belastningsfall finns upptagna i fig. 4:

1. Stjärnsprickan med lika långa armar under ett utbrett inre övertryck.

2. Det cirkulära hålet med lika långa radiella sprickor .... (som ovan).

3. Stjärnsprickan med armar av alternerande längd .... (som ovan).

4. Det cirkulära hålet med radiella sprickor .... (som ovan).

5. Det cirkulära hålet med lika långa radiella sprickor där trycket verkar enbart på hålranden.

6. Stjärnsprickan med lika långa armar under centralt angripande krafter, vilket är ett gränsfall till det föregående när sprickorna blir mycket långa.

7. Stjärnsprickan med armar av alternerande längd under centralt angripande krafter.

För alla geometrierna gäller att storheter som antalet sprickor, sprickornas storlek relativt hålet och förhållandet mellan sprickläng derna kan varieras godtyckligt. Genom att jämföra stjärnsprickan med det cirkulära hålet med

radiella sprickor får man reda på hur hålet påverkar spänningstillståndet vid sprickspetsarna, och hur gasens inträngning i sprickorna inverkar ger de olika belastningarna i samma kontur en uppfattning om. Vidare bör de fall där sprickorna är av olika längd innehålla information om varför endast ett fåtal radiella sprickor växer särskilt långt.

Alla belastningsfallen i fig. 4 är rotationssymmetriska och följaktligen uppträder inga skjuvspänningar i planet framför en sprickspets. Detta medför att en fortsatt radiell tillväxt av sprickorna är det troligaste. Då sprickorna är belastade i ren öppningsmod följer att energiflödets storlek vid sprickspetsen bestäms av spänningsintensitetsfaktorn K_I som i (2). Man kan vidare visa att både spänningarna framför sprickspetsen och spricköppningen nära spetsen är direkt proportionella mot K_I. Sambanden visas i fig. 4. Gasvolymen i spricksystemet som är en funktion av K_I har för några av fallen beräknats i /9/.

Spänningsintensitetsfaktorn för stjärnsprickan med lika långa armar under ett utbrett inre övertryck beroende av antal sprickarmar n finns i fig. 5. Med god noggrannhet gäller

$$K_I(n) = 2\sqrt{n-1/n} \cdot p\sqrt{\pi \cdot a} \qquad (3)$$

och för ett stort antal armar $K_I/p\sqrt{\pi \cdot a} \sim 2/\sqrt{n}$. Man ser att $K_I(n)$ avtar med ett ökande antal armar och följaktligen att det krävs ett högre tryck p för fortsatt sprickstillväxt ju fler armar stjärnsprickan har. Dessutom gäller att $K_I \propto \sqrt{a}$ när gasen fyller ut hela stjärnsprickan, varför en stor sprickros är farligare än en liten.

För det cirkulära hålet med lika långa radiella sprickor finns kurvorna över spänningsintensitetsfaktorerna i fig. 6 och 7 som funktion av förhållandet mellan sprickspetsavstånd

och hålradie μ. Det framgår att bara när sprickspetsarna ligger nära hålranden påverkas spänningstillståndet vid spetsarna av hålets närvaro. Fig. 7 där det cirkulära hålets värde dividerats med stjärnsprickans visar att hålets inverkan med god marginal kan försummas när

$$\mu \geq \mu_o = n/(n-2) \text{ för } n > 2 \qquad (4)$$

dvs i praktiken alltid när sprickorna är längre än 1 à 2 ggr hålradien.

Att gasens inträngning på ett avgörande sätt påverkar spänningstillståndet framgår av kurvorna i fig. 8-10 där bara en del av sprickranden är belastad. Kurvorna i fig. 8 som gäller för det cirkulära hålet med lika långa radiella sprickor där trycket verkar enbart på hålranden har för korta sprickor samma utseende som i fig. 6 när gasen helt fyller ut sprickorna men med ökande spricklängd blir skillnaden allt större. Detta syns väl i fig. 9 där de två kurvorna jämförs för n = 6 sprickor. Spänningsintensitetsfaktorn K_I (μ,n) minskar med ökande spricklängd som $K_I \sim 1/\sqrt{\mu}$.

Ur fig. 9 framgår att även om hålets inverkan på spänningstillståndet vid sprickspetsarna är större när trycket verkar bara i hålet så är den försumbar när spetsarna ligger 2 à 3 hålradier från randen. Det asymptotiska beroendet hos K_I som streckats i fig. 9 visar gränsfallet när sprickorna blir mycket långa, dvs stjärnsprickan med lika långa armar under centralt angripande krafter. Kraften F utgör här resultaten av gastrycket över sektorn mellan två närliggande sprickor $F = 2pR\sin\pi/n$, se fig. 4. I fig. 10 finns en kurva över spänningsintensitetsfaktorn som funktion av antalet sprickor. Med mindre än två procents fel gäller

$$\begin{cases} K_I(n) = f(n) \cdot 2pR/\sqrt{\pi a} \\ f(n) = \begin{cases} 1 & \text{för } n = 2 \\ \pi/2\sqrt{n} & 3 \leq n \leq 20 \end{cases} \end{cases} \qquad (5)$$

och man ser att $K_I \propto 1/\sqrt{a}$, varför en liten sprickros är farligare ur tillväxtsynpunkt än en stor. Stjärnsprickan med centralt angripande krafter uppvisar i detta avseende ett rakt motsatt beteende mot en stjärnspricka under ett utbrett gastryck, jfr (5) med (3). Men fortfarande gäller slutsatsen att det krävs ett högre tryck p för sprickticillväxt ju fler armar stjärnsprickan har.

Man finner att spänningsintensitetsfaktorerna och därmed energiflödena är centralt angripande krafter $F = 2pR\sin \pi/n$ resp. ett utbrett inre övertryck p i stjärnsprickan med lika långa armar förhåller sig som $\approx (R/2a)^2$. För ett 1" borrhål med 1 meters sprickor blir alltså energiflödet i sprickspetsarna om gasen stannar i borrhålet mindre än 0.01 % av det värde som man skulle få om gasen kunde tränga ut i spetsarna under samma tryck. Den trycksänkning som följer med gasens expansion ändrar förhållande till omkring 1 % och man inser att de sprickläng̈der som kan erhållas vid bergsprängning starkt påverkas av hur långt gasen förmår tränga in i spricksystemet.

Låt oss nu studera de belastningsfall där armarna är olika långa och först stjärnsprickan med armar av alternerande längd i fig. 4. Spänningsintensitetsfaktorn för a-spetsarna betecknas K_{I1} (δ,n) och för δa-spetsarna betecknas den K_{I2} (δ,n) där δ är förhållandet mellan sprickläng̈derna. Kurvor över de normaliserade spänningsintensitetsfaktorerna k_{11} (δ,n) och k_{12} (δ,n) som funktion av δ finns i fig. 11-13. Definitionsmässigt gäller för ett utbrett inre övertryck.

$$\begin{cases} k_{11}(\delta,n) = K_{I1}(\delta,n)/p\sqrt{\pi a} \\ k_{12}(\delta,n) = K_{I2}(\delta,n)/p\sqrt{\pi \delta a} \text{ för } 0<\delta<\infty \end{cases} \qquad (6)$$

och för centralt angripande krafter

$$\begin{cases} k_{11}(\delta,n) = K_{I1}(\delta,n)/(2pR/\sqrt{\pi a}) \\ k_{12}(\delta,n) = K_{I2}(\delta,n)/(2pR\sqrt{\pi \delta a}) \end{cases} \qquad (7)$$

varför av symmetriskäl gäller för båda belastningsfallen att

$$\begin{cases} k_{11}(\delta,n) = K_{12}(1/\delta,n) \\ k_{12}(\delta,n) = k_{11}(1/\delta,n) \end{cases} \qquad (8)$$

Man inser att spänningsintensitetsfaktorernas värden måste vara lika när sprickorna är lika långa, dvs $k_{11}(1,n) = k_{12}(1,n)$, och att värdet ges av uttrycken (3) och (5) för stjärnsprickan med lika långa armar. Vidare inses att när längdförhållandet δ antingen är mycket stort ellet mycket litet kan de kortare sprickorna inte nämnvärt påverka spänningstillståndet vid spetsarna på de längre. Följaktligen skall $k_{11}(\delta,n)$ när $\delta \to o$ och $k_{12}(\delta,n)$ när $\delta \to \infty$ svara mot värdena för stjärnsprickan med lika långa armar men för halva antalet n/2. Det syns i fig. 11-13 för $n = 4$ och fler sprickor.

Dessutom uppträder för stjärnsprickan med lika långa armar en obalans vid tillväxt. Detta följer för ett utbrett inre övertryck ur fig. 11 och 12, där $k_{11} > k_{12} \cdot \sqrt{\delta}$ för $\delta < 1$ och $k_{11} < k_{12}\sqrt{\delta}$ för $\delta > 1$ och det faktum att i verkligheten varken geometrin eller materialet är helt ideala. En liten existerande obalans kommer följaktligen alltid att förstärkas då det finns mer energi tillgänglig för tillväxt av de längre sprickorna och en likformig tillväxt av alla sprickorna i sprickrosen blir omöjlig. Man accepterar gärna intuitivt att de längre sprickorna är farligare än de korta då för ett utbrett inre övertryck $K_I \propto \sqrt{a}$ och att de längre sprickornas tillväxt undertrycker de kortares då materialet kring de kortare spetsarna blir alltmer inspänt. Denna obalans blir alltmer utpräglad med ökande antal sprickor.

Det är mer förvånande att stjärnsprickan med lika långa armar under centralt angripande krafter inte tillåter en likformig tillväxt av alla sprickorna. Ytligt sett är en kort

spricka farligare än en lång då $K_I \propto 1/\sqrt{a}$ för centralt angripande krafter, vilket också gäller för den plana sprickan. Men redan för n = 4 sprickor visar kurvorna en tendens till obalans som ökar med antalet sprickor och är fullt utbildad för fler än n = 8 sprickor. Det framgår ur fig. 13 vid en jämförelse mellan k_{11} och $k_{12}/\sqrt{\delta}$. I denna obalans finns således oavsett om gasen trängt in i spricksystemet en förklaring till varför endast ett fåtal radiella sprickor växer särskilt långt ens under ett första skede av sönderbrytningsförloppet även om ett stort antal initierats. Antalet rör sig vanligen om n = 5-8 st, vilket enligt vad som visats stämmer någorlunda med den gräns där stjärnsprickan inte längre är en ur tillväxtsynpunkt utpräglat instabil geometri, dvs n = 4-6 sprickor.

I samband med den nyss nämnda obalansen inträffar det att spetsarna på de kortare sprickorna sluts när längdförhållandet blir tillräckligt stort. Då spricköppningen $\Delta \propto K_I$ händer detta när k_{11} eller k_{12} blir negativ. I fig. 11-13 syns att sprickslutning inträffar för $n \geq 8$ sprickor under centralt angripande krafter. Detta förhindrar en eventuell uppkomst av nya sprickor när andra sprickor redan finns.

Slutsatserna för stjärnsprickan gäller nästan oförändrat för det cirkulära hålet med radiella sprickor. Hur hålets närvaro inverkar visar fig. 14, där de normaliserade spänningsintensitetsfaktorerna för det cirkulära hålet med radiella sprickor av alternerande längd för ett utbrett inre övertryck jämförs med motsvarande stjärnsprickas värden. Man ser att så länge μ och $\lambda \geq n/(n-2)$ som i (4) kan hålets inverkan liksom förut försummas.

Några slutsatser

Som resultat av dessa överläggningar kan man beträffande den radiella spricktillväxten kring ett borrhål under intieringsskedet av bergsprängningsförloppet säga att:

1. Med ökande antal sprickor stiger det tryck som krävs för att sprickorna skall växa.

2. Det cirkulära hålet påverkar inte spänningstillståndet vid sprickspetsarna nämnvärt utanför ett område på 2 à 3 hålradier.

3. Energiflödet i sprickspetsarna och därigenom de spricklängder som kan erhållas vid bergsprängning påverkas starkt av hur långt gasen förmår tränga in i sprickorna.

4. När längdförhållandet mellan sprickorna är stort blir spänningstillståndet vid de längre sprickornas spetsar opåverkat av de kortare sprickorna.

5. Spetsarna sluts på de kortare sprickorna om längdförhållandet blir tillräckligt stort.

6. Oavsett hur långt in i sprickorna gasen trängt kan inte en likformig tillväxt av alla spetsarna ske för det cirkulära hålet med lika långa radiella sprickor. Denna obalans ökar med antalet sprickor.

7. Den nedre gränsen på n = 4 - 6 sprickor där obalansen inte är fullt utbildad överensstämmer någorlunda med det antal sprickor, vanligen 5-8 st, som dominerar sprickbilden. Jfr. fig. 2.

Dessa slutsatser gäller också för andra användningsområden där öppna sprickor förekommer, t ex hydraulisk tryckning av borrhål och sprickor kring cylindriska hål under yttre dragning.

Brottmekaniken ger också möjlighet att belysa andra delar av pallsprängningsförloppet, t ex den fria ytans inverkan

på sprickbilden och spänningstillståndet vid sprickspetsarna, som hos Ouchterlony /11/. Frågor av ytterligare intresse är hur en brottmekanisk sprickmodell skalar sprickläng d och försättning som funktion av håldiametern jämfört med Langefors och Kihlströms formelunderlag samt om modellen kan användas för överläggningar om utslag mot cirkulära hål. Modellen har följts upp med brottseghetsmätningar på bergmaterial av Lundborg och Almgren /12/.

LITTERATUR

Langefors, U och Kihlström, B: The Modern Technique of Rock Blasting. Almqvist och Wiksell, Stockholm 1963 och 1968. /1/

Persson, P A och Ladegaard-Pedersen, A: Fullskaleförsök vid gleshålssprängning. Bergsprängningskommitténs diskussionsmöte feb. 1970 s. 215-236. /2/

Ouchterlony, F: Beräkning av spricklängdens variation med håldiametern vid konstant sprängämnesmängd per meter. IVA rapport nr 38 s 115-129. 1971 /3/

Persson, P A, Lundborg, N and Johansson, C H: The Basic Mechanisms in Rock Blasting. Proc. Sec. Congr. ISRM paper 5-3 Belgrad 1970. /4/

Field, J E och Ladegaard-Pedersen, A: The Importance of the Reflected Shock Wave in Rock Blasting. Int. J Rock Mech. Min Sci. vol 8 s 213-226. 1971. /5/

Porter, D D och Fairhurst, C: A Study of Crack Propagation Produced by the Sustained Borehole Pressure in Rock Blasting. Kapitel 25 s 497-515 i Dynamic Rock Mechanics, Proc. Twelfth Symp. on Rock Mechanics Rolla Missouri 1970. /6/

Ladegaard-Pedersen, A och Persson, Algot: Fotografisk studie av sprickutbredning och spänningstillstånd kring en detonerande laddning i modellmaterial. IVA rapport nr 38 s 131-140. 1971. /7/

Kutter, H K: The Interaction Between Stress Wave and Gas Pressure in the Fracture Process of an Underground Explosion in Rock, with Particular Application to Presplitting. Ph D Thesis Univ. Minn. 1967. /8/

Ouchterlony, F: Analys av spänningstillståndet kring några olika geometrier med radiellt riktade sprickor i ett oändligt plant medium under inverkan av expansionskrafter. Rapport DS 1972:11. /9/

Sih, G C: Mechanics of Fracture, vol 1: Methods of Analysis and Solutions of Crack Problems, Noordhoff Int. Publ. Leyden 1972. /10/

Ouchterlony, F: Om en slutningseffekt som uppträder för cirkelbågsprickan och sprickutbredningsriktningen vid pallsprängning. Rapport DS 1972:7. /11/

Lundborg, N och Almgren, L Å: Bestämning av brottseghet hos bergmaterial. Rapport DS 1972:6. /12/

Asklöf, C A och Nylander, Å: Cylindriskt och sfäriskt symmetriska vågutbredningsförlopp i bergmaterial. FOA2 rapport C 2286-44, Dec. 1968. /13/

Rapportserien DS 1972:xx refererar till Stiftelsen Svensk Detonikforskning.

SUMMARY

After an introductory description of the breaking mechanism in bench blasting the radial crack growth around the bore hole during the initial part of the fragmentation process is analyzed. Results from a stress analysis of various plane crack geometries are used in discussing the crack growth from a Fracture Mechanics point of view.

Summing up one may conclude that:

1. The critical pressure for growth increases with an increasing number of cracks.

2. The circular hole doesn't appreciably influence the stress state at the crack tips outside of a near zone of 2-3 hole radius.

3. The energy flow into the crack tips and hence the crack lengths obtainable in rock blasting are strongly influenced by the gas penetration into the crack system.

4. The presence of shorter cracks doesn't influence the stress state at the tips of the longer ones when the crack length ratio is larger than ≈ 3 for 6 or more cracks.

5. The longer cracks influence the shorter ones significantly and cause the tips of these to close when the crack length ratio is large enough.

6. No matter how far into the cracks the gas has penetrated all equally long radial cracks around a circular hole cant grow in a uniform fashion. This imbalance is enhanced with an increasing number of cracks.

7. The lower limit of 4-6 cracks where this imbalance is not yet fully developed corresponds well with the number of cracks, usually 5-8, which dominate the crack growth at later stages.

These conclusions will also hold for other applications with open cracks such as hydraulic fracturing of bore holes and cracks around circular openings subjected to an allround tension.

FIGURE TEXTS IN ENGLISH

Fig. 1 Stresses and energy distribution in granite appr. 30 μs after the detonation of a fully loaded 20 mm bore hole.

Fig. 2 Crack pattern in PMMA after a detonation.

Fig. 3 Interaction between the reflected tensile wave and the growing crack system.

Fig. 4 Crack load configurations.

Fig. 5 The stress intensity factor of a pressurized star crack with arms of equal length.

Fig. 6 The stress intensity factor of a pressurized circular hole with radial cracks of equal length.

Fig. 7 The influence of the hole - a comparison of values given for the circular hole and the star crack.

Fig. 8 The stress intensity factor of a circular hole with radial cracks of equal length subjected to a pressure in the hole only.

Fig. 9 The influence of the gas penetration into the cracks - a comparison of the fully pressurized configuration with the case when the gas acts in the hole only.

Fig. 10 The stress intensity factor of a star crack with radial cracks of equal length loaded by centrally applied forces.

Fig. 11 The dimensionsless stress intensity factors of a pressurized star crack with arms of alternating lengths for n = 6 cracks.

Fig. 12 As in fig. 11 but for various crack numbers.

Fig. 13 The dimensionsless stress intensity factors of a star crack with arms of alternating lengths loaded by centrally applied forces.

Fig. 14 The influence of the hole - a comparison of values given for the circular hole and the star crack.

