BeFo

# Bergmekanikdag 1986

## Föredrag och diskussioner

Stiftelsen Bergteknisk Forskning — BeFo

# Föredrag och diskussioner vid BERGMEKANISKT DISKUSSIONSMÖTE I STOCKHOLM 13 MARS 1986

# Papers presented at Rock Mechanics Meeting in Stockholm March 13 1986

Redigerad av Menachem Finkel

Stiftelsen Bergteknisk Forskning — BeFo
Swedish Rock Engineering Research Foundation
STOCKHOLM 1986

INNEHÅLLSFÖRTECKNING


sid.

**INLEDNINGSANFÖRANDE** 7

Forskn dir Tomas Franzén
Stiftelsen Bergteknisk Forskning-BeFo, Stockholm 9

**INFORMATION** 1

Förundersökningar, hydrogeologi och bergmekanik inom SKB:s forskningsprogram

Site characterization, hydrogeology and rock mechanics with SKB's R&D program

Dir Sten Bjurström, SKB
Tekn lic Anders Heiner, SKB 19

Några intryck från internationella symposiet "Fundamentals of Rock Joints", Björkliden 15-20 september 1985

Review of the International Symposium on Fundamentals of Rock Joints, Björkliden, September 1985

Prof Ove Stephansson, Avd för bergmekanik,
Tekniska Högskolan i Luleå 31

**HYDROGEOLOGI OCH TÄTNING** 35

Hydrogeology and grouting

Inledare prof Anders Carlsson, Statens
Vattenfallsverk 37

Grundvattenmodellering för undermarksbyggande - en Case Study

Groundwater modelling for underground construction - a Case Study

Civ ing Carl-Lennart Axelsson, docent Tommy Olsson,
Uppsala Geosystem AB, prof Otto Strack, University
of Minneapolis, USA 41

Otätt berg under östra Suorvadammen

Permeable bedrock beneath the East Suorvadam

Civ ing Urban Norstedt, Statens Vattenfallsverk 63

Diskussion

Inlägg av Hans Helfrich, Urban Norstedt, Magnus Bergman, Gunnar Gustafson, Göran Rehbinder 87

**PROJEKTET BOLMENTUNNELN** 91

The Bolmen Project

Inledare Ing Mats Alestam, Sydkraft 93

Förundersökningar - prognos - verklighet

Site investigations and correlation forecast - real time

Fil dr Roy Stanfors, Geologiska Institutionen, Lunds Universitet 101

Erfarenheter från 2 500 förinjekteringar

Experiences from 2 500 pre-groutings

Bergsing Göran Bäckblom, Sydkraft 117

Aktuella metoder och medel för injektering

Current methods and materials for grouting

Civ ing Ture Nilsson, Stabilator AB 141

Bergspänningsmätningar längs Bolmentunneln

Rock stress measurements at the Bolmen Tunnel

Bergsing Bjarni Bjarnason, bergsing Bengt Leijon, Avd för bergmekanik, Tekn Högskolan i Luleå 159

Diskussion

Inlägg av Gunnar Gustafson, Hans Helfrich, Ove Stephansson, Ingvar Bogdanoff, Göran Bäckblom, Nils Tegner, Roy Stanfors, Sten G A Bergman 169

**BERGKLASSIFICERING** 177

Rock Classification

Inledare Tekn dr Håkan Stille, Skanska AB 179

Borrhålsradar - ett sätt att se genom berg

Borehole radar - a method of seeing through rock

Docent Olle Olsson, SGAB, Uppsala 181

Uppföljning av förundersökning och bergklassificering vid SFR-lagret i Forsmark

Classification of bedrock at SFR, Forsmark

Bergsing Rolf Christiansson, VIAK AB, Falun
Fil dr Nils Granlund, Hagconsult AB 199

Hållfasthetsbestämning med bergklassificering - några erfarenheter och frågor från Bolidens gruvor

Determination of rock mass strength by rock mass classification - some experiences and questions from Boliden mines

Dipl ing Norbert Krauland, bergsing Per-Erik Söder, bergsing G Agmalm, Boliden Mineral AB 221

Klassificering av unga vulkaniska bergarter vid ett kraftverksbygge i Indonesien

Classification of young volcanic rocks at a hydro power project in Indonesia

Civ ing Gunnar Nord, Skanska AB 237

Diskussion

Inlägg av Hans Helfrich, Gunnar Almgren, Håkan Stille, Ove Stephansson, Olle Olsson, Rolf Christiansson 245

**SPRUTBETONG** 249

Shotcrete

Inledare Docent Jonas Holmgren, KTH 251

Tekniska erfarenheter av sprutbetong och stålfibrer

Gained experience of shotcrete and steelfibers

Ing Stig Östfjord och ing Björn Emt, Stabilator AB 253

Våtsprutning och stålfibrer - erfarenheter från SFR-anläggningen i Forsmark

Wet steel fibre shotcrete - experiences from SFR at Forsmark

Övering Karl-Åke Sjöborg och ing Arne Retelius, Statens Vattenfallsverk 263

Diskussion

Inlägg av Hans Helfrich, K-Å Sjöborg, Jonas Holmgren, Stig Östfjord, Sten G A Bergman, Lennart Karlsson, Ove Stephansson 271

**FULLORTSBORRNING** 275

Tunnel boring

Inledare Civ ing Tomas Franzén, BeFo 277

Kymmen: Ingenjörsgeologiska förutsättningar för TBM-drift

Kymmen: Engineering-geological conditions for excavation with TBM

Prof Hans Helfrich, Enebyberg 279

Fullortsborrning (TBM) 13 km genom prekambriska bergarter i Saudi Arabia

Fullface drilling (TBM) 13 km through precambrian rocks in Saudi Arabia

Bergsing Daniel Morfeldt, Mineconsult AB, Stockholm 295

Diskussion

Inlägg av Tomas Franzén, Daniel Morfeldt, Hans Helfrich, Gunnar Nord, Nils Tegner, Erik Sandegren 305

**AVSLUTNING** 309

Forskn dir Tomas Franzén, Stiftelsen Bergteknisk Forskning-BeFo 311

**BILAGA** 313

Svenska Bergmekanikgruppens/ISRM årsredogörelse för 1985 315

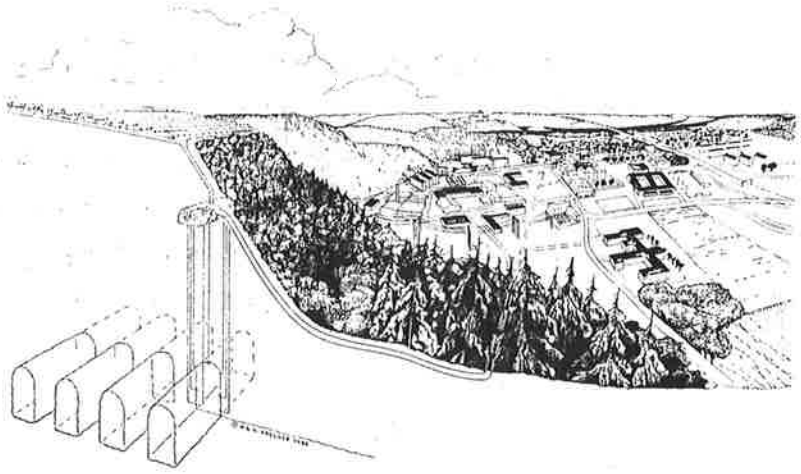
# INLEDNINGSANFÖRANDE

INLEDNINGSANFÖRANDE

Forskningsdirektör Tomas Franzén, BeFo

Ärade åhörare!