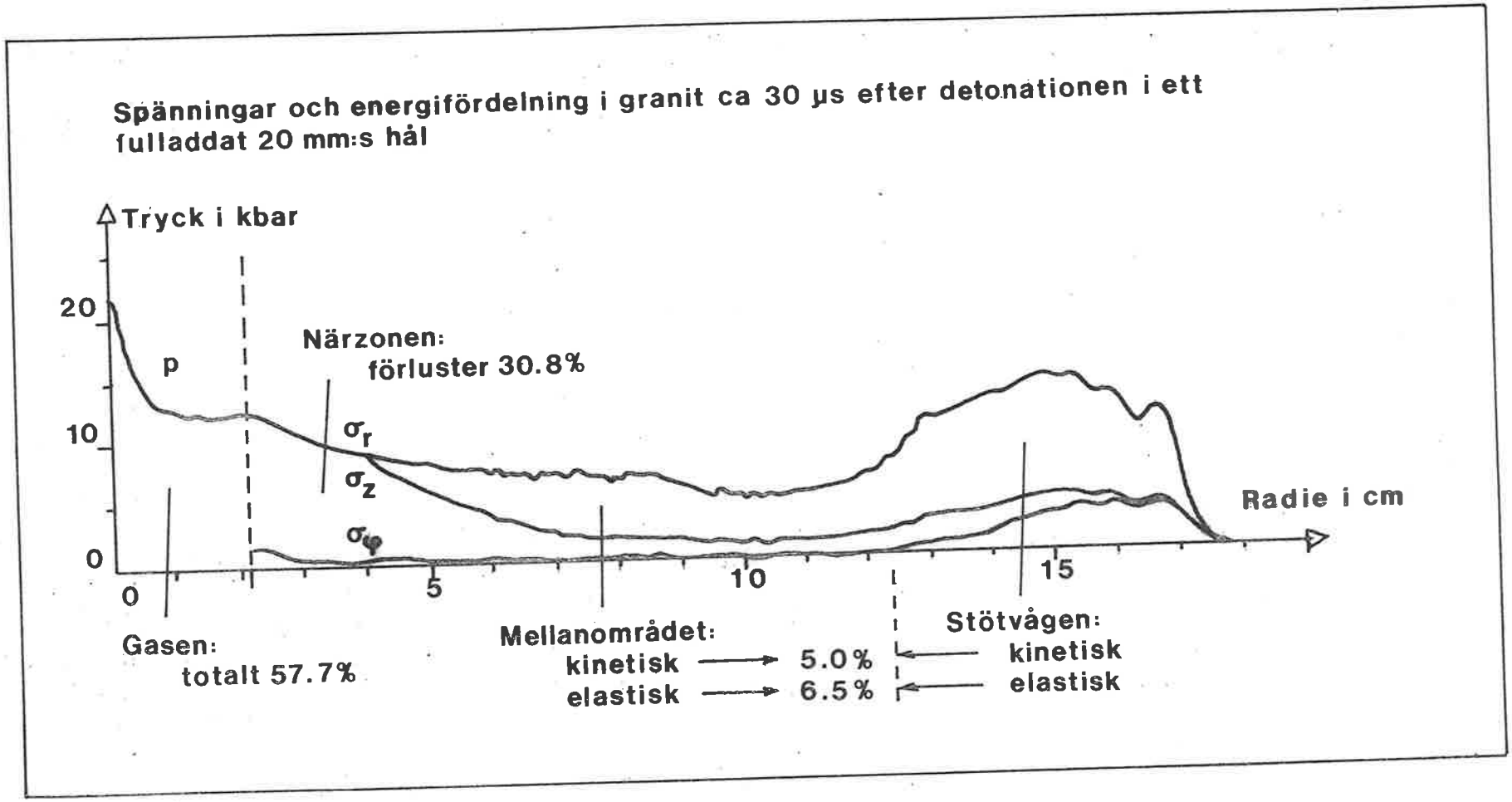


Fig. 1. Spänningar och energifördelning i granit c:a 30 µs efter detonationen i ett fulladdat 20 mm:s hål enligt Asklöf & Nylander /13/

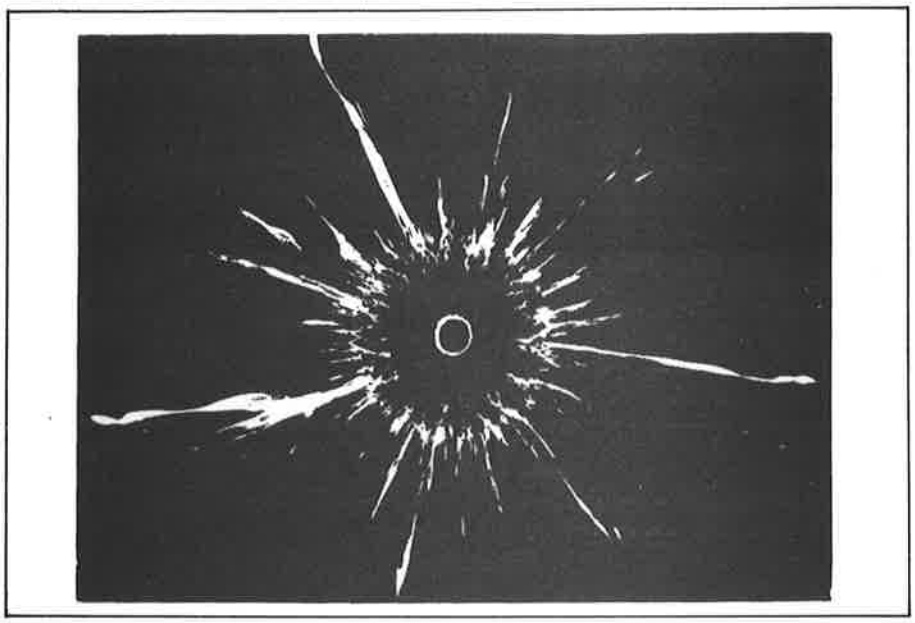


Fig. 2. Sprickbilden i plexiglas efter detonationen

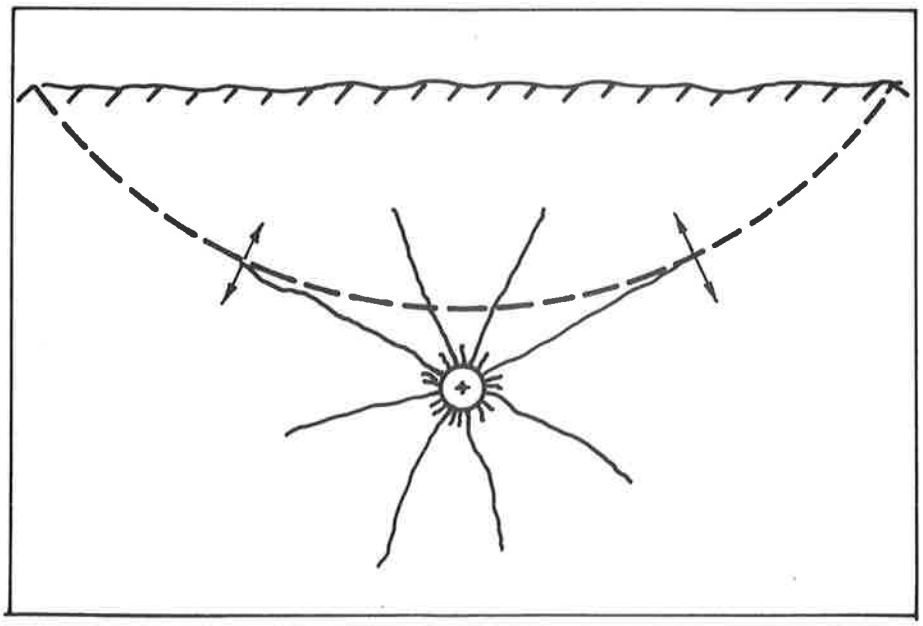
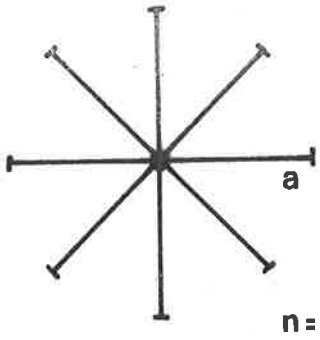
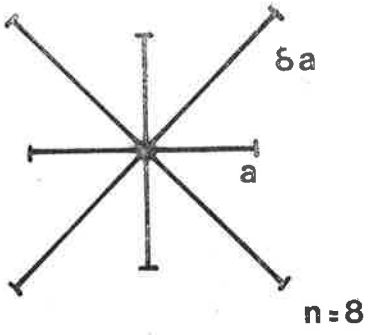


Fig. 3. Den reflekterade stötvågens inverkan på spricksystemet

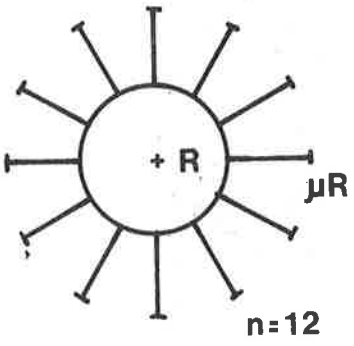
Belastningsfall:



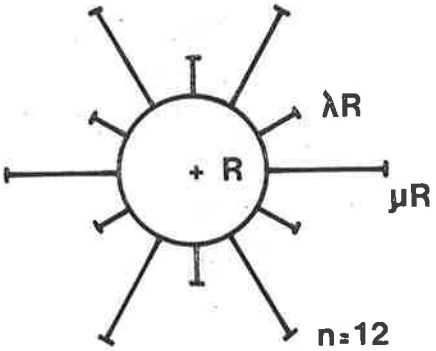
fall 1



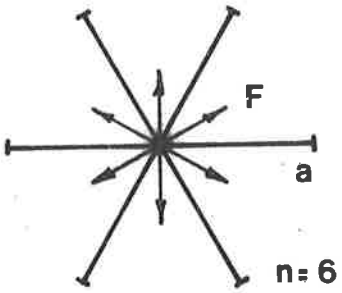
fall 3



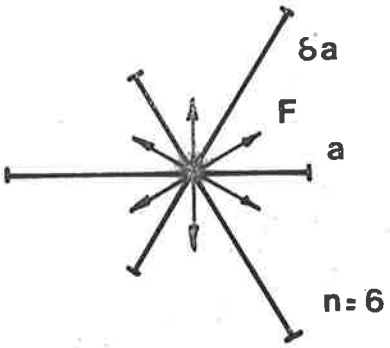
fall 2



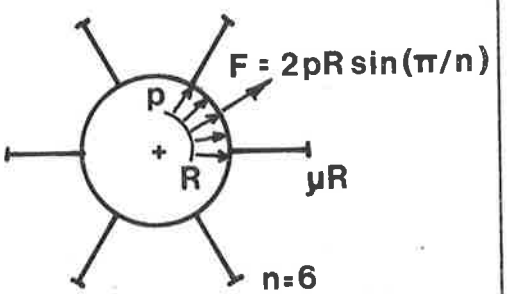
fall 4



fall 6

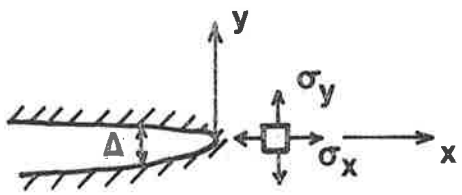


fall 7



fall 5

Sprickspetsstorheter:



$$\sigma_y \approx \sigma_x = K_I/\sqrt{2\pi x}$$

$$\Delta \propto K_I \cdot \sqrt{|x|}$$

Fig. 4. Idealiserade sprickgeometrier

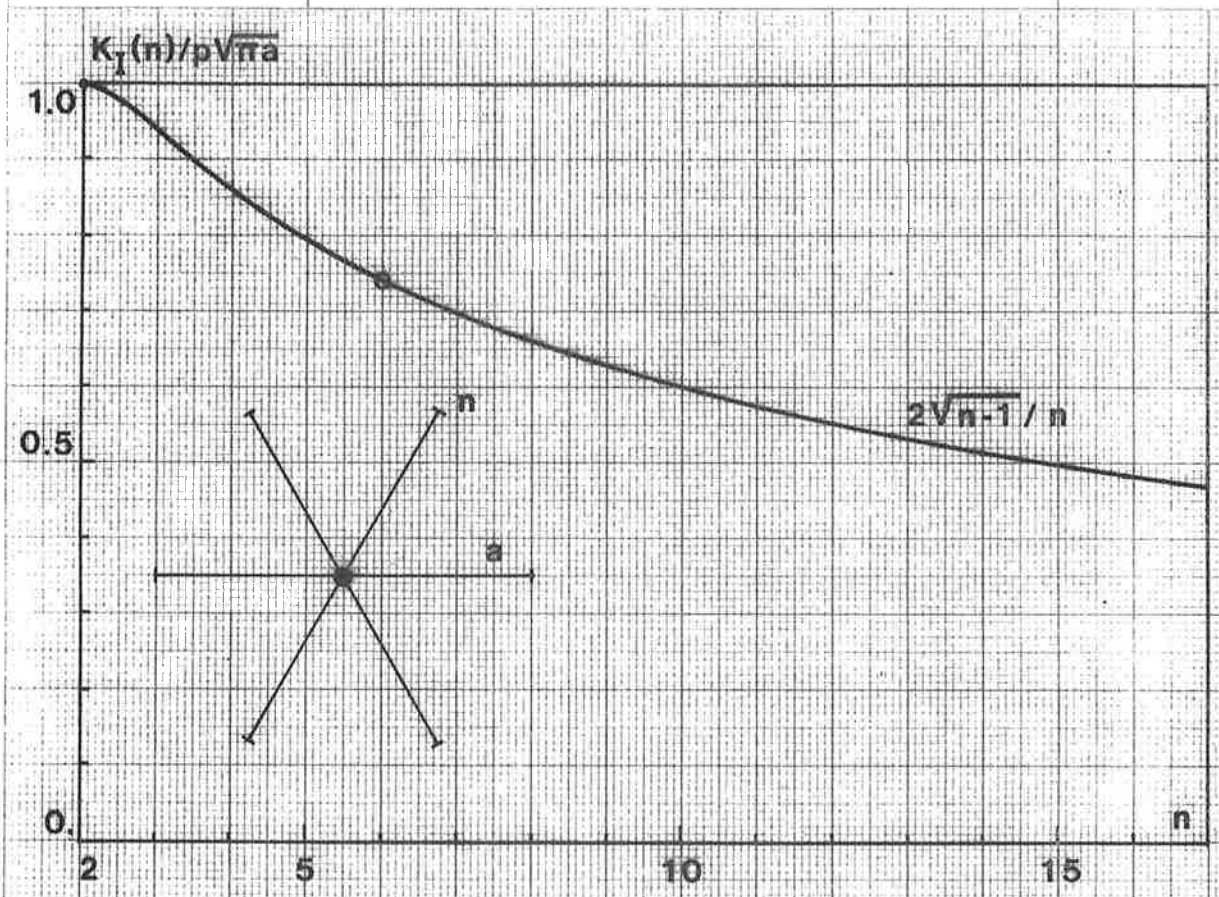


Fig. 5. Spänningsintensitetsfaktorn för en stjärnspricka med lika långa armar under ett utbrett inre övertryck

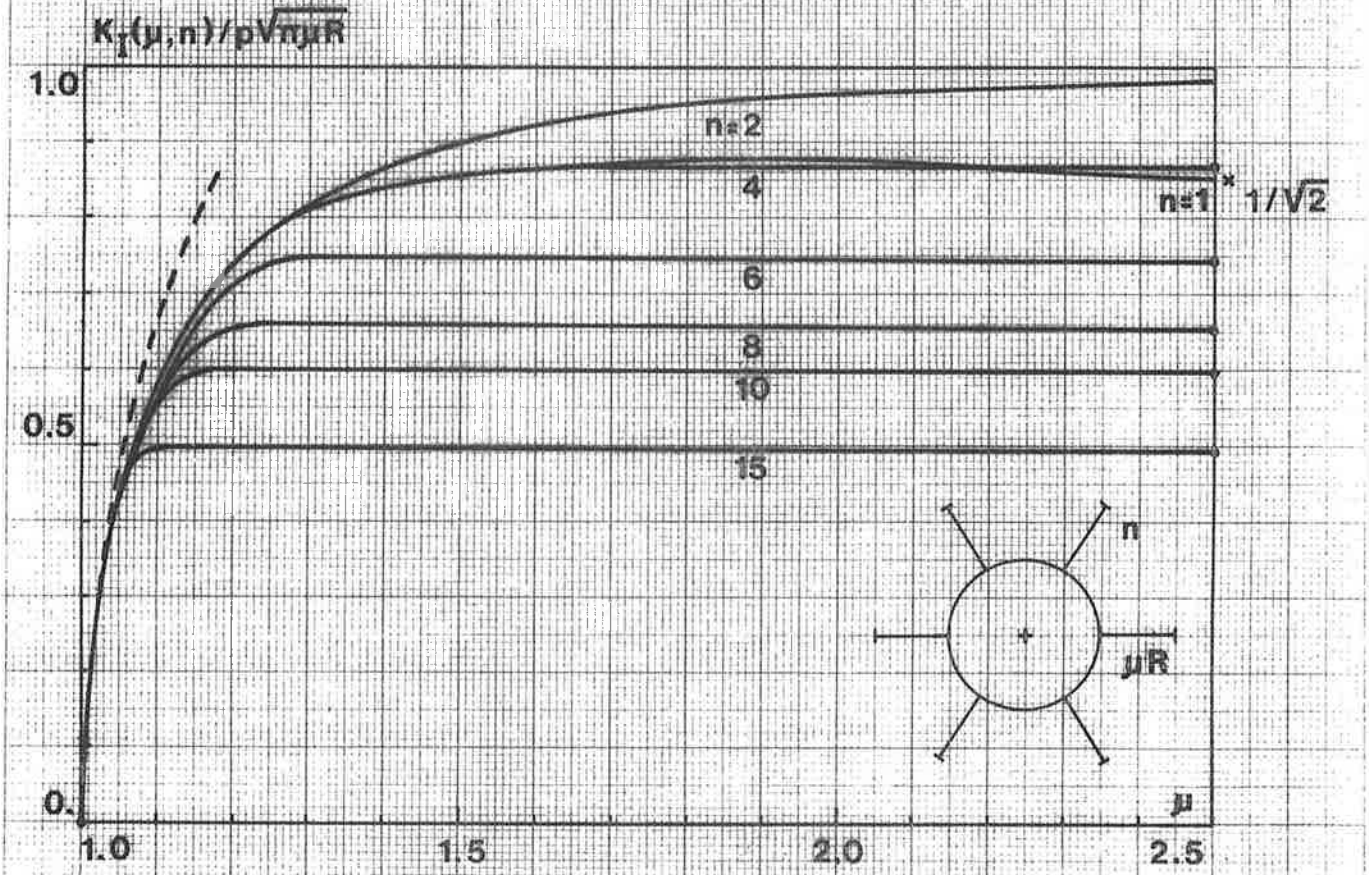
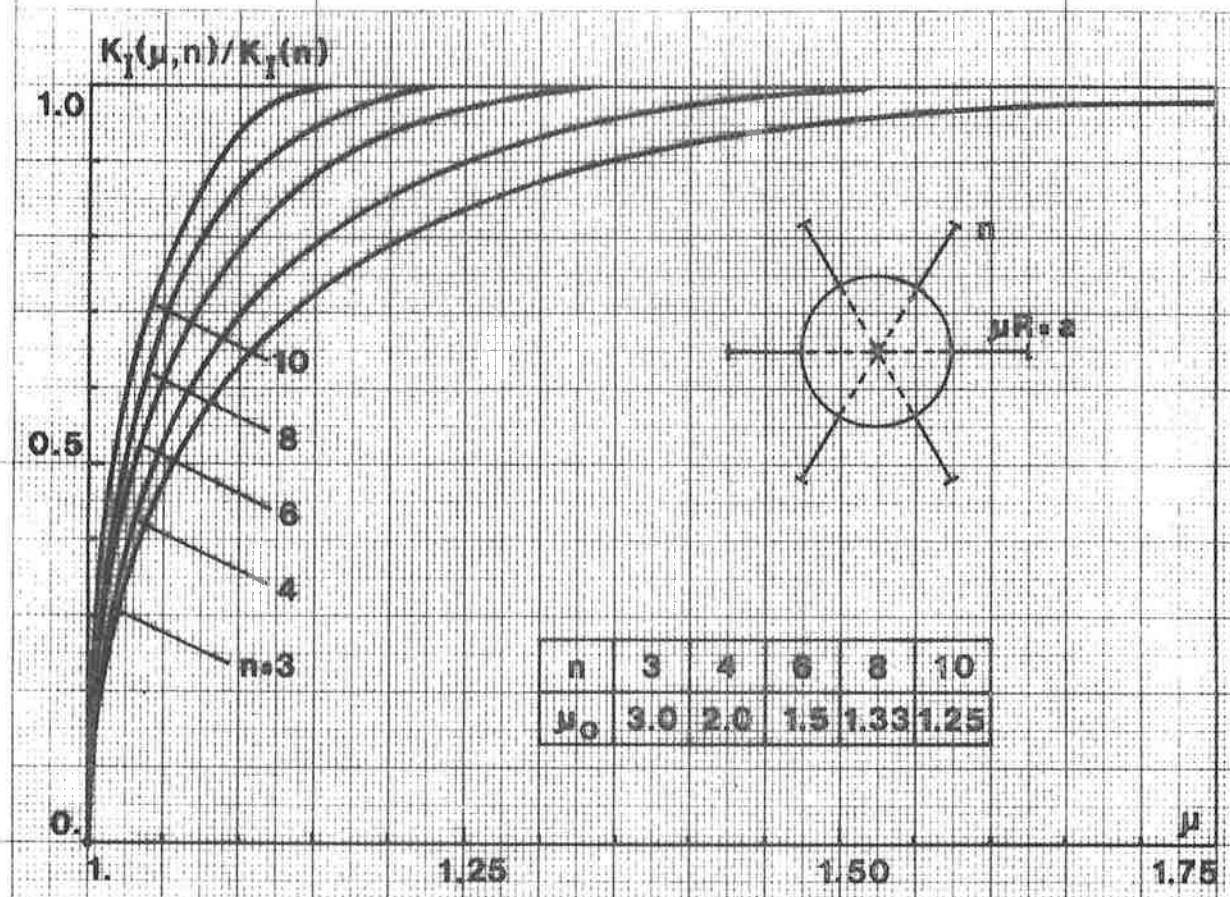


Fig. 6. Spänningsintensitetsfaktorn för ett cirkulärt hål med lika långa radiella sprickor under ett utbrett inre övertryck

SELTE
446



n	3	4	6	8	10
μ_0	3.0	2.0	1.5	1.33	1.25

Fig. 7. Jämförelse mellan det cirkulära hålets och stjärnsprickans värden

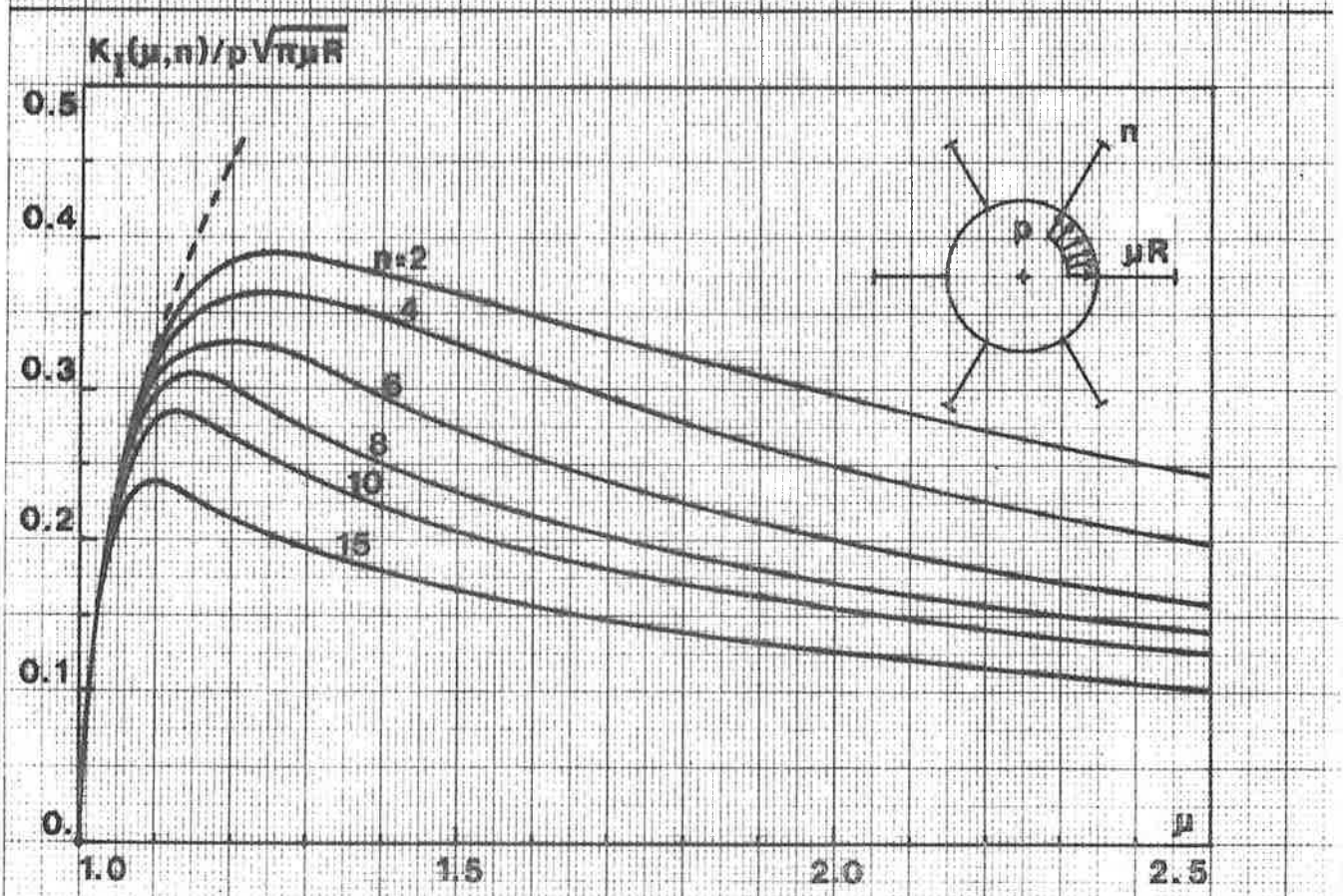


Fig. 8. Spänningsintensitetsfaktorn för ett cirkulärt hål med lika långa radiella sprickor där trycket verkar enbart i hålet

ESSELTE 4446

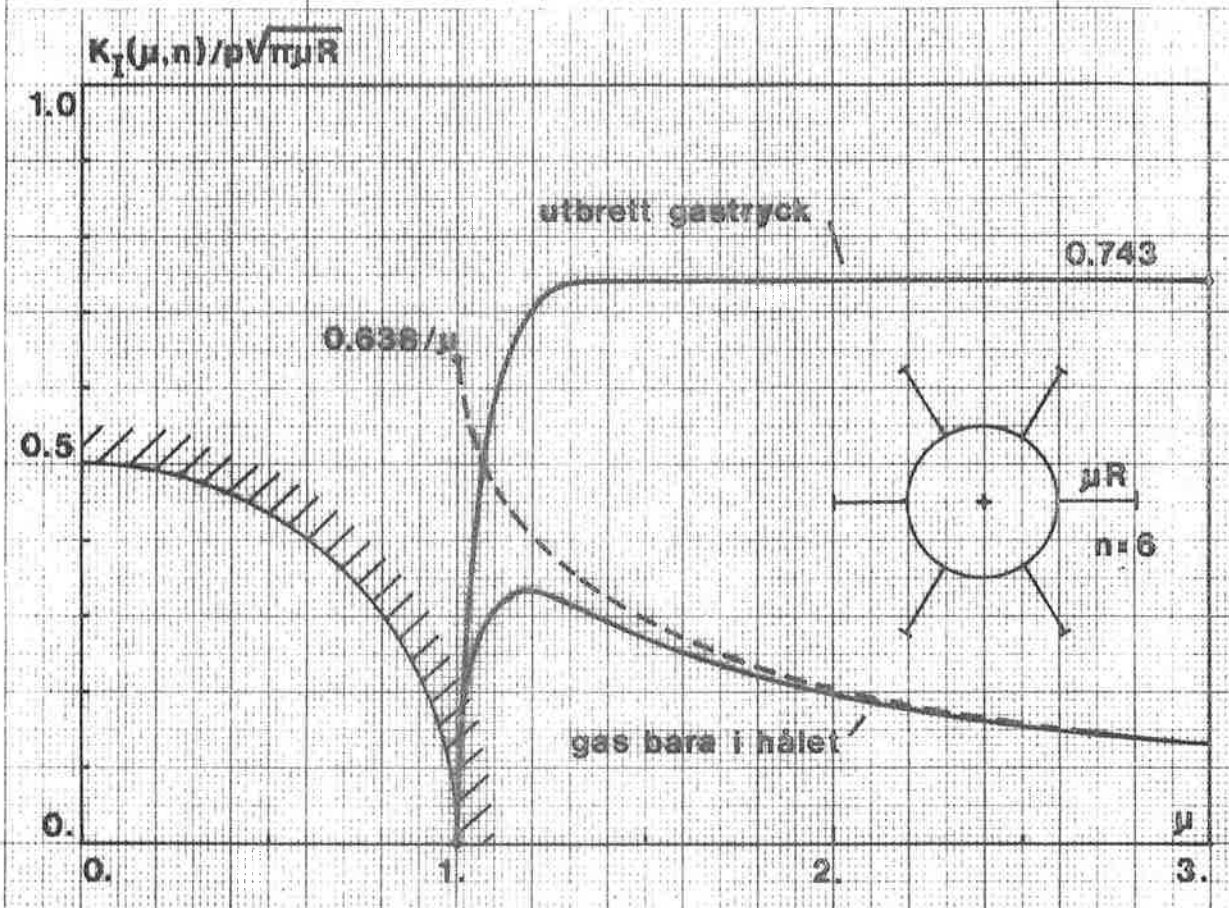


Fig. 9. Jämförelse mellan ett utbrett gastryck och gas bara i hålet för det cirkulära hålet med lika långa radiella sprickor

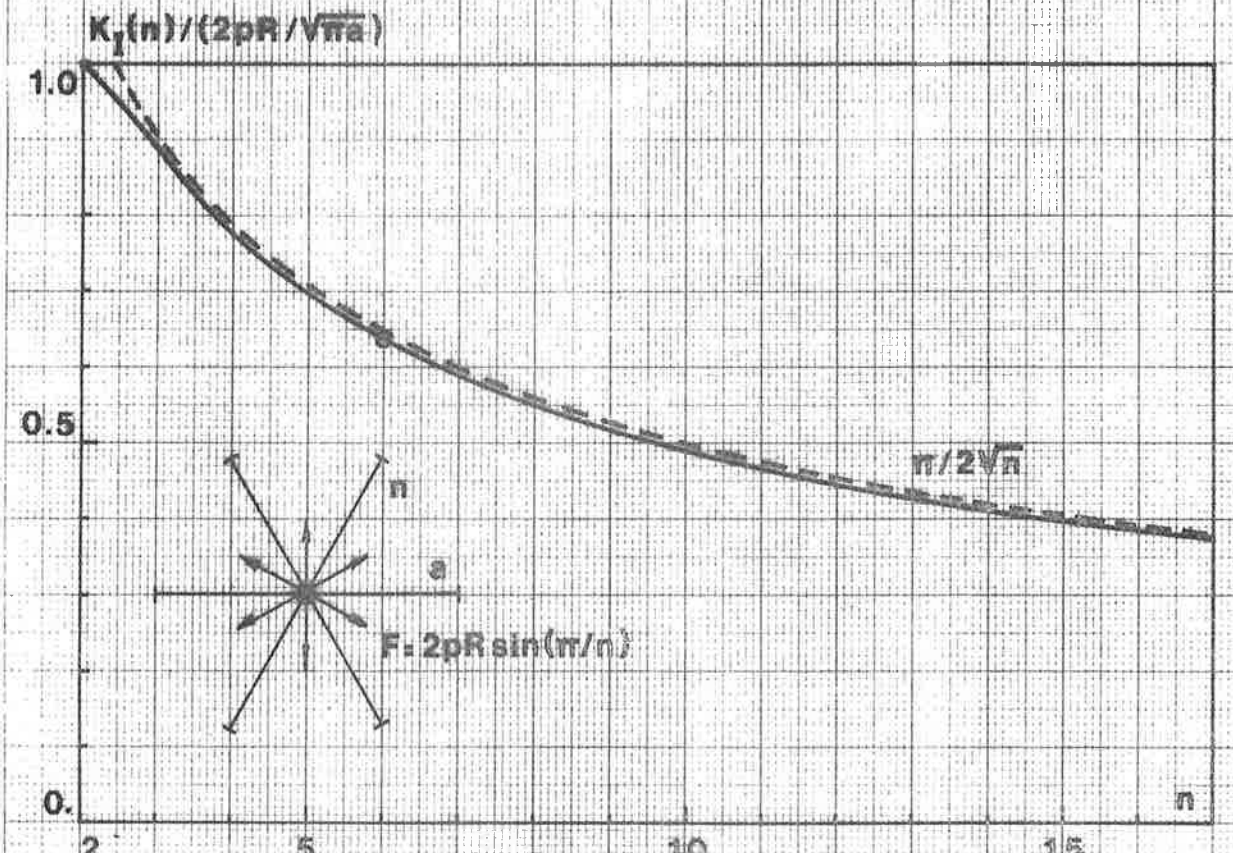


Fig. 10. Spänningsintensitetsfaktorn för en stjärnspricka med lika långa armar och centralt angripande krafter

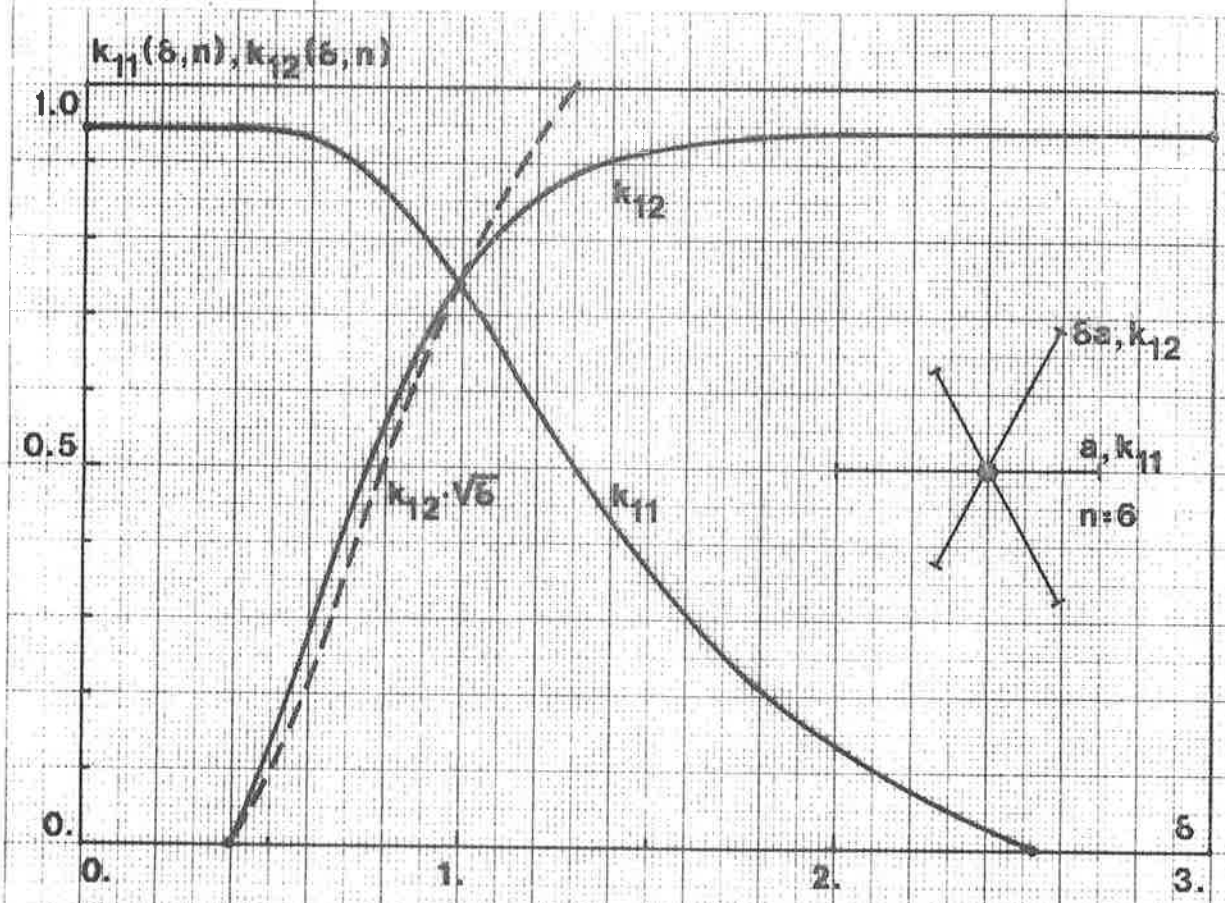


Fig. 11. De normaliserade spänningsintensitetsfaktorerna för en stjärnspricka med armar av alternerande längd under ett utbrett inre övertryck för n = 6 sprickor