I min inledning skall jag ge några glimtar från dagens Bergsverige. Först vill jag visa något som kan se ut som en serie oljelagringsrum men som är en skiss till ett planerat (men ännu inte beslutat) säsongslager för hetvatten. Det är alltså lagerdelen av en solenergianläggning, som man på allvar diskuterar att bygga i Kungälv. Man diskuterar eller förhandlar nu om olika former av stöd för att det här skall kunna bli verklighet och där är både BFR och Statens Energiverk engagerade.



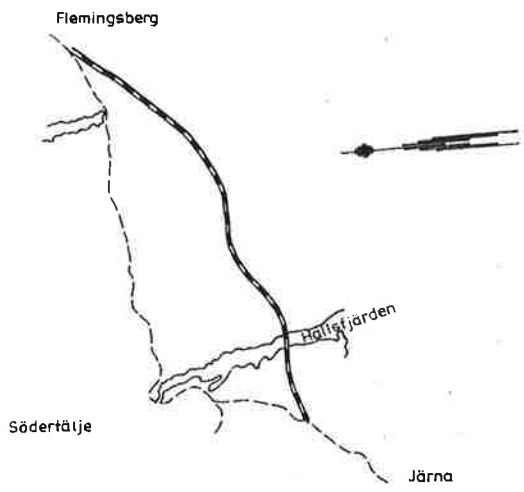
Man kan ha olika åsikter om det riktiga i ett fortsatt stöd för fullskaliga experiment med solvärme , men för oss bergtekniker är det i varje fall intressant att se det här som en fortsättning på försöken i Avesta med ett lager om 15.000 $m^3$ och Lyckebo, där lagret rymmer 10.000 $m^3$. I Kungälv är det fråga om 400.000 $m^3$,

alltså fyra gånger Lyckebo. En förutsättning för det här nya försöket har givetvis varit att såväl Avesta- som Lyckeboprojekten har visat att det här fungerar tekniskt. Sedan gäller det förstås att i varje enskilt fall pröva ekonomin och ta hänsyn till aktuella och framgent förväntade energitaxor och andra speciella omständigheter.

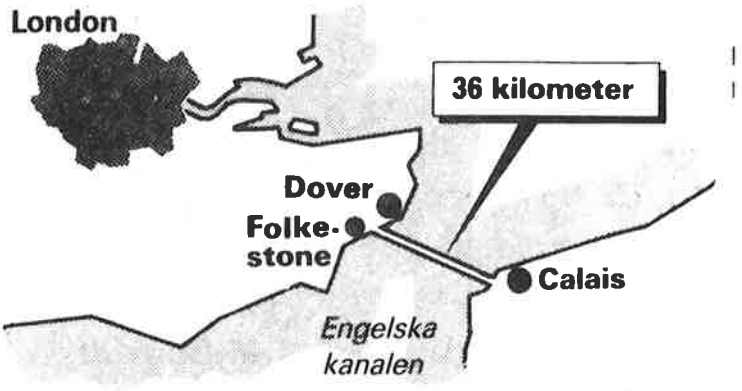
I Göteborg undersöker man också olika möjligheter att använda gamla oljerum som hetvattenlager. Det är naturligtvis intressant och med lite fantasi kan man också tänka sig omvändningen, att ett hetvattenlager i framtiden skulle kunna lämpa sig för oljelagring. Vi är ju ganska osäkra på vilken energiframtid vi går till mötes i ett lite längre perspektiv. Rent allmänt är det värt att peka på detta med alternativa användningar av bergrum, som normalt är mycket "långlivade" anläggningar.

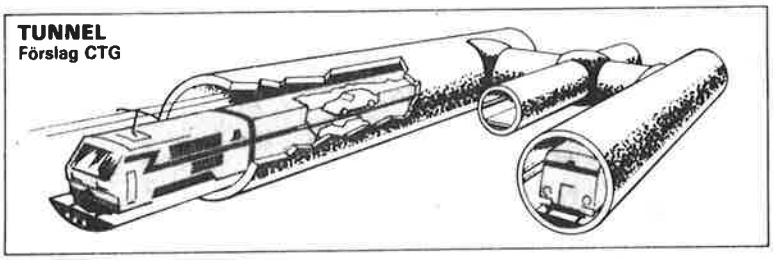
Vi lär också få ett stort gaslager i Sydsverige någonstans inom en femårsperiod. En eller flera miljoner $m^3$ krävs som buffert och beredskapslager i Sydgasnätet. Om gasintroduktionen sedan leder till ytterligare bergrum är mera ovisst.

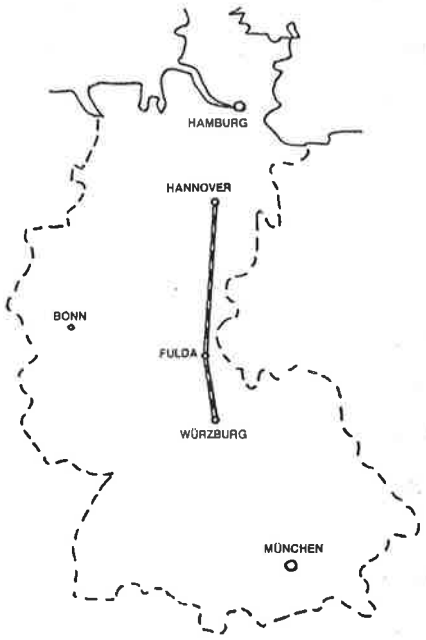
Ett annat glädjetecken för bergbyggarna är SJ:s utbyggnadsplaner på olika håll och framför allt här i Stockholmsregionen. En visserligen kort, men dock en tunnel, byggs under Hagalund om något år. För ett nytt dubbelspår söderut till Järna projekterar man för fullt och där ingår ett femtontal tunnlar som måste byggas under den närmaste femårsperioden för att banan skall kunna vara klar till 1991.

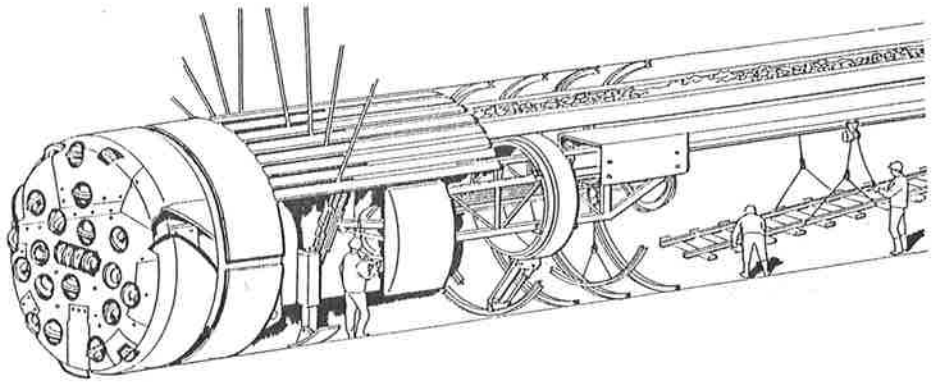


I samband med järnvägsplanerna här hemma är det värt att peka på ett par andra projekt som inte direkt rör oss här men är nog så spännande. Det är snabbtågsbanan som byggs i Tyskland med ett sextiotal tunnlar och så förstås kanalprojektet som äntligen är "sjösatt" och vem vet, kanske ger det en puff åt Öresundsplanerna också!