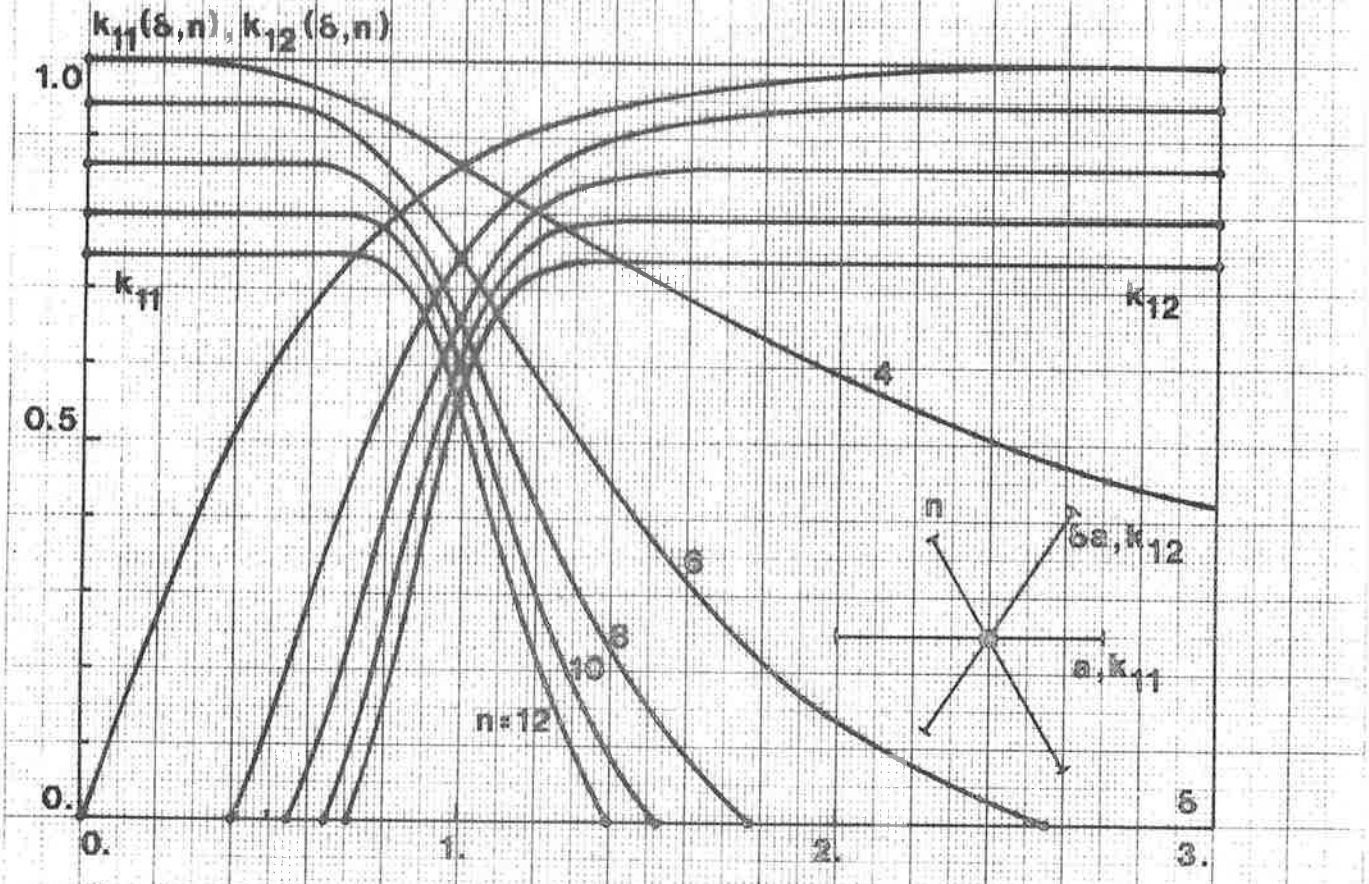


Fig. 12. Som ovan fast för olika antal sprickor

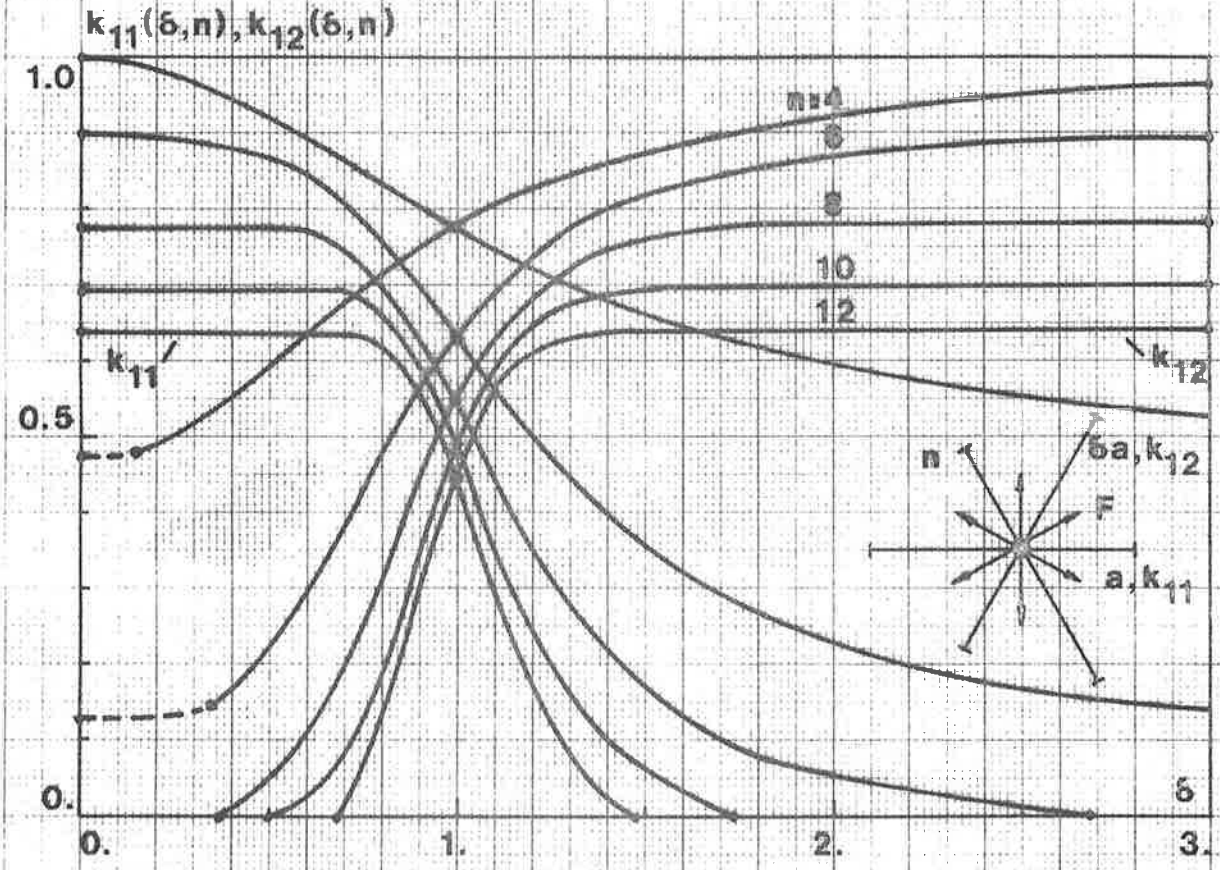


Fig. 13. De normaliserade spänningsintensitetsfaktorerna för en stjärnspricka med armar av alternerande längd och centralt angripande krafter

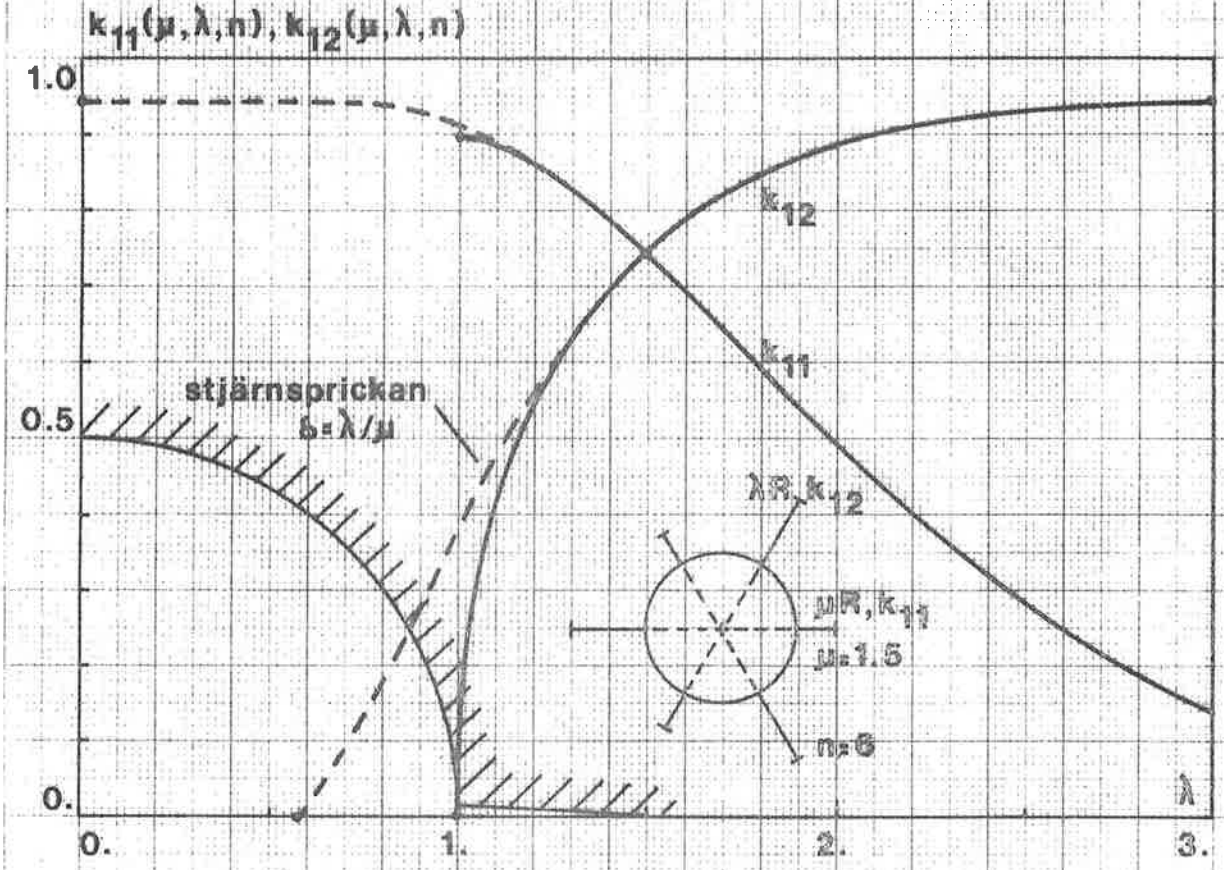


Fig. 14. Jämförelse mellan det cirkulära hålets och stjärnsprickans värden

MÄTNING AV RÖRELSER I RASHOTAD FJÄLLSIDA PÅ MALMBANAN

Övering. Erik Sandegren, SJ, Stockholm

På den västra delen av Malmbanan mellan Kiruna och Riksgränsen går banan flerstädes fram utefter höga fjällbranter främst från Abisko till Riksgränsen. Här passeras fjällen Nuolja, Råutjokoppe, Låktatjåkko, Kärketjårro, Vassitjåkko och Katteråjve (Riksgränsenfjället). På flera ställen har tunnlar och snögallerier byggts (se fig 1).

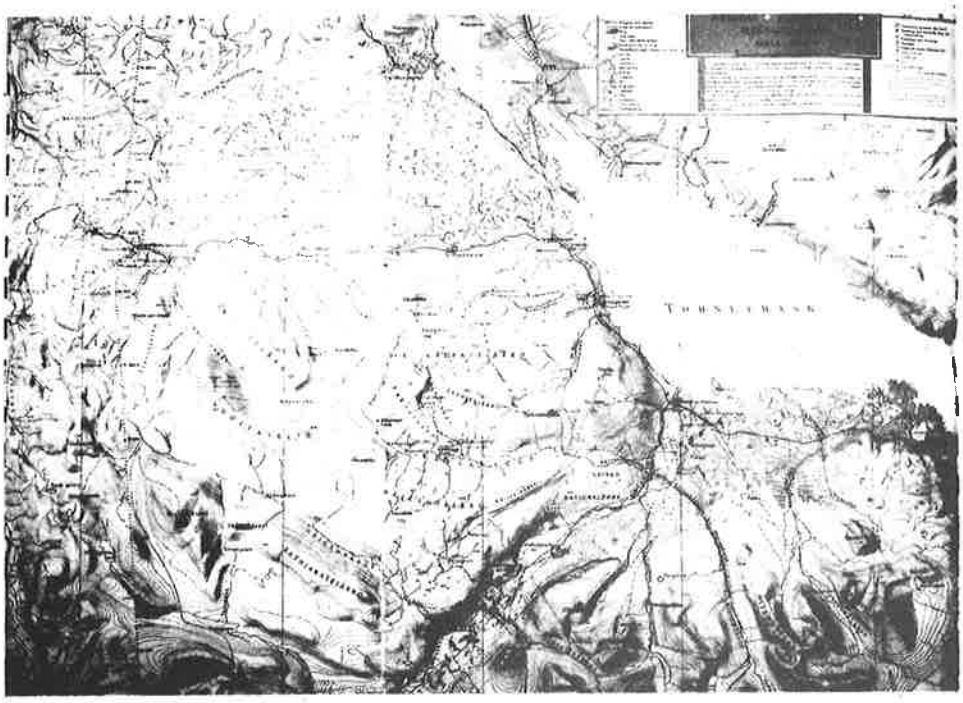


Fig 1 Karta över Malmbanan, sträckan Abisko–Riksgränsen
betecknar snögalleri
Fig 1 Map over Malmbanan on the line between Abisko and Riksgränsen symbolizes a snowgallery

Det är dock inte bara snöskred, som hotar banans bestånd, utan även bergras. Speciellt vid Björkstugan har tidigare ras skett och ser fjällbranterna för betraktaren opålitliga ut. En vy över dalgången mot öster visas på Fig 2. Observera snögalleriet vid bergfoten.



Fig 2 Dalgången vid Björkstugan mot öster
Fig 2 The valley at Björkstugan eastwards

Resterna av ett större ras omkring år 1920 kan fortfarande efter utförd röjning spåras på sidorna om banan (Fig 3).

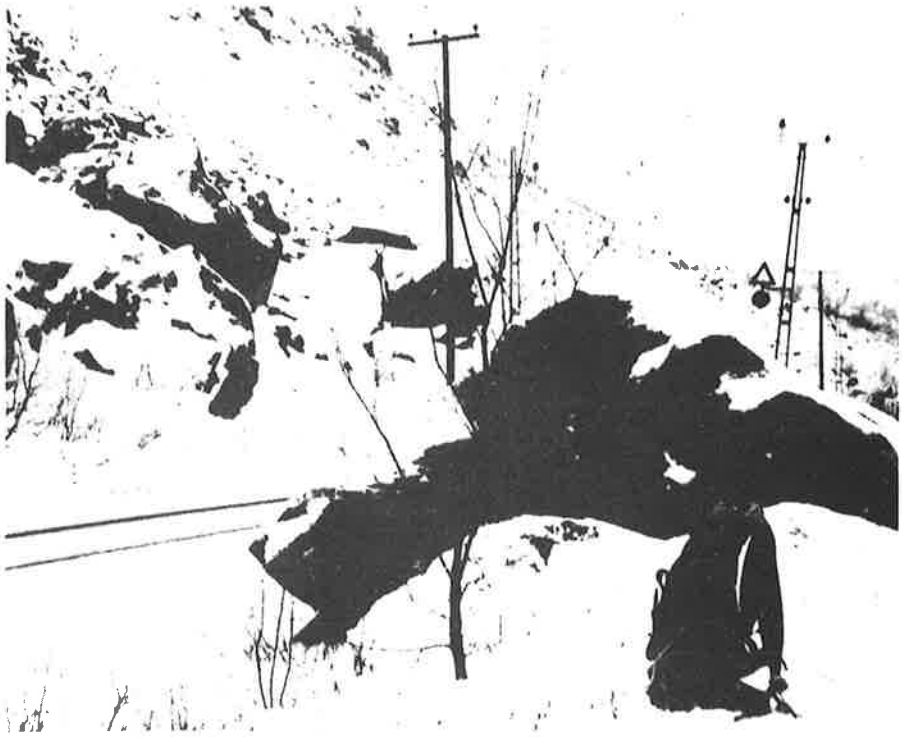


Fig 3 Resterna av ett större ras omkring år 1920
Fig 3 The remainder of a big slip about 1920

Ovanför SJ snögalleri nr 8 ca km 1527+950 i banans längdmätning står en större bergklack ca 60 x 80 x 15 m, som alltså innehåller ca 70000 m^3 berg, varav kanske ca 1/3 kan rasa. Subjektivt betraktat tycks den alltså utgöra ett allvarligt hot, då den förefaller stå så labilt att överhängande risk för ras föreligger. Bergpartiets översiktliga utseende framgår av Fig 4.

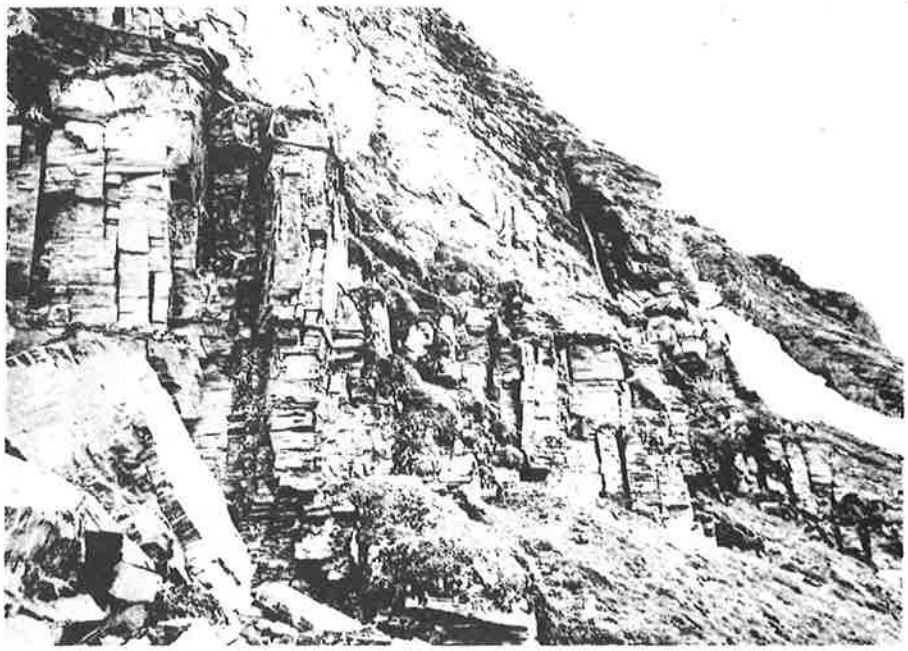


Fig 4 Den rashotade bergklackens bas (t v på bilden)
Fig 4 A section, which may threatens to fall down (in the left part of the picture)

På Fig 5 syns klackens östra ände (kortet taget mot Riksgränsen och på Fig 6 dess västra ände (kortet taget mot Abisko).

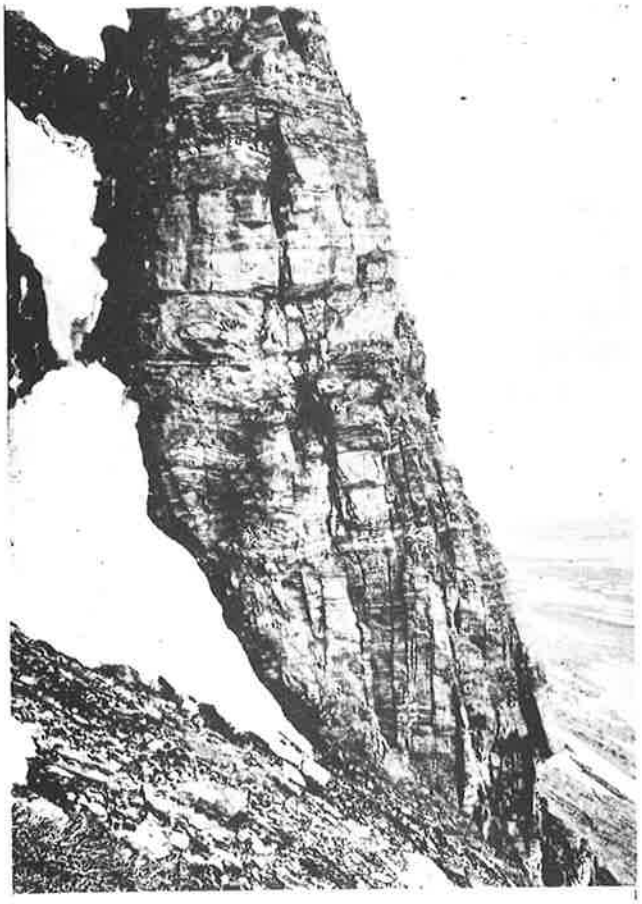


Fig 5 Bergklackens östra ände
Fig 5 The east part of the section



Fig 6 Bergklackens västra ände
Fig 6 The west part of the section

På Fig 7 ser vi toppen av klacken och på Fig 8 klacken nedifrån. Här kan även en uppfattning fås av läget i förhållande till banan, då fotografiet är taget i ögonhöjd från spåret.