Projektet att driva en tunnel från Solna värmeverk till Saltsjön utanför Skeppsholmen presenterade vi vid förra årets Bergmekanikdag och nu kan vi konstatera att bygget är påbörjat. Efter utsprängning av en nedfartstunnel kommer SIAB att börja fullborra med en Atlasmaskin i höst.

Ett av våra mest intressanta bergbyggen pågår i Forsmark, där SFR-lagret för medelaktivt avfall är långt kommet. Den stora silon med diametern 30 m och höjden 70 m är nyligen färdigsprängd. De här arbetena tilldrar sig stort intresse världen över och de kommer att presenteras vid olika tillfällen, bl a i Japan och Helsingfors detta år. Mer om kärnkraftindustrins verksamhet får vi höra när min företrädare på BeFo skall efterträda mig här på podiet om en liten stund.

Några specifika saker är alltså på gång men lika fullt är det en tämligen begränsad marknad vi har att se fram emot här hemma. Vårt hopp står fortfarande till att öka vår andel på världsmarknaden och det avspeglas i flera av våra pågående och kommande FoU-projekt. Jag kommer inte att gå närmare in på dagsläget men jag vet att det pågår förhandlingar om nya arbeten på flera ställen i världen.

På gruvsidan gäller att LKAB drabbas till en del av den sjunkande dollarkursen och också av att den nya Carajas-gruvan i Brasilien har kommit i drift och levererar stora mängder malm av god kvalitet. De brasilianska planerna har varit kända sedan länge och det är alltså en fråga om att successivt anpassa sig till den här situationen. Även i Australien gör man f ö stora nyinvesteringar på järnmalmssidan.

I Boliden har man känt av en ovanlig kombination av låga priser på alla sina produkter under året. Vanligen brukar nedgång på några metaller kompenseras av stor efterfrågan och bra priser på andra.

Det är uppenbart att den svenska gruvindustrin är beroende av en fortsatt snabb utveckling av teknik och brytningsmetoder. Vi har under drygt ett år arbetat intensivt med en plan för en särskild flerårig satsning på gemensam FoU i samverkan mellan industrin, högskolan i Luleå och andra forskningsinstitutioner och med ett som vi hoppas gott stöd från STU. Det här lär vi komma att berätta mer om de närmaste åren. (Vid gårdagens möte med Bergspränningskommittén gavs också en särskild redogörelse av Per-Arne Lindqvist, som varit projektledare under den gångna planeringsfasen.) Här vill jag bara peka på några högt prioriterade områden som ingår i planen.

## FRAMTIDA MALMBRYTNING
## Områden för FoU

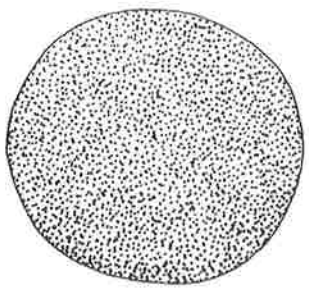
Malmkännedom
Fragmentering
Bergmekanik
Rep o underhåll
Återfyllning
Eldrift
Planering, prod.styrning

Vi kommer från BeFo att engagera en särskild projektkoordinator för det här arbetet som alltså kan ses som en fortsättning på den satsning som gjordes i forskningsgruvan i Luossavaara, men som vi nu kommer att genomföra i form av ett antal projekt lagda vid olika gruvor i landet.

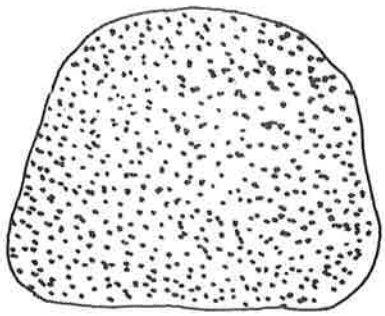
Forskningsgruvans verksamhet, som upphörde i somras, har för övrigt avrapporterats vid två symposier, ett nordiskt i juni och ett internationellt i november, kallat Large Scale Underground Mining, där även ett antal utländska föredrag presenterades. Proceedings kan beställas från CENTEK i Luleå.

Vad gör nu BeFo för övrigt i dag? Vi är mitt uppe i en treårig programperiod och i färd med att börja planera för en ny sådan. Eftersom jag har givit en del glimtar från våra projekt på Bergsprängningsdagen i går, och vi har delat ut vår färska verksamhetsberättelse, så har jag tänkt mig vara kort på den här punkten och inte gå in på enskilda projekt.

Vi arbetar en hel del med modeller för hur berg och förstärkningar och vatten beter sig. Och då sliter vi som vanligt med problemet att berget inte ser ut så här



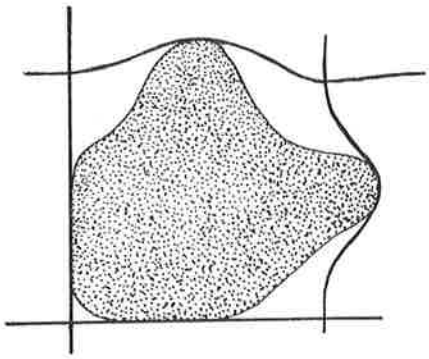
och inte heller så här



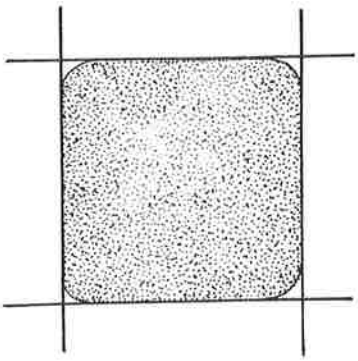
utan snarare så här



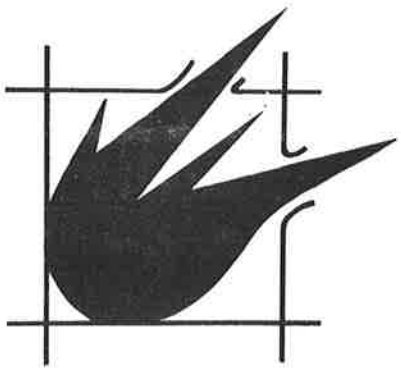
Vi försöker fånga in det efter bästa förmåga med hjälp av Finita Element-modeller och andra tekniker och i bästa fall kanske vi når hit



Inbillar vi oss att vi kan komma hit



är det fara värt att vi rätt vad det är står i den här situationen



I det här arbetet med att tygla berget - eller snarare ödmjukt försöka lära känna dess inneboende vilja - har vi god hjälp av meningsutbyten under konferensdagar som i dag. När jag nu lämnar ordet till Sten Bjurström ser jag därför samtidigt fram emot en dag fylld av goda, väl förberedda föredrag men också spontana, livliga diskussioner som tillsammans med föredragen kan bidra till att föra det bergtekniska och bergmekaniska kunnandet några steg vidare!

# INFORMATION

# FÖRUNDERSÖKNINGAR, HYDROGEOLOGI OCH BERGMEKANIK INOM SKB:s FORSKNINGSPROGRAM

Site characterization, hydrogeology and rock mechanics within SKB's RoD-program.

Sten Bjurström, Anders Heiner
Svensk Kärnbränslehantering AB

## INLEDNING

Den politik för omhändertagande av utbränt kärnbränsle och radioaktivt avfall från det svenska kärnkraftverken, som statsmakterna har beslutat och som kommer till uttryck bl a i lagen om kärnteknisk verksamhet, innebär att slutlig förvaring skall ske i Sverige med utnyttjande av för samhället gotagbar och tillgänglig teknik med hänsyn till säkerhet och miljö och till vårt lands åtaganden vad gäller förhindrande av spridning av kärnvapen. Tiden fram till dess att konkreta beslut skall tas om hur och var slutförvaring skall verkställas skall utnyttjas för att fortsätta att utveckla metoder och teknik samt för att ta fram underlag för att välja lämplig plats för slutförvaret.

I denna strategi spelar mellanförvaringen av använt kärnbränsle -som har inletts under år 1985 - en viktigt roll. Den ger handlingsfrihet i valet av metod för slutligt omhändertagande av bränslet och möjligheter att vidareutveckla hanterings- och slutförvarsmetoderna under ytterligare några årtionden. I lagstiftningen har föreskrivits att dessa möjligheter skall tas till vara. En allsidig forsknings- och utvecklingsverksamhet skall bedrivas av dem som innehar kärnkraftverk. Ett program för de planerade åtgärderna och en redovisning för dem som genomförts skall lämnas in till behörig myndighet och granskas och utvärderas där.

För att möta de uppställda kraven på ett säkert och ekonomiskt slutförvar bedrivs av SKB på de svenska kärnkraftverkens uppdrag insatser av FoU-karaktär inom följande tre områden:

1. Utveckling av slutförvarssystemet

   - Förvarssystem

     * Teoribildning och modellutveckling
     * Dataunderlag rörande systemets barriärer
     * Matematiska beräkningsmodeller för att belysa barriärernas funktion på lång sikt
     * Optimering genom jämförande funktions- och säkerhetsanalyser

- Förläggningsplats

  * Teoribildning och modellutveckling
  * Mätmetoder och instrument
  * Platsspecifikt dataunderlag
  * Matematiska modeller för beräkning av grundvatten rörelser, nuklidspridning mm
  * Utvärdering av olika förläggningsalternativ.

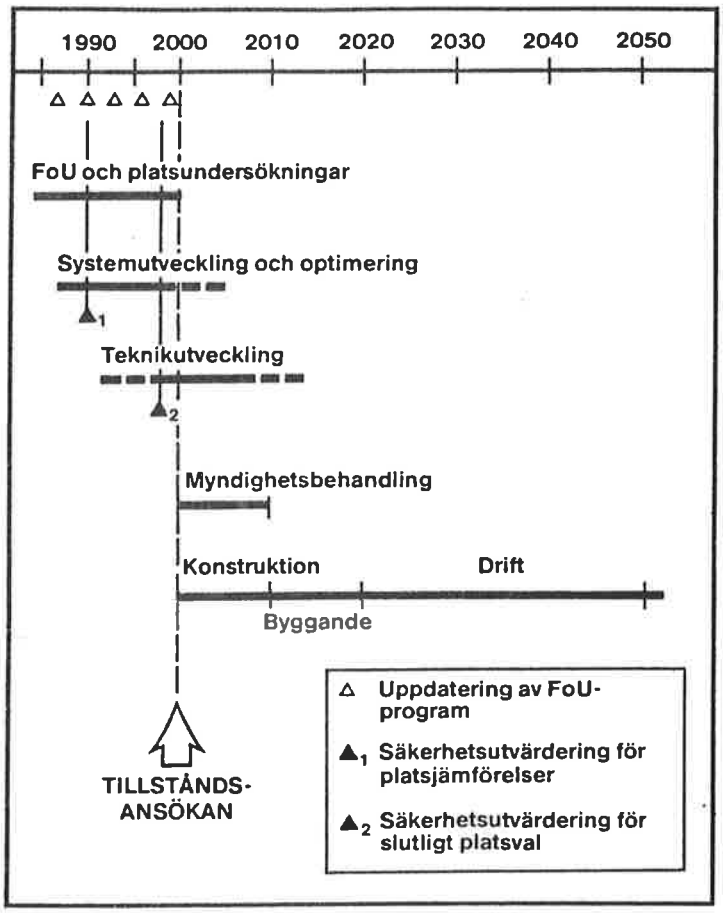
2. Platsval

   - Slutlig utvärdering för platsval
   - Myndighetsbehandling och kompletterande insatser.

3. Utveckling av utrustningar och hanteringsmetoder

   - Underjordsarbeten
   - Inkapsling
   - Hanteringsutrustningar
   - Arbetarskydd
   - Kvalitetskontroll
   - Tillslutning och försegling
   - Långsiktigt informationsbevarande

Basen för planering och uppläggning av FoU-insatserna utgörs av den övergripande tidplanen för förverkligandet av ett slutförvarssystem, figur 1.




Figur 1 Övergripande tidplan för slutförvar
General timetable for final repository

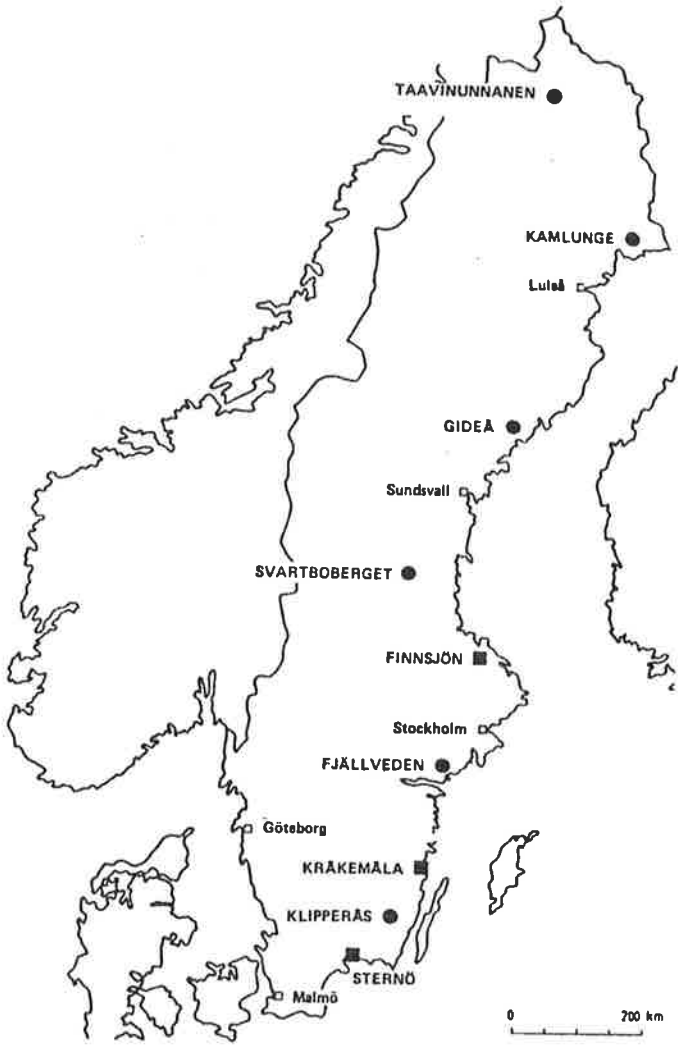
Platsstudierna och systemoptimeringen planeras bli genomförd i två steg motsvarande olika detaljeringsnivåer.