Fig 7 Bergklackens övre del
Fig 7 The upper part of the section

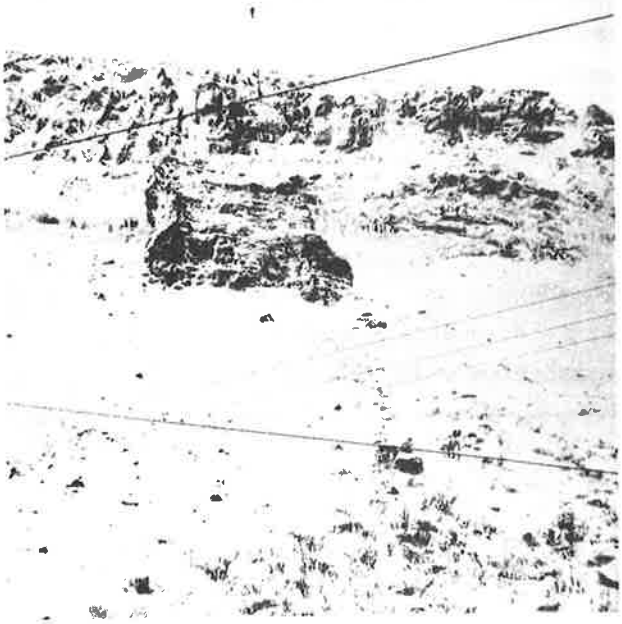


Fig 8 Bergklacken sedd nedifrån
Fig 8 The section seen from below

Av alla dessa bilder framgår tydligt att det innebär stora svårigheter att ta ned bergklacken helt eller delvis. Många fantasifulla lösningar bl a att ta ned den med artilleribeskjutning har övervägts. Den största svårigheten är nog att bedöma hur mycket som kommer ned i spåret och i vilken styckestorlek. Detta är väsentligt att veta för bedömningen av erforderlig maskinkapacitet för röjningen. Det är nämligen ett oavvisligt krav att undanröjandet kan utföras under bandisposition, så att icke malmtrafikens planenliga genomförande störs.

Eftersom dels stor ekonomisk insats krävs för nedtagning av bergpartiet, dels de skador, som kan uppstå, om klacken spontant rasar, även är av mycket hög storleksordning, ställs stora krav på en objektiv bedömning av rasrisken. Därför har ett observationssystem ordnats för bergpartiet.

Systemet består av en serie mätpunkter (observationspunkter) fästa i berget. Dubbarna sitter i par, en på vardera sidan om de undersökta sprickorna i bergpartiet. Varje dubbpar utgör en mätpunkt. För varje mätpunkt kontrolleras den ena dubbens läge med teodolitmätning. Denna tillgår så att från teodolitens fasta observationspunkt mäts vinkeln till en punkt A och vinkeln till en dubb i varje mätpunkt. Därefter beräknas avståndet mellan A och dubben. Teodoliten monteras vid mätningarna på ett stationärt stativ, som är fastgjuten i ett bergparti, avskilt från det som befaras vara utsatt för rörelser. Mätpunkten A sitter också i ett stabilt bergparti. Dessutom kontrolleras i varje mätpunkt förändringar hos mellanliggande spricka genom mikrometermätning mellan dubbarna.

På Fig 9 visas bergklacken med mätpunkterna utsatta. På figuren har även A-dubbens plats markerats.

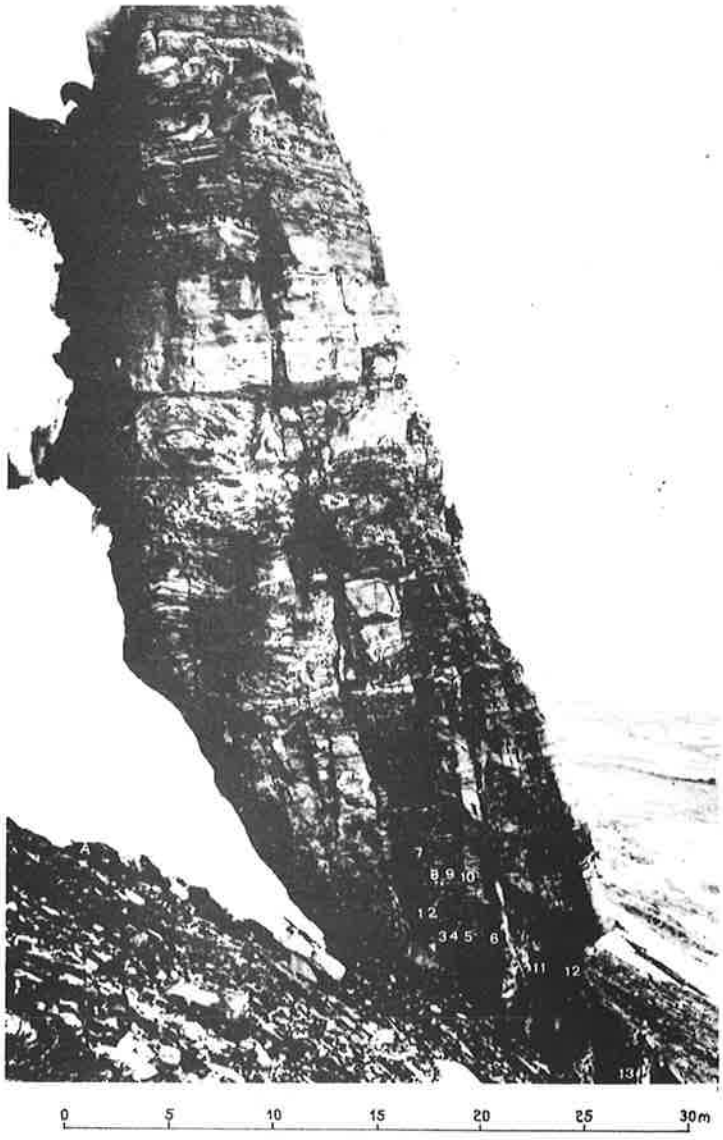


Fig 9 Bergklacken med mätpunkter
Fig 9 The section with points of measuring

På Fig 10 visas ett detaljparti med de i mätpunkterna ingående dubbarna. Här framgår tydligt hur dessa normalt placerats på var sin sida om den spricka, som skiljer de bergpartier, som kontrolleras.

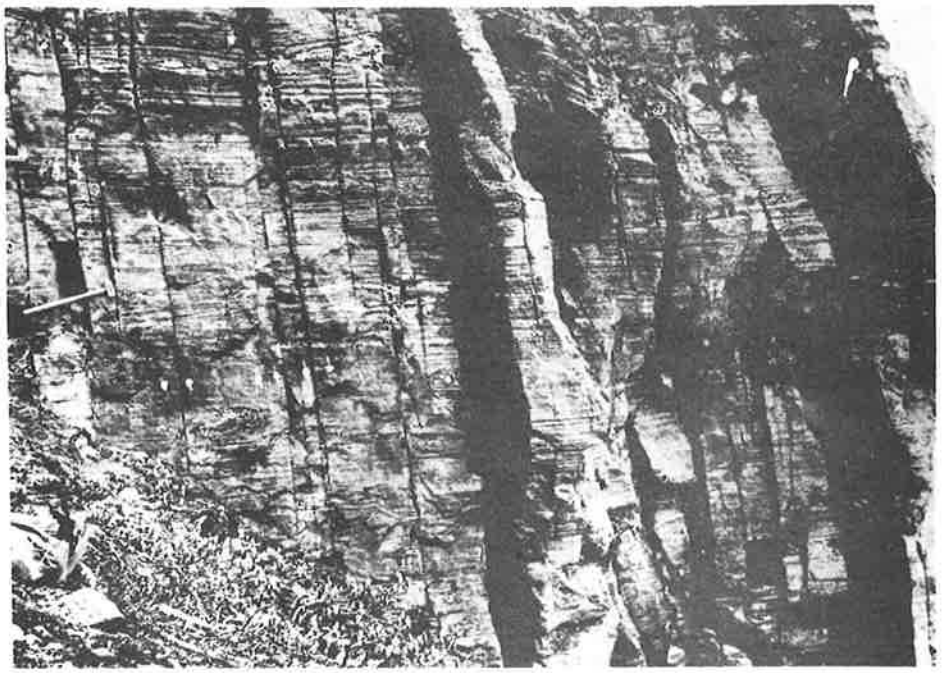


Fig 10 Detaljparti av bergklackens mätpunkter
Fig 10 A detail of the section

Inom den totala bergklacken finns i nedre västra delen ett parti som verkar speciellt utsatt. På Fig 11 syns detta parti i bildens högra nedre hörn. I detta parti sitter den nedersta mätpunkten.

Bergets stora sprickighet framgår av Fig 12, där en detaljbild visas med påbörjad utsättning för mätpunkter.



Fig 11 Parti med den nedersta mätpunkten
Fig 11 A part of the section with the lowest point of measuring

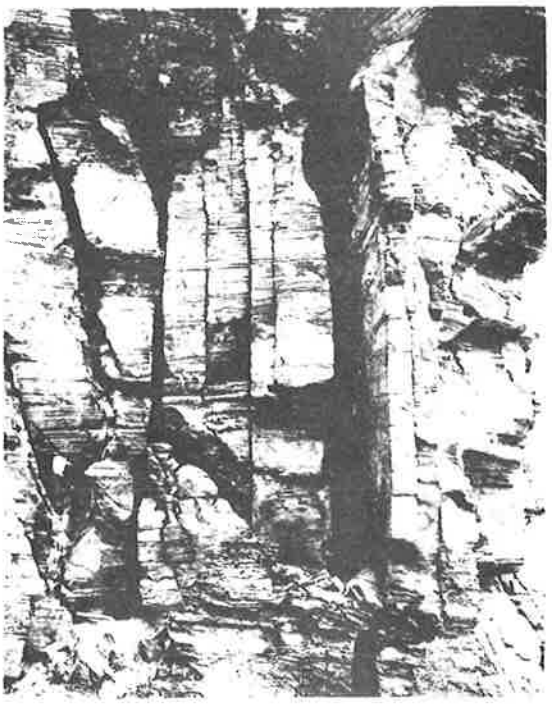


Fig 12 Detalj av bergpartiet, som visar den stora sprickigheten
Fig 12 A detail, which shows the abundance of cracks

Bergklacken har rört sig såväl i höjd- som sidled. På Fig 13 visas en detaljbild, där dessa rörelser kan studeras. Vidare kan man här observera en nästan rätvinklig uppsprickning.

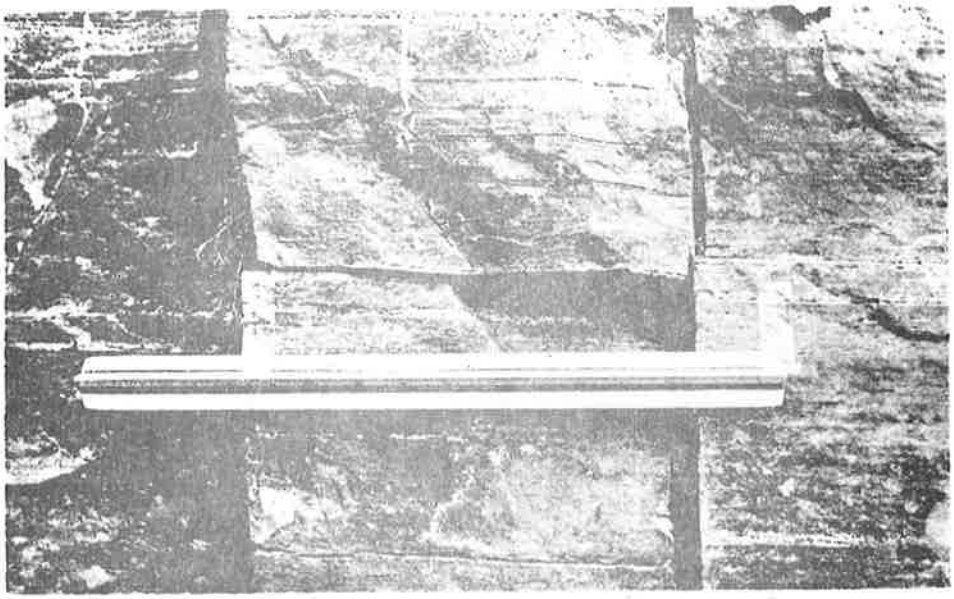


Fig 13 Detaljbild av rätvinklig uppsprickning med såväl horisontala som vertikala rörelser
Fig 13 Detail, which shows a square system of cracks with both horisontal and vertical dislocations

Monteringen av dubbarna var ett synnerligen besvärligt och riskabelt arbete, vilket framgår av Fig 14. Observera t ex de påmålade mätpunkterna i bildens mittersta högra del.



Fig 14 Montering av dubbar
Fig 14 Installing measuring nails

Bilderna ovan torde klart visa svårigheterna att utan mätsystem kunna bedöma den verkliga rasrisken. Vidare kan ses, att mätningarna i sig

själv ingalunda är riskfria att utföra. Teodolitmätningen går väl an, men mikrometermätningen fordrar såväl kalla nerver som vana vid bergklättring. Slutligen ses klart att, om rasrisk föreligger, det är ett problem av stor omfattning att ta ned delar av bergklacken så att man bara får ned just det man vill ha ned och i rätt styckestorlek.

Mätsystemet nollställdes 1971-07-21. Sedan dess har det mätts två gånger 1971-09-15 och 1972-09-13. Avsikten är att det skall mätas på nytt i september 1973. Resultatet av hittills utförda mätningar finns redovisade i Tabell 1 och 2.

Tabell 1 Teodolitmätning

Mät-punkt	Avstånd mellan A och resp dubb i m			Differens i mm mellan varje mättillfälle		Total-differens i mm
	1971-07-21	1971-09-15	1972-09-13			
1	16,3194	16,3191	16,3178	-0,3	-1,3	-1,6
2	16,7414	16,7418	16,7413	+0,4	-0,5	-0,1
3	17,2256	17,2259	17,2257	+0,3	-0,2	+0,1
4	17,6896	17,6904	17,6907	+0,8	+0,3	+1,1
5	17,9489	17,9488	17,9482	-0,1	-0,6	-0,7
6	18,7580	18,7574	18,7608	-0,6	+3,4	+2,8
7	16,1899	16,1897	16,1910	-0,2	+1,3	+1,1
8	16,8520	16,8515	16,8536	-0,5	+2,1	+1,6
9	17,1952	17,1955	17,1969	+0,3	+1,4	+1,7
10	17,8012	17,8012	17,8030	0	+1,8	+1,8
11	21,4866	21,4866	21,4877	0	+1,1	+1,1
12	22,4549	22,4555	22,4564	+0,6	+0,9	+1,5
13	26,3554	26,4180	26,4345	+62,6	+16,5	+79,1

Teodolitmätningens noggranhet är $\pm$ 0,5 mm. Det är alltså fullt klart att vissa delar av bergklacken rör sig, men hittills observerade rörelser frånsett punkt 13 är av den storleksordningen att de kan tolereras.

Tabell 2 Mikrometermätning

Mät-punkt	Avstånd mellan dubbarna i mm			Differens i mm mellan varje mättillfälle		Total-differens i mm
	1971-07-21	1971-09-15	1972-09-13			
1	54,85	54,84	54,86	-0,01	+0,02	+0,01
2	106,41	106,09	106,13	-0,32	+0,04	-0,28
3	103,86	103,86	103,90	0	+0,04	+0,04
4	103,63	103,55	103,52	-0,08	-0,03	-0,11
5	102,94	102,98	103,26	+0,04	+0,28	+0,32
6	252,50	252,61	253,10	+0,11	+0,49	+0,60
7	149,39	149,47	149,57	+0,08	+0,10	+0,18
8	100,04	100,08	99,95	+0,04	-0,13	-0,09
9	151,70	151,73	151,76	+0,03	+0,03	+0,06
10	158,06	158,09	157,78	+0,03	-0,31	-0,28
11^{I}	157,09	157,11	157,11	+0,02	0	+0,02
11^{II}	162,23	162,25	162,21	+0,02	-0,04	-0,02
12	216,34	216,45	217,10	+0,11	+0,65	+0,76

Mätnoggrannhet vid mikrometermätningen är $\pm$ 0,05 mm. Sprickvidder-nas förändringar är ingenstädes så stor som 1 mm och kan således helt accepteras. I mätpunkt 11 finns två dubbsystem för att kunna täcka spric-mönstret här. I punkt 13 finns enbart den teodolitmätta dubben.

Mätningarna har givit till resultat att tills vidare huvuddelen av berg-klacken tycks röra sig så litet att överhängande fara ej bedöms vara för handen. Beträffande en partiell del omkring mätpunkt 13 tycks rörelserna vara stora och ske ryckvis, då betydligt större rörelse registrerades under den första kortare jämförelseperioden jämfört med den senare långa observationsperioden. Kommer nästa observa-tionsmätning att visa att denna del fortsätter att röra sig i samma takt som hittills, måste problemet att på något sätt kunna ta ned stycket separat lösas.

MEASUREMENT OF MOVEMENTS IN A MOUNTAIN SLOPE BESIDE THE MALMBANAN

SUMMARY

In northern Sweden there is an ore railway, Malmbanan, which goes from Luleå to Narvik in Norway. Where the line passes the mountains between Abisko and Riksgränsen (the border between Sweden and Norway), there has been built some tunnels and snow galleries. However, there are places were rockfall can be expected. At one of these points at Björkstugan there is a part of the mountain which looks very dangerous. It is a rockledge with a volume of about 70 000 m^3 and also a very hard piece of work to remove.

In order to determine how dangerous it is, a system for measuring the movements of the rockledge has been installed.

Using a theodolite the distances from a bench mark to the measuring points are measured with an accuracy of $\pm$ 0,5 mm. The distances between measuring points on each side of cracks are measured with a micrometer. Here the accuracy is $\pm$ 0,05 mm. After more than one year the measured movements are smaller than 3 mm relative to the bench mark (in the theodolite points) and smaller than 1 mm between the points measured with micrometer. However, one point (No 13 see fig. 11) has moved 79,1 mm. Here is a special part of the rockledge, which must be followed very carefully.

SLÄNTDEFORMATIONSMÄTNING MED TRÅDINSPÄNDA MÄTCELLER

Bergsingenjör Imre Hansági, LKAB, Kiruna

Att övervaka sluttningarnas bergstabilitet är en viktig uppgift inte bara vid vägbyggen och i dagbrott, utan även i de flesta underjordsgruvorna.

De flesta underjordsbrytningarna föregås nämligen med dagbrott och därmed bildas ibland höga frigjorda bergväggar (liggväggar). Det är även vanligast att underjordsgruvans viktigaste anläggningar utförs i malmkroppens liggvägg. Anläggningarna - uppfordringsschakt, krosstationer och huvudtransportvägar - är dyra investeringsobjekt och ev. ostabilitetsföreteelser - skadliga deformationer i berg - kan leda till katastrofala följder.

För att åstadkomma effektiv ventilation på brytningsplatserna måste ventilationsschakten ligga tämligen nära malmkroppen, dvs ej långt inne i liggväggen. Vissa ventilationsschakt måste dessutom ha kommunikation till dagen för friskluftintag eller evakuering.

Bild 1 visar en principskiss i form av en vertikal tvärsektion i Kiirunavaara. Hängväggsrasmassorna ligger f n ca 300 m djupare än Kiirunavaaras topp, vilket innebär att den ca 300 m höga liggväggen är utsatt för atmosfäriska påkänningar (frostskador, vittringar m m), vilka försämrar liggväggsstabiliteten.

Det finns olika metoder för att få kännedom om när bergrörelser, rättare sagt bergdeformationer, uppträder.

De flesta av metoderna är emellertid ganska invecklade, t o m laboratoriemässiga, med andra ord är de svåranvändbara under driftmässiga förhållanden. Mätmetoderna inskränkes ofta i tämligen små observationsområden (t ex ett borrhål) och därmed kan mätningsresultatens överföring till praktisk användning bli svår.