Första steget avslutas med en i början av 1990-talet genomförd jämförande bedömning av de då undersökta platserna. Nästa detaljeringsnivå genomförs under 1990-talet med kompletterande undersökningar av 2 à 3 utvalda platser samt studier av ett för varje plats optimerat förvarssystem.

Ett provschakt för FoU-ändamål planeras bli utfört under första hälften av 90-talet.

Insatserna planeras så att en teknisk säkerhetsutvärdering kan göras under perioden 1995-2000. Under tiden 2000-2010 finns utrymme för att göra sådana kompletterande undersökningar som kan komma att krävas i samband med myndighetsbehandlingen.

Läget för de hittills genomförda platsundersökningarna framgår av figur 2.




Figur 2 Undersökta områden
Investigated sites

## PLATSUNDERSÖKNINGAR

Platsundersökningarna följer ett standardprogram som anpassas till de lokala förhållandena. De data som insamlas gör det möjligt att beskriva de undersökta områdena på ett likartat sätt och även att jämföra dem sinsemellan. Undersökningsprogrammet är indelat i fyra faser

1. Rekognosering för val av typområden
2. Undersökningar från markytan
3. Undersökningar i borrhål
4. Utvärdering och modellarbeten

Vid valet av typområden beaktas bl a topografi, förekomst av större sprickzoner, bergartsfördelning och bergmassans struktur, förekomst av malmer och grundvattenkapacitet i närbelägna bergborrade brunnar.

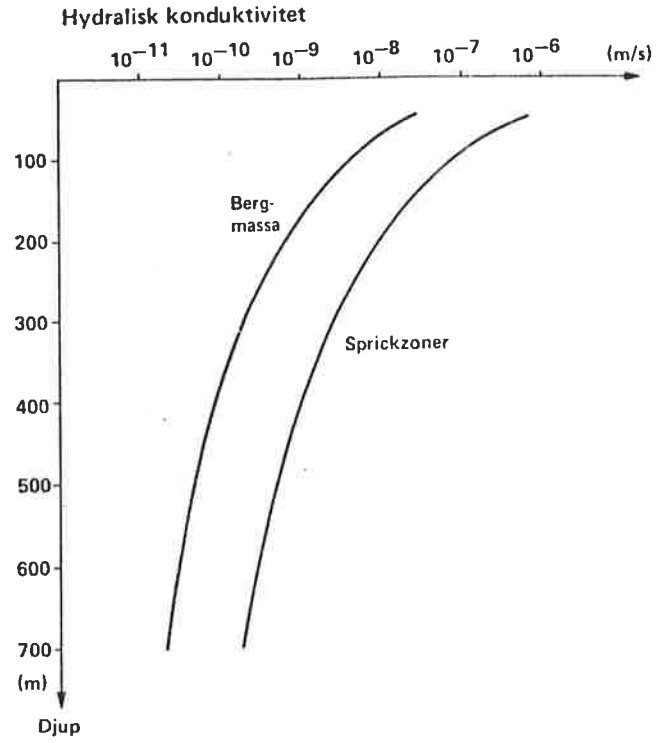
De undersökta områdena omfattar en yta av 4-5 $km^2$. Där utförs ytundersökningar omfattande kartläggning av bergarter, sprickor och sprickzoner. Samtidigt görs geofysiska markmätningar med olika metoder för att man skall få en indikation bl a på eventuella sprickzoner under jordtäckta partier och dessa zoners lutning.

Såväl hammarborrhål som diamantborrhål ingår i djupundersökningarna. Hammarborrhålen, som är relativt grunda (ned till 200 m) syftar främst till att belysa sprickzoners karaktär och orientering.

Djupare borrhål ned till 500-700 m djup har utförts som kärnborrhål med 56 mm diameter. Inom varje område har upp till 15 sådana hål borrats. Kärnborrhålen har placerats och riktats så att bästa möjliga information skall erhållas om den djupa bergmassans gelogiska och hydrologiska egenskaper samt om sprickzoners karaktär och vattenföring.

Bestämning av bergets hydrauliska konduktivitet har gjorts genom vatteninpressningsförsök, där man pressar in vatten i avgränsade sektioner i borrhålen.

För att karaktärisera sprickzonernas och bergmassans hydrauliska egenskaper används en "effektiv" hydraulisk konduktivitet, som utgör ett medelvärde av i borrhålen uppmätta individuella konduktivitetsvärden och som anges som en funktion av djupet under markytan, se figur 3.




Figur 3 Exempel på vattengenomsläpplighetens variation med djupet.
Example of variation of hydraulic conductivity with depth.

Piezometriutrustning som möjliggör mätning av vattentrycken på de olika nivåer i borrhålen har utvecklats och gör det möjligt att bestämma de gradienter som styr grundvattenströmningen.

För att belysa grundvattnets kemiska egenskaper och dessas variationer analyseras vattenprover från olika djup i vissa borrhål. För dessa analyser har ett fältlaboratorium byggts utrustat med en sond som gör det möjligt att göra de flesta analyserina in-situ.

På grundval av spricksystemens geometri samt uppmätta konduktiviteter och gradienter har för varje typområde upprättats en beskrivande modell. För beräkning av grundvattenflödets storlek och riktning indelas området i ett antal tredimensionella element som tilldelas bestämda egenskaper. Genom datoriserade beräkningar baserade på kända samband kan en bild erhållas av grundvattentryckets variationer inom området. Härav kan sedan grundvattenflöden, flödesriktningar och transportvägar beräknas.

Inom de mest lovande områdena kommer kompletterande undersökningar göras utnyttjande förbättrade mätmetoder och instrument. Exempel på sådana mätningar är interferenstester för att ytterligare belysa den geohydrologiska bilden, radarmätningar och reflektionsseismik för att klarlägga strukturers geometri samt spänningsmätningar för att göra det möjligt att uppskatta bergstabiliteten ur byggnadssynpunkt och ur regional synpunkt och för att klarlägga sambanden mellan spänningsituation och grundvattenflöde.

Med stöd av den insamlade informationen väljs ett eller två områden ut för vidare undersökningar med schaktsänkning ned till ett djup av mellan 500 och 1000 m. I samband med schaktsänkningen planeras omfattande mätningar för att klarlägga påverkan på den geohydrologiska situationen samt givetvis en detaljkartering av bergets uppbyggnad. Mätningarna ger möjlighet att validera och förbättra använda hydrogeologiska modeller.

## METOD- OCH INSTRUMENTUTVECKLING

Parallellt med platsundersökningarna har använda undersökningsmetoder succesivt förbättrats och radionaliserats. Exempel på sådan utveckling är vatteninpressningsutrustningen som mekaniserats och där datainsamlingsdelarna byggts in. Mätgränsen för den nu använda utrustningen är $10^{-12}$ m/s. För bestämning av konduktiviteten i tätare berg utvecklas mätmetoder där trycket varieras cykliskt eller där trycket byggs upp under lång tid.

Ett instrument som utvecklats för att mäta det naturliga flödet i en spricka i ett borrhål är utspädningssonden. Vid mätning med denna metod späds ett spårämne succesivt ut utan att det naturliga flödet störs. Genom att kombinera mätresultat från flera borrhål kan medelflödet i bergmassan bestämmas.

Spårförsök i kombination med hydrauliska mellanhålsförsök är en annan intressant teknik som studeras och som kan ge information om förekomsten av mera genomsläppliga partier i sprickorna, kanaler.

Geofysiska metoder för att undersöka bergmassan och dess strukturer omkring och mellan borrhål har utvecklats. Genom seismiska mätningar mellan hål med avstånd upp till 1000 m har geometrin hos strukturer med en storlek av ungefär 5% av hålavståndet kunnat klarläggas. En annan metod som utvecklats under senare är är en borrhålsradarutrustning. Radarutrustningen arbetar i frekvensområdet 20-100 MHz som motsvarar våglängder av 1-10 m. Upplösningen är vanligen delar av våglängden eller 0.1-1 m. Mätning kan både göras i enstaka borrhål och som mellanhålsmätningar. Vid enhåls reflektionsmätningar har sprickzoner på avstånd av upp till 150 m kunnat observeras. Mellanhålsmätningar med ett hålavstånd upp till 300 m har kunnat genomföras. Med den nuvarande utrustningen kan inte en sprickzons strykning bestämmas vid enhålsmätning. För att möjliggöra detta pågår utveckling av riktantenner.

## SPRICKZONSPROJEKTET

Sprickzoner i berggrunden är på många sätt ett kritiskt element i berggrundens barriärfunktion. Sprickzonernas utsträckning och karaktär är viktiga för förvarets lokalisering och geometri samt för vatten- och nuklidtransport från förvaret. Zonernas geologiska historia, hållfasthetsegenskaper och relation till nuvarande spänningsförhållande bildar underlag till prognoser om den framtida stabiliteten kring förvaret.

För att öka förståelsen av inverkan från sprickzoner kring och inom ett förvarsområde genomförs ett FoU-projekt där följande egenskaper belyses:

- Sprickzonsöversikt, definitioner och klassifiering av sprickzoner, bildningssätt, karaktär och ålderssammanhang.

- Sprickzoners transportegenskaper. Här studeras sprickzoners struktur, hydrogeologiska förhållanden och migration.

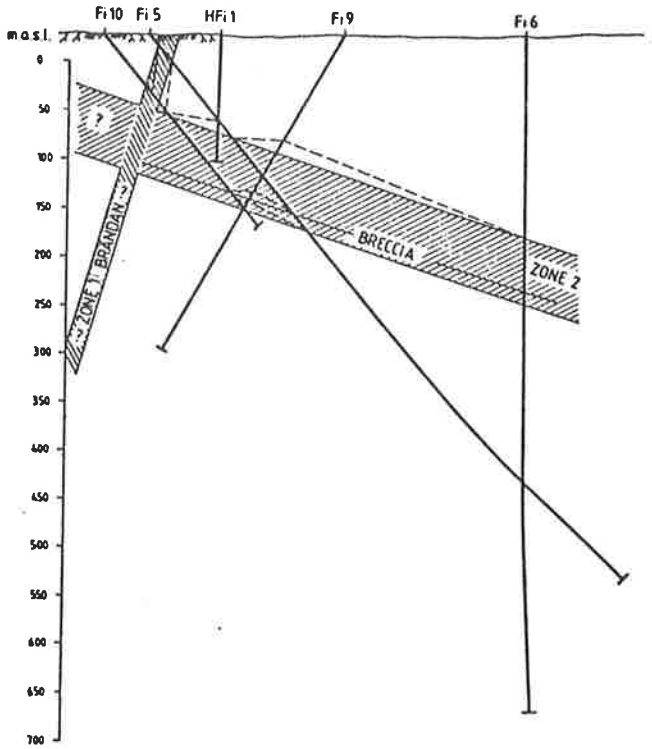
- Sprickzoners geokemi, vattenkemi, redoxkapacitet, sprickmineralogi samt det kemiska samspelet vatten-berg i spricksystem.

- Sprickzoners bergmekanik, främst hållfasthetsegenskaper, deformationsegenskaper och bergspänningar och bergspänningarnas inverkan på ovannämnda transportegenskaper.

Efter en inventering av de sprickzoner som studerats i samband med platsundersökningarna valdes en zon inom Finnsjöområdet i Uppland för vidare undersökningar. Dessa visade att en mera komplicerad tektonisk bild än den som från början antagits vara för handen på basis av tidigare utförda borrningar och geofysikmätningar. Sålunda kunde två större sprickzoner lokaliseras, en brantstående ca 10 m bred zon samt en flack ca 70 m mäktig zon. Den flacka zonen är en utpräglad rörelsezon med breccior och myloniter och det är den som präglar den geohydrologiska bilden. Den flacka zonen utgör gräns mellan sött och salt vatten och isotopanalyser indikerar en snabb omsättning av det ytliga sötvattnet medan det salta vattnet under zonen förmodligen består av stagnant äldre havsvatten.

För att belysa de geohydrologiska förhållandena har piezometrar installerats i avmanschetterade sektioner i fem kärnborrhål inom det studerade området. Interferenstester har vidare utförts för att klarlägga hur förekommande brantstående strukturer samverkar med den flacka zonen. Radarmätningar har vidare utförts och den bild som vuxit fram av zonernas geometri visas på figur 4.

I nästa fas inriktas arbetet på att klarlägga den flacka zonens transportförmåga med hjälp av spårämnesförsök med vattentrogna och sorberande spårämnen. Vidare undersöks bergets geologiska och hydrauliska egenskaper på olika avstånd från zonen för att bestämma till vilket avstånd och i vilken omfattning berget störts. För att belysa sambandet mellan bergspänningarna och berggrundens konduktivitet planeras bergspänningmätningar bli utförda.




Figur 4 Sektion genom de studerade sprickzonerna i Finnsjöområdet
Section through the investigated fracture zones within the Finnsjöarea

En god möjlighet att studera sprickzoners karaktär och egenskaper utgör de många tunnlar och bergrum som finns tillgängliga eller karterats i samband med drivningen. Ett omfattande material av vatteninpressningsförsök och injekteringar studeras och resltatet kommer bland annat förhoppningsvis leda till en bättre förståelse för vilka mekanismer som styr injekteringsbrukets spridning i berget.

## BERGGRUNDENS STABILITET

Vid platsundersökningarna har som nämnts strävan varit att lokalisera bergplintar av sådan storlek att de väl rymmer förvaret. Bergplinten begränsas av sprickzoner och de rörelser som sker vid belastningsändringar kan då förväntas bli knutna till dessa svaghetszoner.