Den metod som infördes under 1972 i Kiruna är en kombination av axiella mätcellens och inspända trådars princip. Den axiella mätcellen används för indikering av spänningsändringarna. För att hålla större bergpartier under uppsikt infästes mätcellen mellan två ingjutna bultar med hjälp av temperaturokänsliga invartrådar. De valda avstånden mellan bultarna utgör ca 3 - 8 m. Bild 2 visar mätningsprincipen. Bild 3 visar den modifierade axiella mätcellen och Bild 4 två monterade mätceller på orttak. Minst två mätceller monterades alltid mellan två ingjutna bultar och därmed kan man hålla ett större bergparti - - ca 10 m - under kontroll från ett avläsningsställe. Det finns givetvis inget hinder att förlänga sladdarna och avläsa mätcellernas utslag på längre bortliggande och ev säkrare ställen.

Mätcellerna kalibrerades noggrant före insättning i lab. Det är klart att mätcellens stålring utsattes inte bara för längdändringar, utan även vissa ringdeformationer och därmed blir kalibreringskurvans början och den för mycket hög belastning utsatta högra delen inte rak, dvs ej linjärt proportionell med belastningsändringen. Så höga belastningar kan emellertid aldrig förekomma, eftersom invartråden brister eller berget rasar innan dess. Detta innebär att man kan använda kalibreringskurvans rakområde under förutsättning att mätcellen utsättes för en viss förspänning (ca 1 MPa, dvs 10 kp/cm^2) vid montering.

Mätningarna började i maj 1972. Bilderna 5 och 6 visar mätningsresultat på två mätställen. Avläsningarna skedde i mikrostrain och värdena omräknades - med hjälp av kalibreringen - till MPa på diagrammen.

Mätcellens ring består av stål, som har en bredd av 8 mm och en tjocklek av 0,8 mm. Den yttre ringdiametern är 36,6 mm. Mätcellens Gauge-faktor är 2,08. Ovanstående betyder att stålringen utsätts vid varje kg belastning för en spänningsökning av 0,78 MPa. På stålringens yttre och inre sida finns två-två trådtöjningsgivare monterade.

Bild 5 visar de erhållna mätvärdena på en mätningsplats i gruvan. Man kan avläsa ur diagrammet att mätningssystemet (mätcell och tråd) efter en viss stabiliseringstid (juni månad) visade en ständig spänningsökning som pågår även idag. Spänningsökningen på mätcellen utgjorde under andra halvåret 1972 inte mindre än ca 1 MPa (ca 160 kp/cm^2). Det är självklart att inte bara mätcellen utan även invartråden utsätts för deformationer och hela systemet visar avståndsändringens storlek mellan de insatta bultarna.

Invartrådens data är:

diameter: 0,5 mm
area (a): 0,196 mm^2
E-modul: 200 000 MPa

Bultarnas avstånd (l) från varandra motsvarar invartrådens och mätcellens totala längd. Mätcellens och invartrådens specifika förlängningar är givetvis olika. Förhållandet mellan mätcellens längd och dess mycket liten förlängning mot invartrådens långa längd och dess relativt mycket stora förlängning tillåter emellertid att bultarnas avstånd kan betraktas som "trådlängd" (l), som utgör 2,85 m enligt bild 5.

Kraften, som förorsakar förlängningen, beräknas med hjälp av den avlästa töjningens storlek på mätcellen. Det framkom vid kalibreringen att varje 10 N belastningskraft ger 0,78 MPa spänning på mätcellen. 16 MPa spänning motsvarar alltså en belastningskraft (P) av 205 N.

Enligt Hookes lag erhålls den totala förlängningen (δ) av invartråd-mätcellsystem med hjälp av välkända formeln:

$$\delta = \frac{P \cdot l}{E \cdot A} = \frac{205 \cdot 2{,}85}{2 \cdot 10^{11} \cdot 196{,}10^{-9}} = \underline{1{,}49 \text{ cm}}$$

Bergartens E-modul utgör ca 80 000 MPa. Om man gör ett teoretiskt försök att uträkna den uppstående dragspänningen erhålles för dragspänningen 420 MPa (4 200 kp/cm^2), som givetvis är nonsens, men den bevisar att bergartens brottgräns skenbart överskreds mångfaldigt, dvs hållfasthetslärans lagar gäller inte längre. Berget kan alltså inte betraktas som "homogent och isotropt material som fullständigt utfyller halvrummet" enligt bergmekanikens grundförutsättning, utan som en sprickrik bergmassa som hålls ihop dels av styckenas inre krafter (kohesion), dels av friktionskrafter mellan styckytorna.

Mätningen bevisar att bergpartiet är i ständig rörelse och det kan sönderfalla, när friktionskrafterna besegras av gravitations- och ev andra krafter. Detta innebär att bergets sönderfallning, efter överskridande av dess elastiska hållfasthet, beror endast på bergets tektoniska egenskaper, dvs slagfrekvens, slagytornas stupningsvinkel, slagytornas ytbeskaffenhet och fyllnadsmaterialets art i sprickorna.

Bild 6 visar mätningarna på ett annat ställe. Den beräknade avståndsändringen (δ) mellan bultarna utgör ca $\pm$ 0,0003 cm, dvs bergpartiet står praktiskt taget stilla och de små rörelserna ligger inom ramen av bergets elastiska egenskaper. De uträknade max. dragspänningarna i berg utgör ca 2-3 MPa (20-30 kp/cm^2) med andra ord ligger de djupt under bergartens brottgräns, som ligger omkring 15 MPa.

Temperaturmätningarna utfördes även samtidigt med avläsningarna. Man kunde emellertid inte konstatera temperaturvariationernas påverkningar på mätningsresultat, dvs invartråden verkade faktiskt temperaturokänslig.

Avslutningsvis kan man fastslå att den i Kiruna införda metoden visar sig vara välanvändbar i praktiken under driftmässiga förhållanden och de trådinspända mätcellerna indikerar mycket pålitligt de inträffade bergrörelserna. Med hjälp av mätningarna kan man hålla bergpartiernas stabilitet under en pålitlig kontroll.

Bild 1

Vertikal tvärsnitt över Kiirunavaara
(Principskiss)

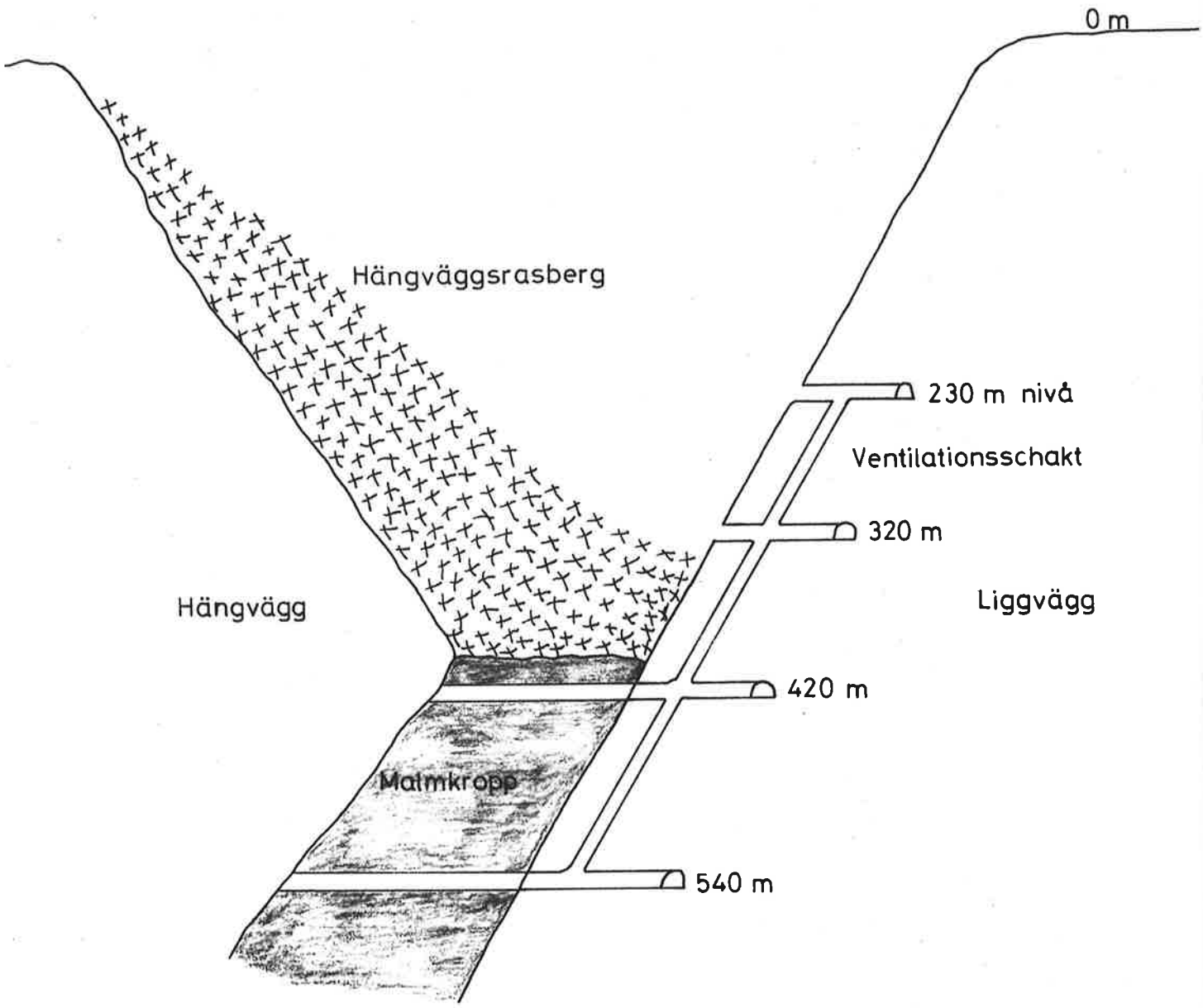
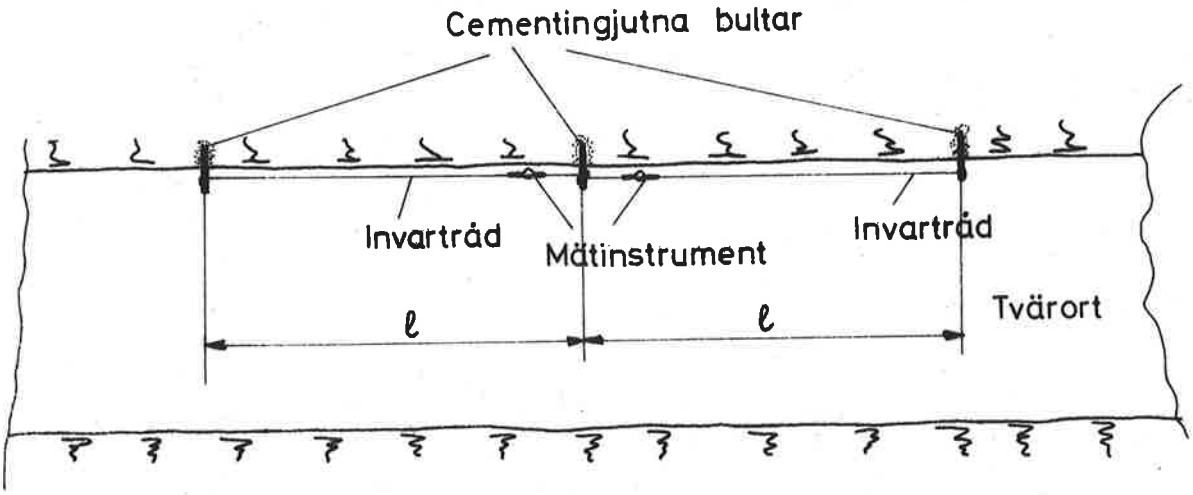


Bild 2

Deformationsmätning



Mätinstrument

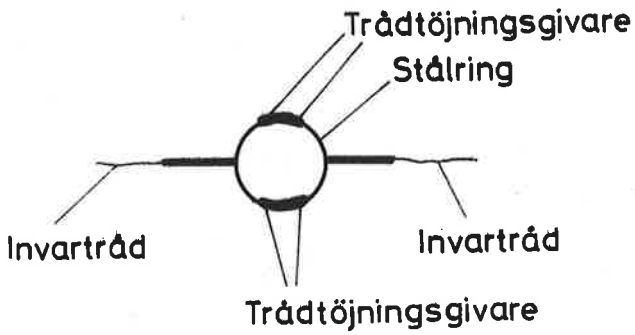


Bild 3

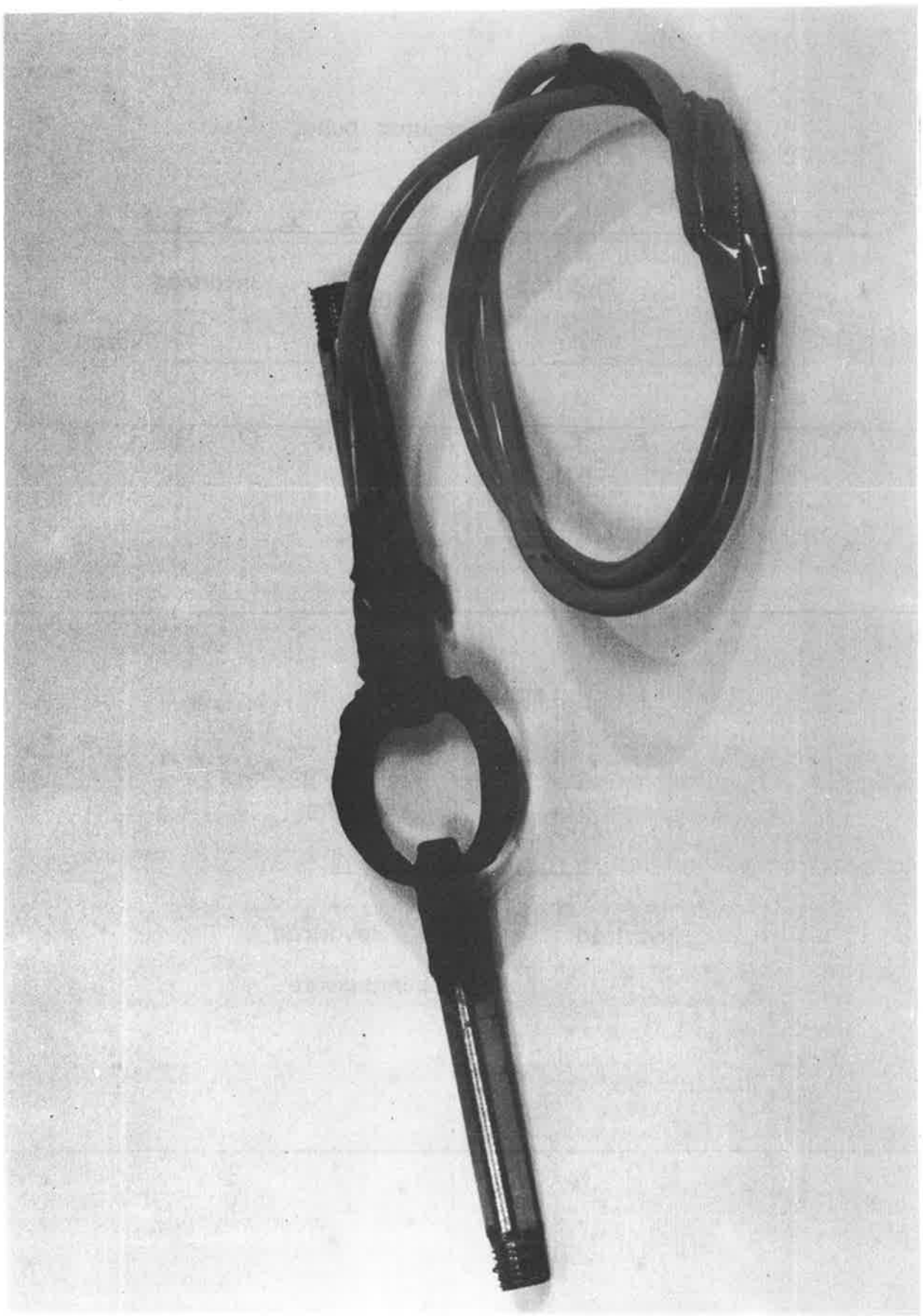
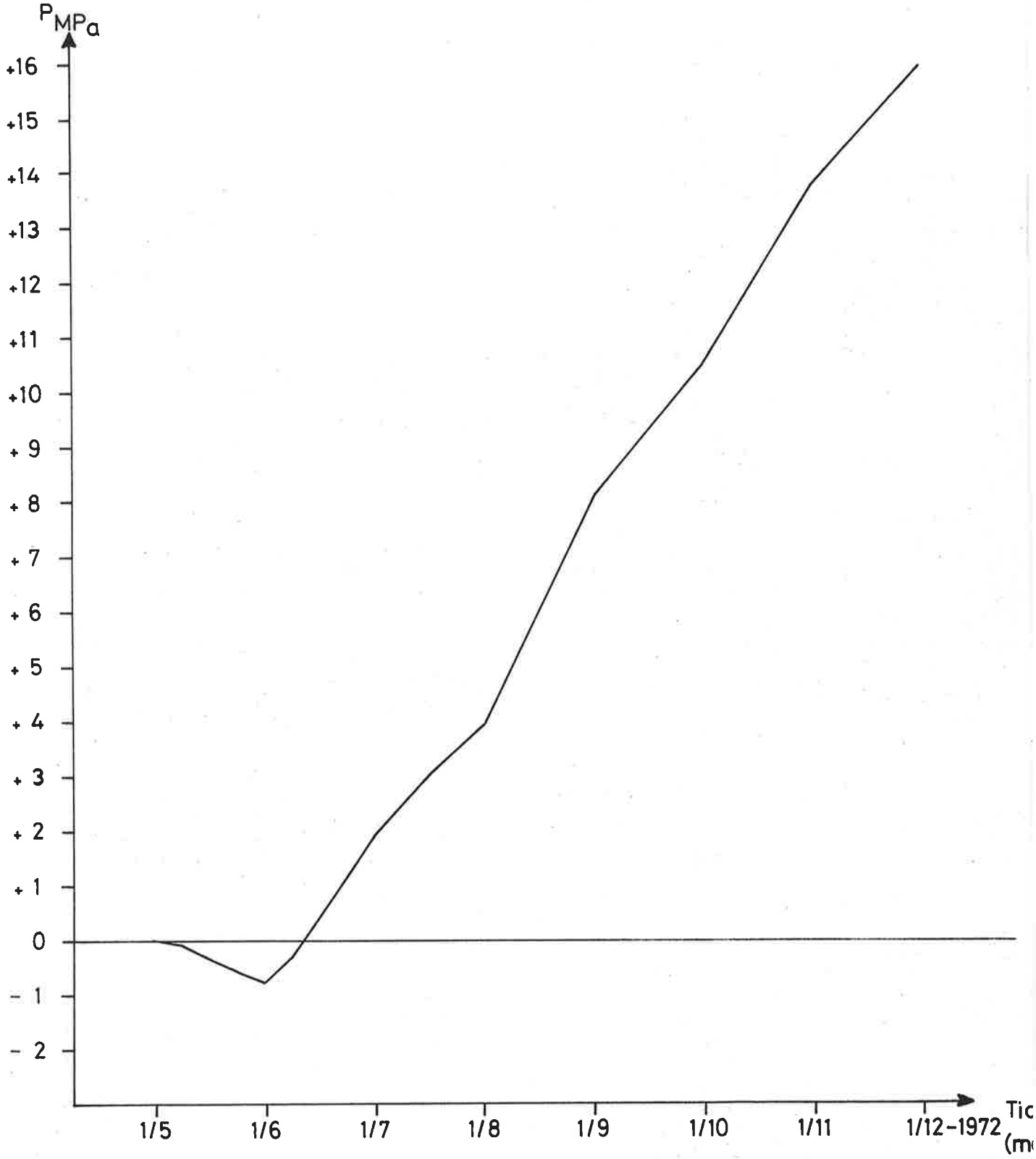