Projektet "Berggrundens stabilitet" syftar till att belysa hur belastnings- och spänningsändringar påverkar plinten och förvaret. Sådana belastningsändringar kan orsakas av regionala rörelser i jordskorpan eller nedisningar. Det är viktigt att klarlägga i vilken utsträckning rörelser i zonerna kring plinten kan orsaka nybildning av sprickor inom denna eller förändra konduktiviteten hos befintliga sprickor.

De möjligheter som står till buds att studera berggrunden i stor skala är främst genom seismologiska registreringar. En möjlighet att studera berggrunden i något mindre skala är de rörelser som sker i och omkring gruvor beroende på ändringar i spänningarna på grund av brytning och dränering.

Information om bergspänningarnas storlek och fördelning kan erhållas genom spänningsmätningar i borrhål. Sådana mätningar planeras bli utförda dels inom ett område med belagd seismicitet, dels inom inaktiva områden och syftar till att klarlägga olikheter i spänningsbilderna.

För att bestämma hur den studerade bergplinten påverkas av belastningsändringarna konstrueras en modell där parametrarna som bestämts i fält används för validering.

Seismisk aktivitet är relativt ovanlig i Sverige och de förekommande jordstötarna har liten magnitud. Större rörelser efter den senaste istiden har emellertid kunnat konstateras i ett antal zoner och seismiska registreringar har visat att vissa av zonerna fortfarande är aktiva. För att klarlägga de bakomliggande mekanismerna och för att göra det möjligt att belysa hur ett seismiskt aktivt område skiljer sig från ett inaktivt har den neotetoniska Lansjärvförkastningen valts ut för studier.

Befintligt geofysiskt-geologiskt material kommer att sammanställas för att lokalisera lämpliga områden längs förkastningen för detaljerade studier.I ett första steg kommer ett mobilt seismiskt nät att placeras ut. Med ledning av registreringarna från detta placeras ett halvpermanent nät med fem stationer ut med ett stationsavstånd av ca 50 km. Detta nät registrerar jordstötar på större djup medan man med det mobila nätets mindre avstånd mellan stationerna också kan registrera svaga ytliga skalv. Det kan sålunda ge möjlighet att konstatera i vilken omfattning rörelser på djupet ger upphov till ytliga rörelser i berggrunden. En metod som direkt ger möjlighet att mäta rörelser i jordskorpan är lutningsmätningar i grunda borrhål. Man utnyttjar här "earth-tide" rörelser som orsakas av månen och solen. Oregelbundenheter i dessa rörelser indikerar tektoniskt betingade rörelser.

För att bestämma spänningsbilden i anslutning till förkastningen planeras i ett senare skede spänningsmätningar med överborrningsmetoden bli utförda. Vidare torde reflextionsseismiska mätningar kunna ge värdefull information om huruvida flackt liggande zoner förekommer och hur bergförhållandena förändras med djupet.

En matematisk 3-D modell av området konstrueras och valideras med hjälp av insamlade data.

STRIPA-PROJEKTET

I den nedlagda järnmalmsgruvan i Stripa, Västmanland, bedrivs sedan 1977 ett omfattande internationellt forskningssamarbete för att utveckla metoder och teknik för undersökning av kristallin berggrund med hänsyn till de krav som ställs för en säker lagring av radioaktivt avfall. Forskningen genomförs i en granit på i huvudsak 350 m nivå. Exempel på mätmetoder som utvecklats är radarmätning i borrhål, cykliska vatteninpressningsförsök och olika typer av spårämnesförsök. Vidare studeras teknik kring hantering och funktion av det buffermaterial som skall fyllas kring kapslarna med avfall och fylla tunnelsystemet i samband med förseglingen av slutförvaret. Omfattande försök pågår för att klarlägga hur vattnet rör sig i bergmassan för att i modellutvecklingsarbetet komma så nära verkligheten som möjligt. I dessa försök injekteras spårämnen i spricksystem som man vet skär ett visst tunnelavsnitt. Detta tunnelavsnitt har plastats in, figur 5, så att allt tillrinnande vatten kan samlas upp och analyseras och man kan på så sätt öka kunskapen om grundvattenströmning i en sprucken bergmassa.



Figur 5 Inplastat tunnelavsnitt i Stripa gruva.
Section of tunnel with glued on plastic collecting sheets, Stripa mine

Forskningen i Stripa planeras för närvarande att pågå fram till 1991. I planerna ingår fortsatt instrument- och metodutveckling samt en detaljerad beskrivning av grundvattenströmningen i en ca 125 x 125 x 50 meter stor volym av Stripagraniten. Bland de aktuella projekten ingår konstruktion av riktantenner till borrhålsradarn och förbättring av tekniken för seismiska mätningar i borrhål. Utveckling av mätmetoder för att bestämma sprickors uthållighet och vidd planeras även. Vidare planeras studier av injekteringsmaterial och injekteringstekniker för långvarig tätning av vattenförande sprickor.

SUMMARY

Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co - SKB and its predecessors have carried out research activities and site investigations for a repository for final disposal of spent nuclear fuel and radioactive long-lived waste in Sweden since 1977. The comprehensive research has resulted in, among other things a method for direct disposal of the spent fuel in crystalline rock (KBS-3). The methods has been examined by expertise in Sweden and abroad and then been approved as safe by the Swedish Government.

The Swedish legislation stipulates that a comprehensive research program shall be carried through to form a basis for final decisions on location and design of the repository.

In line with this a research programme covering most aspects of disposal in hard rock formations is undertaken by SKB.

As an important part of the programme the current planning include selection of one or possibly two sites for detailed studies.

When entering the detailed characterization stage an extended investigation program with new and improved methods and instruments is required. To obtain data on the geometry of fracture zones and the distribution of rock types, cross-hole radar and seismic methods are foreseen to be extensively utilized. Cross-hole interference tests will be performed for determination of hydrogeological conditions. Measurements of rock stress and strength will be important when evaluating hydraulic anisotropy, gelogical and tectonic history and design of the repository. Methods have to be further developed to validate and verify conceptual models and model calculations of average ground water flow and nuclide migration. These methods include comparison with surface water budget, groundwater head distribution and natural groundwater flow.

As a part of the detailed characterization program, a shaft will be sunk in the investigated site. The result will be used to further improve the conceptual model and to verify calculated groundwater flow and nuclide transportation.

The groundwater flow and the transportation of radionuclides in existing zones are of crucial importance in the safety assesment. In order to allow a better modelling of water movements and nuclide migration in fracture zones a several year programme has been initiated in order to study geological, hydrogeological, geochemical and rock mechanical charateristics of fracture zones.

Another project with the scope to increase the knowledge on the mechanical behaviour of a rockmass exposed to stress changes has also been initiated. Planning of research activities in the fields of structural geology, seismology and rock mecahnics are going on. Detailed studies of the neotectonic Lansjärv zone in nothern Sweden is under discussion. Comparisons between this area with present seismic activity and aseismic areas in southern Sweden will be performed.