Bild 4



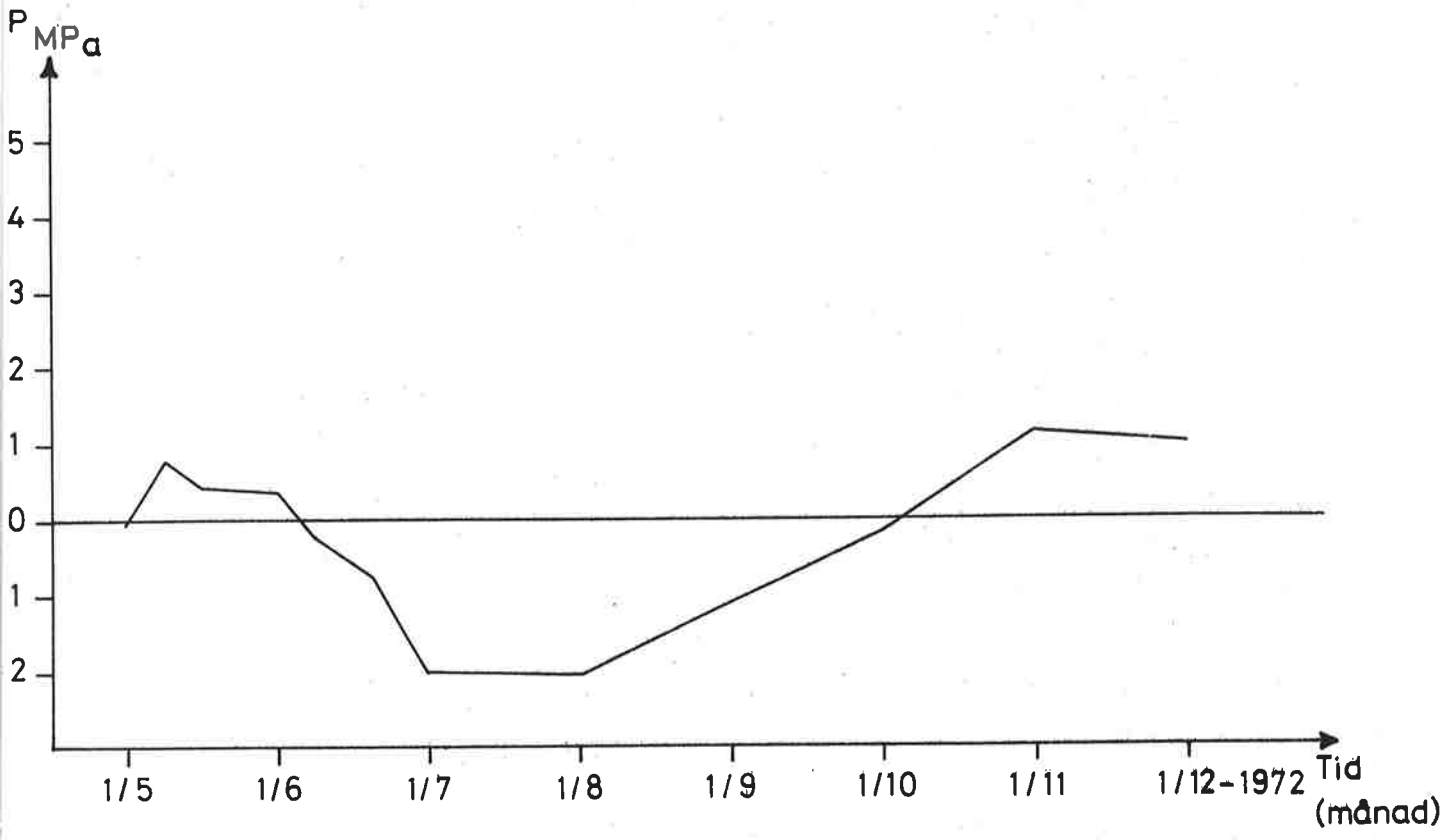
Mätplats Y30 avv 230 Bild 5
Mätcell: KTH-Ax-Mod nr 4
Bultarnas avstånd: 2,85 m



P - spänningsändring på mätcellen i MPa (+ökning, -minskning)

Bild 6

Mätplats Y26 avv 230
Mätcell: KTH-Ax-Mod nr 4
Bultarnas avstånd: 7,13 m



P - spänningsändring på mätcellen (+ökning, - minskning)

COREMAP - ETT DATASYSTEM FÖR INSAMLING, LAGRING OCH BEARBETNING AV BORRKÄRNSDATA

Fil.lic. T Ekström, Geologiska inst., Uppsala universitet
Ing. Å Wirstam, Boliden AB, Boliden

I samband med prospektering, gruvdrift, grundundersökningar etc borras och arkiveras årligen ett mycket stort antal kärnor. Såväl diamantborrningarna som åtföljande bearbetning drar stora kostnader och det är därför angeläget att maximal information fås från varje kärna samt att dessa data utnyttjas optimalt. Geologiska, fysikaliska och kemiska data bildar mycket snabbt ett ohanterligt material för konventionell bearbetning. Modern datateknik erbjuder emellertid goda möjligheter att lagra och bearbeta stora mängder information till rimlig kostnad.

Mot denna bakgrund tillsatte Gruvforskningen 1971 en arbetskommitté för att utveckla ett dataprogram för insamling, lagring och bearbetning av borrkärnsdata. I kommittén har deltagit ingenjör Å Wirstam, Boliden AB, avd.direktör C-A Nilsson, SGU samt fil.lic. T Ekström, Geologiska inst., Uppsala universitet. Det omfattande programmeringsarbetet har utförts av Lars-Elve Larsson vid Uppsala Datacentral, medan STU har ställt erforderliga medel till förfogande.

Det här presenterade datasystemet kallas COREMAP och dess principiella uppbyggnad framgår av figur 1. Vänstra delen av figuren visar insamlingen av data, den mellersta lagringen och slutligen den högra själva bearbetningen.

INSAMLING OCH LAGRING AV DATA

Insamling och registrering av data sker på ett antal standardblanketter, som hittills omfattar:

1 Allmänna borrkärnsdata
2 Geologiska borrkärnsdata - petrografi
3 Geologiska borrkärnsdata - tektonik
4 Allmänna kemiska borrkärnsdata
5 Kemiska borrkärnsdata
6 Sprickdata
7 Avvikelsedata

Gemensamt för alla blankettyper är att de inleds med en s k identifikation som består av numret för respektive blankettslag, en platskod om tre bokstäver samt borrhålsnumret. Till detta kommer oftast också ett sektionsnummer. Den insamlade informationen skrivs antingen i klartext på blanketterna eller kodas. De olika koderna finns antingen tryckta direkt på blanketterna eller i speciella nycklar.

Blanketten för allmänna borrkärnsdata upptar sådana parametrar som borrhålets koordinater, riktning och lutning, längd, diameter etc. När det gäller den rent geologiska karteringen användes i stor utsträckning samma parametrar och terminologi som i fältkarteringssystemet GEOMAP (Berner et al 1971; 1972). Härigenom möjliggörs en framtida samkörning mellan de bägge systemen, vilket kan vara speciellt värdefullt vid prospektering.

Kemisk information registreras på två typer av blanketter. Den första som omfattar allmänna kemiska borrkärnsdata, såsom lab nr, analyserade element, analysmetoder etc ifylles endast av respektive laboratorium. Den andra blankettypen användes av geologen som beställningssedel till laboratoriet, som sedan för in analysdata på denna.

I COREMAP ingår också en blankett för sprickdata som visas i figur 2. Denna inleds med blankettyp, platskod, borrhålsnummer varpå följer sektionslängd i meter, kärndiameter i mm samt kartörens initialer. Varje sektion som karteras får ett löpnummer och dessutom anges slutet på sektionen i rutorna 26- 29. Sprickkarteringen tillgår så att man mäter varje hel kärnbit i cm. Längden av första biten skrivs högerjusterat i rutorna 30 - 33 osv. I den första av de tre rutorna kan man genom en speciell kod uppge om kärnan är krossad, om kärnförlust föreligger, antalet lerskölar etc. Även om denna karteringsprincip är något tidsödande ger den en mycket noggrann beskrivning av kärnan.

Att känna till borrhålets krökning eller avvikelse är av fundamental betydelse när det gäller att fastställa malmgränser, skölzoner etc. Resultatet av en eventuell krökningsmätning registreras på blankettyp 7, varefter datorn räknar ut de exakta koordinaterna för mätpunkterna. Det är dessa värden som användes vid den fortsatta bearbetningen av materialet.

Information som har anknytning men inte täcks av ovan beskrivna blanketter kan tillföras COREMAP i form av kommentarer. Dessa skrivs i klartext och kan dessutom databehandlas om de förses med en viss referenskod.

En av de bärande principerna i COREMAP är att systemet gjorts påbyggbart. Data från nya mätmetoder på borrkärnor och i borrhål kan därför tillföras systemet i framtiden. En annan viktig synpunkt är att COREMAP även kan användas i orter, schakt etc för att komplettera kärndata.

Den enda blankettyp som är obligatorisk är nr 1, allmänna borrkärnsdata. Denna kan sedan kombineras med vilken eller vilka av övriga blanketter. Om man t ex enbart vill registrera analysdata används blanketterna 1, 4 och 5. De geologiska blanketterna omfattar en rad parametrar som torde ha mycket begränsad aktualitet vid rutinkartering. Det står därför varje

avnämare fritt att förenkla blanketterna, dvs extrahera de parametrar som är av intresse. Vid en sådan förenkling måste dock den ursprungliga numreringen bibehållas.

Den insamlade informationen stansas på hålkort och testas med hjälp av ett speciellt felsökningsprogram. Efter upprättningen lagras data på magnetband.

BEARBETNING AV DATA

COREMAP utför för närvarande tre typer av bearbetning, nämligen utskrifter av protokoll, speciallistning och plottning.

1 Utskrifter av protokoll

Alla de data som registreras på insamlingsblanketterna avkodas och skrivs ut i protokollet. Exempel på ett geologiprotokoll ges i figur 3, där informationen har tagits från blankettyperna 1-3. Alla protokoll inleds med allmänna borrkärnsdata. Härefter följer i geologiprotokollet början och slutet på den karterade sektionen. Under rubriken objekt betyder A och B att prov tagits för kemisk respektive bergmekanisk analys. Den geologiska beskrivningen inleds med huvudbergarten följd av struktur, färg, kornstorlek, textur, mineralogi etc. Eventuella tektoniska mätningar redovisas sist. Det kan t ex vara orienteringen av skiffrigheten kontra kärnaxeln, förekomsten av en krosszon eller en kärnförlust.

I det s k berghållfasthetsprotokollet i figur 4 redovisas bl a krossad kärna i cm (KR), antalet slag, C-faktorn (Hansagi, 1972) samt bergartsnamnet. Kompletterande provtryckning ger sedan underlag för uträkning av berghållfastheten.

Motsvarande protokoll för kemiska och avvikelsedata ingår också i COREMAP.

2 Speciallistning

Att manuellt leta fram speciella borrkärnsuppgifter är ofta mycket tidsödande och därmed oekonomiskt. I COREMAP ingår

därför en specialrutin för listning av valfri eller valfria parametrar. Principen för denna speciallistning framgår bäst av några praktiska exempel. Antag att vi vill veta samtliga sektioner som har en silverhalt större än 10 g/t från en viss fyndighet, i detta fall Kedträsk. Genom några enkla instruktioner till datorn erhålles följande lista:

PLATS: KEDTRÄSK. SEKTIONER MED AG > 10 G/T

BHNR	SEKTNR	FRÅN	TILL	AG
125G	1008	3.3	6.3	46.00
125G	1011	9.6	10.3	45.00
126G	1014	2.5	5.6	26.00
126G	1015	5.6	6.2	11.00
126G	1016	6.2	7.3	44.00
127G	1020	2.7	3.9	19.00
127G	1021	3.9	4.6	12.00

I ett annat fall önskar man veta var prov tagits för bergmekanisk analys.

Svaret i detta fall blir:

PLATS: KEDTRÄSK. BERGMEK: ANALYS

BHNR	FRÅN	TILL
125G	0.0	1.6
125G	6.3	9.2
126G	0.0	2.4
126G	2.4	5.6
126G	7.7	12.6
126G	12.6	15.4
127G	4.6	8.2
159G	0.0	4.2
160G	0.0	1.0
160G	1.4	2.1
160G	2.4	3.1

Speciallistningen är en snabb och billig metod att ta fram önskad information ur ett stort material.

3 Plottning

Plottningsprogrammen som ingår i COREMAP omfattar hittills:

a) Avvikelseplott i horisontal- och vertikalled
b) Horisontalkarta för branta borrhål
c) Horisontalkarta för flacka borrhål
d) Vertikalkarta för tvär- och längsprofiler

I avvikelseplottarna markeras endast borrhålets början och slut samt de enskilda mätpunkterna. Datorn väljer själv skala så att hela borrhålet får plats på A-4 format.

I övriga plottar väljer man själv skala och startkoordinater. Kartorna inleds alltid med typ av plott, varpå följer kartblad, platskod, valfritt element, eventuell koordinat samt ett skalstreck. Det plottade området är kvadratiskt och maximalt 50 x 50 cm. Varje borrhål inleds med en cirkel och borrhålsnumret, medan en triangel markerar slutpunkten.

Horisontalkartan (branta borrhål) visar borrhål från en bestämd Z-koordinat, där storleken på xy-planet beror på den skala man väljer. Med branta borrhål avses här sådana som bildar mer än 10° lutning med Z-planet. Förutom borrhålsnumret plottas också ett valfritt kemiskt element. I samband med all plottning beaktas borrhålens avvikelser.

I t ex gruvor borras ofta nära nog horisontella hål för att fastställa exakta malmgränser etc. I dessa fall är man inte intresserad av borrhålens skärning med en viss Z-koordinat, utan vill ha borrhålen projicerade mot detta plan. Horisontalkartan för flacka borrhål uppfyller detta krav, och ett exempel på en sådan karta visas i figur 5. Borrhålen som lutar (upp eller ned) med några få grader har projicerats mot z = 280.0 m. Längden av de analyserade sektionerna är markerade med snedstreck och Zn-halten har plottats vinkelrätt mot borrhålen. Borrhålet 170 F är fingerat och följer en ortvägg, och knackprov utgör här underlag för den kemiska analysen. Detta är ett exempel på att COREMAP inte enbart går att använda på borrkärnor.

Den mest avancerade plottningsrutinen ritar tvär- och längsprofiler av borrhålen. Detta tillgår på så sätt att man definierar en skiva, och alla borrhål som med någon del passerar genom denna kommer att projiceras mot önskat xz- eller yz-plan. Exempelvis Y = 1400 ± 20 m innebär att alla borrhål med y-koordinater från 1380 till 1420 kommer att projiceras mot Y = 1400. Storleken av xz-planet bestäms sedan av den skala man väljer. Ett exempel på en sådan vertikalkarta visas i figur 6. Delar av två borrhål har här projicerats mot Y = 1250.0 samtidigt som hänsyn tagits till borrhålens avvikelse. Början och slutet av analyserade sektioner är markerade med tvärstreck och i detta fall har den aktuella Cu-halten plottats. Sektionslängderna är också korrigerade med hänsyn till borrhålens projektion. Om malmens strykning inte är nära nog parallell med X- eller Y-axeln erhålls ett projektionsfel som blir större ju mera avlägset borrhålet är från projektionsplanet. Detta kan kompenseras i COREMAP genom att man för datorn uppger stryknings- och fältstupningsvinklarna.

Sammanfattning

Ett datasystem för insamling, lagring och bearbetning av borrkärnsdata har utvecklats. Systemet som kallas COREMAP är påbyggbart och omfattar hittills allmänna, geologiska, kemiska, sprick- och avvikelsedata. COREMAP går även att använda i orter, borrhål, dagbrott etc. Datorn skriver ut avkodade protokoll, listar valfri eller valfria parametrar, plottar borrhålens avvikelser samt ritar horisontal- eller vertikalkartor från önskade nivåer eller profiler. Längden av de analyserade sektionerna markeras även på de plottade kartorna och ett valfritt element skrivs ut vinkelrätt mot borrhålet.

Summary

COREMAP is a computer-based system for recording, storage and retrieval of data from drill-cores and bore-holes. It is possible to computerize general bore-hole data, geological, chemical, together with joint and drilling core deviation data. COREMAP also accepts additional information. The output consists of decoded data sheets, special lists of any parameter or parameters and different plotted maps. The plots include the drilling core deviation, horizontal and profile maps. It is also possible to plot the position of the analysed core sections together with one chemical element.

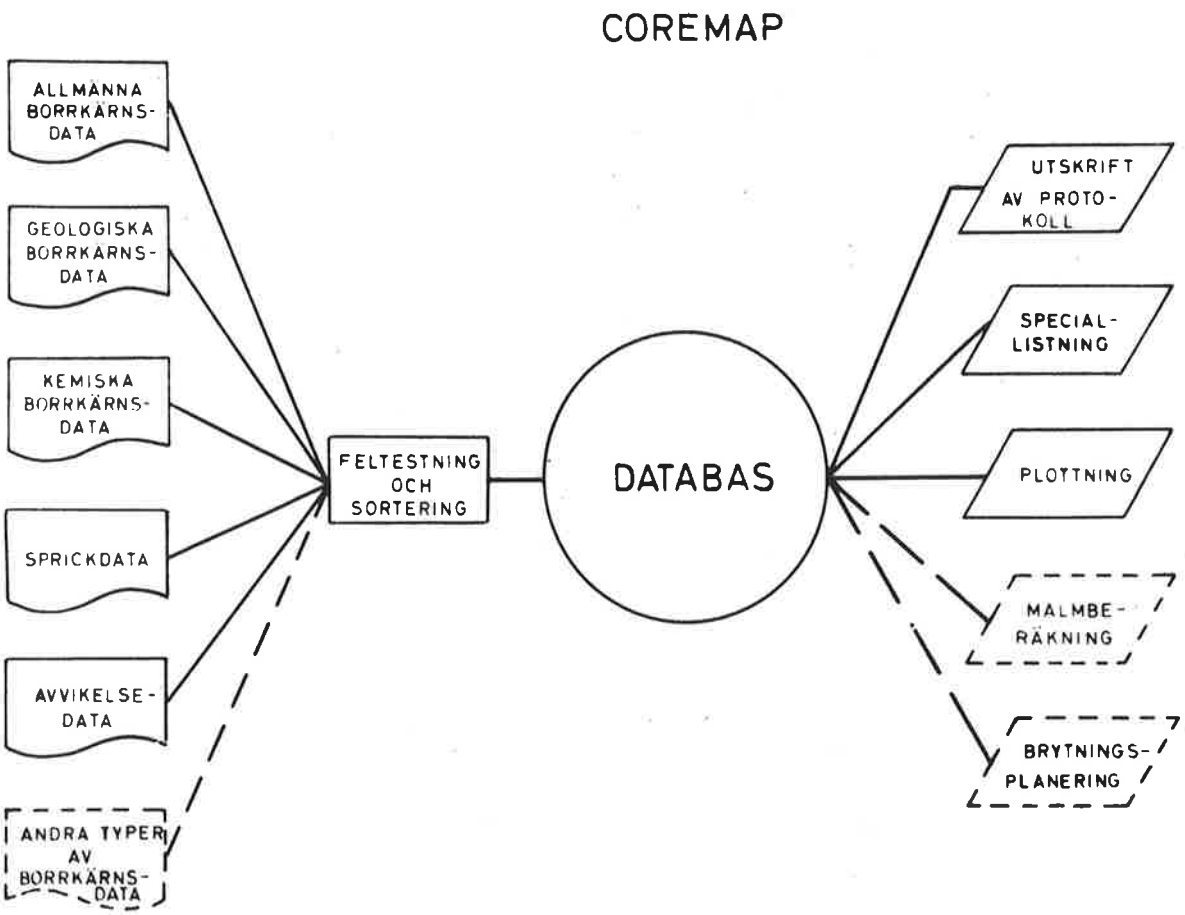
Litteratur:

Berner H
: Data storage and processing in geological mapping.

Ekström T
Lilljequist R
och Wikström A
: I. Field data sheet. II. Data file. GFF, vol. 93, p, 85-101 resp 693-705. 1971.

Berner H
Ekström T
Lundin S-E
och Stephansson O
: ADB-system för geodata. IVA-rapport 45, p 243-257. 1972

Hansagi I:
Överensstämmelser mellan berghållfasthetsundersökningarnas resultat och det verkliga förhållandet i Kiruna. IVA-rapport 45, p 15-22. 1972.



Figur 1 Datasystemet COREMAP:s principiella uppbyggnad.
The general design of the data system.

COREMAP

SPRICKDATA

BLANKETTYP	PLATSKOD	BORRHÅLSNUMMER	SEKT.LÄNGD	KÄRNDIAM.	KARTÖR
6					
6 – 8	10	12 – 14 – 16		18	20

SEKT.NR	SLUTAR VID	KÄRNBITSLÄNGDER I CM (max 17 bitar per kort)																
22 – 25	26 – 29	30	33	36	39	42	45	48	51	54	57	60	63	66	69	72	75	78

Figur 2 Blanketten för sprickdata.
Input document for recording joint data.

GECLOGIPROTOKOLL

KARTBLAD 23J2I	PLATS KED	BHNR 160G
NIVÅ 280	PROFIL 164	BAS GRUVKOORD.
KOORD X = 1405.2	Y = 1639.9	Z = 279.7
RIKTNING I C 197.3	LUTNING .0	
BHDIAMETER I MM 36	BHLÄNGD 16.4	
BH PÅBÖRJAT AUG 70	BH AVSLUTAT AUG 70	
KARTÖR ÅW	KÄRNAN ARKIVERAD	

++

FRÅN -	TILL	OBJEKT	BESKRIVNING
.0 -	1.0	A,B	FES2 - MALM(93A),MASSFORMIG,0.3-1.0 MM, JÄMNKORNIG,PYRIT,70 PR.,ZINKBLÄNDE, STARK IMPREG.,KOPPARKIS,SPÅR
1.0 -	1.4	A	SERICITKVARTSIT(91A),FÖRSKIFFRAD,GRÅ(75), 0.05-0.3 MM,JÄMNKORNIG,ANDALUSIT, KANTIGA LIKSIDIGA,2-5 MM,10%,PYRIT, STARK IMPREG.
1.4 -	2.1	A,B	FES2 - MALM(93A),MASSFORMIG,OJÄMNKORNIG, PYRIT,60 PR.,ZINKBLÄNDE,IMPREG., KOPPARKIS,IMPREG.,SERICITKVARTSIT(91A), 20-30 %
2.1 -	2.4	A	SERICITKVARTSIT(91A),SVAGT FÖRSKIFFRAD, ANDALUSIT,KANTIGA LIKSIDIGA,2-5 MM,10%, PYRIT,NÅGOT
2.4 -	3.1	A,B	FES2 - MALM(93A), HETEROGENT SKIKTAD (S-YTA),OJÄMNKORNIG, PYRIT,60 PR.,ZINKBLÄNDE,IMPREG., KOPPARKIS,SPÅR
3.1 -	5.3	A	SERICITKVARTSIT(91A),FÖRSKIFFRAD, LJUST GRÅ(76),PYRIT,30 PR.
5.3 -	6.5		SERICITKVARTSIT(91A),FÖRSKIFFRAD, LJUST GRÅ(76)
6.5 -	9.4		TUFFIT(92A),SVAGT FÖRSKIFFRAD, LJUST GRÅ(76)
9.4 -	16.4		SERICITKVARTSIT(91A),FÖRSKIFFRAD, LJUST GRÅ(76) S-YTA,65

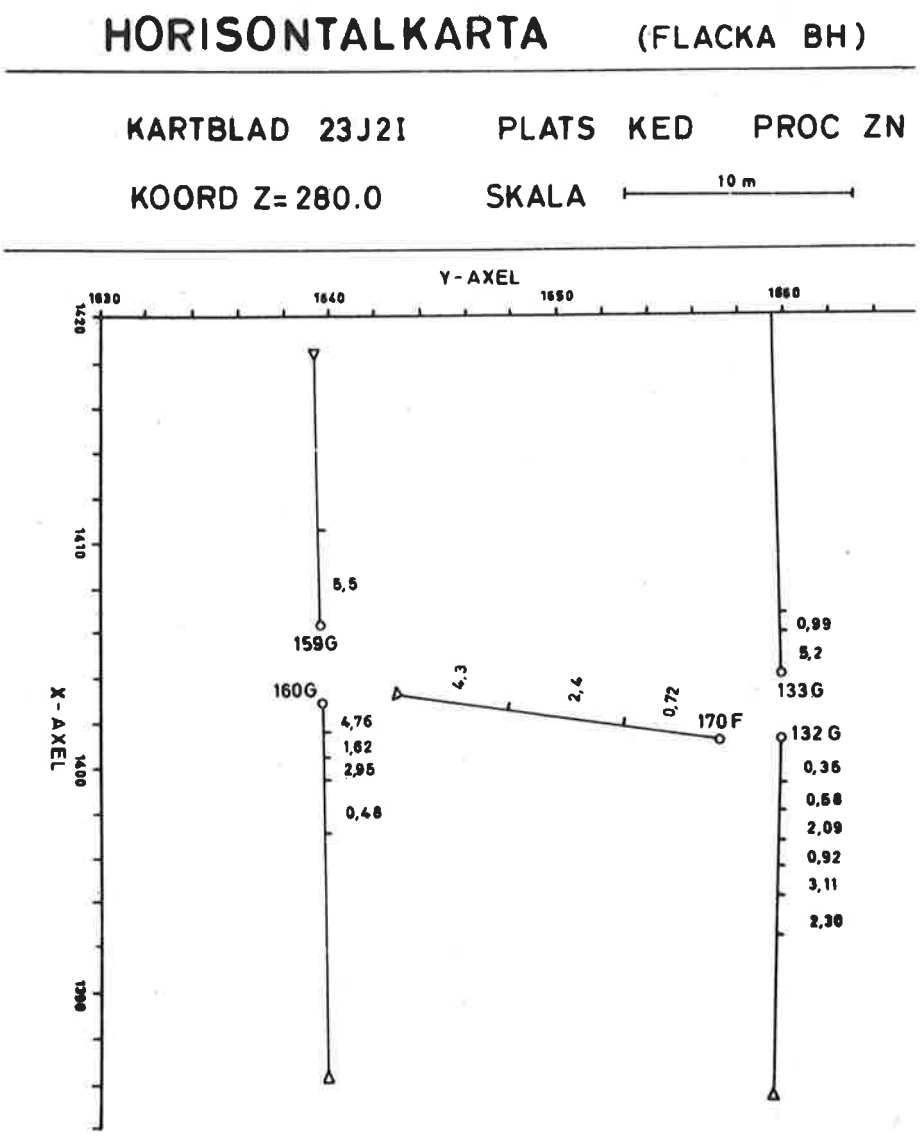
Figur 3 Utskrift av geologiprotokoll från Kedträsk.
List of geological data from the Kedträsk mine.

BERGHÅLLFASTHETSPROTOKOLL

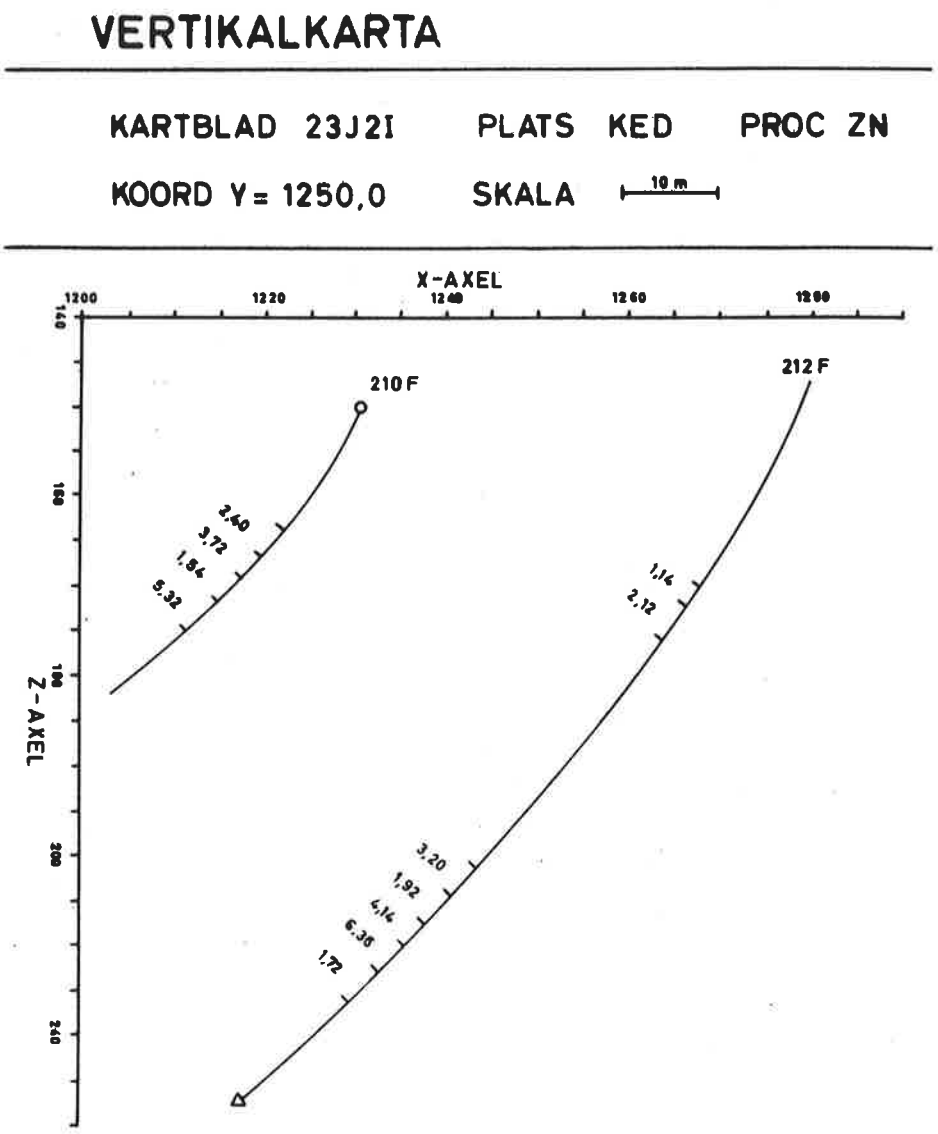
KARTBLAD 23J2I PLATS KED BHNR 125G
NIVÅ 220 PROFIL 164 BAS GRUVKOORD.
KOORD X = 1436.3 Y = 1639.9 Z = 219.5
RIKTNING I C .4 LUTNING -1.8
ANM SCINT GAV NEGATIVT RESULTAT

SNR	FRÅN - TILL	SL M	KD MM	NN	KR CM	SKÖL CM	PS CM	KF CM	SLAG	C-FAKTOR	BERGART 1	BERGHÅLLFASTHET
1	0 - 1	1	22	TE	0	0	0	0	14	0.44	FES2 - MALM(93A)	
2	1 - 2	1	22	TE	0	0	0	0	14	0.43	FES2 - MALM(93A)	
3	2 - 3	1	22	TE	0	0	0	0	12	0.46	SERICITKVARTSIT(91A)	
4	3 - 4	1	22	TE	0	0	0	0	7	0.51	FES2 - MALM(93A)	
5	4 - 5	1	22	TE	0	0	0	0	7	0.51	SERICITKVARTSIT(91A)	
6	5 - 6	1	22	TE	16	0	0	0	7	0.40	SERICITKVARTSIT(91A)	
7	6 - 7	1	22	TE	0	0	0	0	6	0.53	SERICITKVARTSIT(91A)	
8	7 - 8	1	22	TE	0	0	0	0	9	0.50	FES2 - MALM(93A)	
9	8 - 9	1	22	TE	0	0	0	0	6	0.52	FES2 - MALM(93A)	
10	9 - 10	1	22	TE	0	0	0	0	8	0.44	FES2 - MALM(93A)	
11	10 - 11	1	22	TE	15	0	0	0	8	0.40	FES2 - MALM(93A)	
12	11 - 12	1	22	TE	0	0	0	0	3	0.59	TUFFIT(92A)	
13	12 - 13	1	22	TE	0	0	0	0	0	0.31	SERICITKVARTSIT(91A)	

Figur 4 Utskrift av sprickdata.
List of joint data.



Figur 5 Plottad horisontalkarta från Kedträsk.
Computer plotted map from a level of the Kedträsk mine.



Figur 6 Tvärprofil av två plottade borrhål från Kedträsk.
A computer plotted cross-section from the Kedträsk mine.

ALLMÄN DISKUSSION

Tor Hagerman: När man talar om de här olika karteringsförfarandena som bl a ingenjör Olle Dahlin presenterade från Vattenbyggnadsbyråns arbete, så erinrar jag mig, att där har man ju just den allra enklaste typen av bergklassificering som jag på min tid 1969 föreslog att man borde ha med som ett första steg i utbyggnaden av detta.

Det finns andra synpunkter på den där klassificeringen som kan bli ytterst aktuella i det här sammanhanget, nämligen de av ingenjör Laufer framlagda idéerna om hållbarheten för taket i tunnlarna. Han bedömer hållbarheten från en sekund och upp till år eller någonting sådant och ger en klassificering på detta. Det är ju särskilt intressant när man berör frågan om hur man skall göra med taket i de höga rummen som Morfeldt talade om. Om vi sitter i ett katastrofläge är det försvarligt att till skydd göra vad som helst, t ex att spruta omedelbart. Allra helst i ett sådant sammanhang, där man genast skall driva vidare och man har stora svårigheter. Är det däremot fråga om ett sådant byggnadsarbete, där man skall fortsätta och gå ner på djupet och där det handlar om så ytterst delikata frågor som taket i 30-40 m högt rum, då är det väl självklart att, även om man sitter i ett svårt läge, skall nödvändiga anteckningar göras om hur berget har varit där. Jag tror inte man skall misströsta om att en sådan opinion kommer att kunna göra sig gällande i det här sammanhanget. Däremot är det ju annorlunda när det gäller smärre tunnlar och enklare arbeten, då är det ju på det sättet att man borde få noterad en lättfattlig bedömning av berget före förstärkningen av härför instruerad personal på arbetsplatsen.

Jag talade med K J Sundqvist på Vattenbyggnadsbyrån om den här saken, och han säger att problemet är ju att arbetarna

har ackord och man måste komma fort fram och det är kanske alldeles hopplöst att komma vidare utan att ha den trygghets-operationen som just det här sprutningsförfarandet innebär. Jag vet av erfarenhet i andra sammanhang, att det är mycket besvärligt att komma förbi denna "mur", men jag menar, att det måste väl på något sätt finnas en lösning härför och jag skulle vilja sluta med att säga att jag verkligen är glad åt Vattenbyggnadsbyråns arbeten, upplagda med den här mycket enkla karteringen, som ingenjör Dahlin framhållit. Jag tror att det är ett steg i rätt riktning och att denna början borde man försöka på alla håll att ta upp och verkligen acceptera. Då är vi inne på ett första klassificeringsarbete och då har det verkligen hänt någonting.

Sten Brännfors: Jag skall försöka komplettera de uttalanden som konsulter och bergmästare givit med entreprenörernas syn på denna fråga. Det är kanske bra att först påminna om, vad Rova mycket riktigt sa, att det grundläggande är att det är arbetsledningen som tillsammans med arbetstagaren har ansvaret för säkerheten och när vi nu talar om de stora oljerummen så betyder det i praktiken i Sverige att i många stora bergrum vilar ansvaret för säkerhetsfrågor på entreprenörer. Då beror problemställningen mycket på betalningsformen, där har man fyra principiellt olika former. Man har totalentreprenad inkluderande förstärkning och då är problemet enklare, därför att såväl säkerhetsansvaret som kostnadsfrågan vilar på samma part, nämligen entreprenören. Det kan ju ha andra nackdelar som jag förmodar Knubb syftade på, men det kan vi hoppa över så länge. Sedan har vi totalentreprenader exkl. förstärkningar, och vi har vanliga masskontrakt. I båda dessa former är alltså inbyggt en konflikt på det sättet, att entreprenören som har ansvar för säkerheten inte dirigerar kostnadsfrågan, utan han får lov att lägga fram till sin beställare sin ståndpunkt: "Jag anser att detta och detta måste göras". Då kan det hända i vissa fall, om det är olyckliga kombinationer, att byggherren säger" "Ja, men det är ju alldeles förskräckligt, det har jag

inga pengar till". Han har ju en budget. Det kan vara så till och med att denna budget är upplagd av en konsult som i vissa lägen har haft en annan åsikt och då sitter byggherren där och säger: "Hur skall vi göra nu?" I sådana fall kan det naturligtvis uppstå komplikationer och såvitt jag förstår finns det ingen allmän lösning på det, utan det måste lösas så som vi i allmänhet gör och har gjort i detta land, genom samråd. I regel är det ju erfarna och förståndiga människor och vi sätter oss ner, byggherre med sina rådgivare, bergmästare och entreprenör och gör våra bedömningar och resonerar oss fram till en lösning.

Det finns en fjärde form av upphandling som numera blir allt vanligare, nämligen incitamentavtalen. Dessa har inte den här konflikten inbyggd på samma sätt, därför att där arbetar byggherren med den budget som entreprenören har gjort och där är alltså ansvaret för säkerheten och budgeten på samma hand.

Nu säger Morfeldt, det här är ju så att säga kärnan i problemställningen, och Morfeldt säger även att vi måste finna en väg. Själv ser jag ingen annan väg än den vi försöker utveckla, nämligen det samrådsförfarande vi har. Skall jag ge en synpunkt så måste jag ge den till entreprenörerna. Vi måste vara medvetna om vårt ibland svåra ansvar för säkerhetsfrågan och vi måste slå fast där vi har våra bedömningar att sådana problem kan komma att uppstå. Att avancera frågan är en linje som jag numera propagerar för på det sättet att våra anbud skall göra byggherren uppmärksam på det här problemet genom att säga att vi förutsätter, jag talar nu hela tiden om dessa höga och svåra rum, att en sakkunnig kartering görs under arbetets bedrivande. Sedan kan byggherren välja att antingen låta en utomstående expert göra det eller möjligen att vi kan göra det. Huvudsaken är att på ett sakligt sätt byggherren blir uppmärksammad på att detta måste göras, och att han blir uppmärksammad på att han måste lägga in denna fråga i sin budget. Då kanske vi har undanröjt en konfliktanledning och en svår situation.