The OECD/NEA project in the Stripa mine, phase 3, is under way. In this stage of the project comprehensive studies to improve the understanding of water movements in fracture zones will be carried out. Special emphasis will be given the evaluation of grouting techniques and the application of developed rockmass investigations methods.

# NÅGRA INTRYCK FRÅN INTERNATIONELLA SYMPOSIET FUNDAMENTALS OF ROCK JOINTS, BJÖRKLIDEN 15-20 SEPTEMBER 1985

Review of the International Symposium on Fundamentals of Rock Joints, Björkliden September, 1985

Prof Ove Stephansson, Avdelningen för Bergmekanik, Tekniska Högskolan i Luleå

## INLEDNING

Ett hundra forskare och tekniker från nära tjugo länder besökte Björkliden i september, för att presentera och diskutera cirka 55 vetenskapliga bidrag till konferensen Fundamentals of Rock Joints. Det stora deltagarintresset för ett så pass begränsat ämne vittnar om bergsprickornas stora betydelse inom dagens bergmekaniska forskning och dess tillämpningar, och alldeles särskilt för kärnavfallshanteringen. Symposiet arrangerades av Svenska bergmekanikgruppen inom ISRM, BeFo och Tekniska Högskolan i Luleå och med Centek Conference som teknisk arrangör. Mötet i Björkliden är ett i raden av flera små specialistmöten i Sverige, en form av arrangemang som fått ett gott mottagande.

Vid mötet i Björkliden fanns möjlighet till korta presentationer av bidragen och rikligt tilltagen diskussionstid inom var och en av de fem sessionerna. Lagom till mötet hade det nystartade förlaget Centek Publisher i Luleå tryckt upp den drygt 580 sidor stora symposievolymen, med samma titel som konferensen. De 55 vetenskapliga bidragen är inordnade i följande 5 vetenskapliga temata:

- Geology and statistics of joints (12)
- Physical and mechanical properties of joints (13)
- Hydromechanics of joints and jointed rock masses (8)
- Modelling of joints and jointed rock masses (11)
- Application of joints to mining and underground construction (11)

I den följande framställningen lämnas några korta kommentarer till innehållet i respektive tema och några glimtar från de vetenskapliga diskussionerna.

## GEOLOGY AND STATISTICS OF JOINTS

Låt oss konstatera att det geologiska bildningssättet och bildningsbetingelserna för sprickor är ännu ett outforskat område. Det vittnar också denna konferens om, med undantag av ett bidrag av Kulander och Dean (sid 85), som beskriver sprickpropageringsdynamik hos en speciell typ av geologiska sprickor som kallas "hackle plumes". För övrigt kom denna session att handla om statistiska fördelningsfunktioner för olika sprickparametrar.

Inledningsföredraget hölls mycket förtjänstfullt av F Grossman (sid 3), som för övrigt under hela mötet höll en hög debattnivå. Den namnkunnige L Panek (sid 13) presenterade en metod att bestämma den knepiga parametern sprickläng̈d från karteringar i fält med multipla linjekarteringar.

Det mest intressanta och mest moderna bidraget hölls av C Barton (obs! förnamnet Christopher!) från den geologiska undersökningen i USA. Hans och medförfattaren E Larssons artikel (sid 77) är det första geovetenskapliga bidraget någonsin om fraktaler. Begreppet fraktaler introducerades av den franske matematikern Mandelbrot och är ett sätt att beskriva komplexa mönster och former i naturen. Teorin innebär egentligen en kvadrering av ett absolutbelopp av en differens som innehåller ett imaginärt tal. Författarna har tillämpat fraktaler för att beskriva sprickgeometrin hos några blottningar i de berömda Yucca Mountain i Nevada, USA, och funnit att dessa är mycket karaktäristiska. Fraktaler kommer vi att få höra talas om framgent inom bergmekaniken - var så säker.

## PHYSICAL AND MECHANICAL PROPERTIES OF JOINTS

Skjuvboxen i olika storlekar och modeller är alltjämt den viktigaste testutrustningen för studier av sprickors mekaniska egenskaper. Nära hälften av bidragen i denna session behandlade skjuvning och skjuvboxar.

Inledningsföredraget gavs av prof H-K Kutter från Bochum, som redogjorde för nya och intressanta krypförsök med skjuvbox på olika sprickfyllnader. Fyra bidrag från svenskar eller tidigare verksamma forskare i Sverige fanns med i denna session (Herdocia (sid 123), Mäki (sid 133), Swan (sid 153) och Sun (sid 173)). Under denna session blev också de två skolorna för karaktärisering av sprickors egenskaper, Sun och Swan (tribologi) samt Barton och Bandis (semiempirik), synliga för en internationell publik. En mycket livlig debatt utspann sig mellan de olika skolornas företrädare. Om möjligt och önskvärt är att de skola mötas i en framtid. Den som lever får se!

## HYDROMECHANICS OF JOINTS AND JOINTED ROCK MASSES

Dr John Hudson från Imperial College i London gav en briljant introduktionsföreläsning, där han med hjälp av transparenta byggklotsar framställde något som han kallade Rock Mechanics Interaction Matrix. Se upp när det kommer i trycket. Den största delen av sitt föredrag ägnade han dock de just avslutade försöken med vattenströmning i triaxialbelastade spräckta borrkärnor (sid 249) av Carmenellisgranit. Av försöken kan man dra slutsatsen att den berömda parallell-plattmodellen och laminär strömning håller inte, utan en joint condition factor (JCF) måste införas i tolkningen.

Dick Goodman (sid 259) presenterade en teoretisk idealiserad sågtandsmodell för att beskriva hydromekaniska egenskaper hos sprickor och Bandis, Makurat och Vik från NGI i Oslo (sid 269) visade några av sina resultat från skjuvförsöken med samtidig strömning. Två bidrag handlade om utvärdering av sprickdata från vanliga pumptester där bidraget av T Doe och J Osnes (sid 281) är särskilt värt att uppmärksamma.

## MODELLING OF JOINTS AND JOINTED ROCK MASSES

De numeriska modellerna av spruckna bergmassor genomgår en snabb utveckling för närvarande och det kommer också att vara så under en lång tid framöver. Mikrodatorernas intåg kommer snarare att innebära en ännu snabbare takt. Bland den långa raden av bra bidrag är det särskilt värt att notera det nya systemet Universal Distinct Element Code (UDEC) av Peter Cundall och hans medarbetare i Minnesota (sid 335). Kopplingen av sprickor och portryck har här visat sig vara lyckosam. Ett tredimensionellt sprickelement har tagits fram av Beer och hans kolleger i Australien (sid 357). Här skall också nämnas Shi, Goodman och Tinuccis bidrag om blockteorin (sid 367), P Pandes modell av multi-laminatmodell (sid 429) och T Olofssons sprickmodell (sid 395) som har vissa likheter och fick också berättigad uppmärksamhet på mötet. Inom ramen för SKB-projekten planeras nu en jämförande studie med flera av de här nämnda programsystemen. Det blir en intressant bänktest, som det säkert finns anledning att återkomma till.

## APPLICATION OF JOINTS TO MINING AND UNDERGROUND CONSTRUCTION

Detta avsnitt blev av naturliga skäl något blandat. Bernard Amadei gav ett mycket intressant inledningsföredrag, där han visade på spänningsvariationen med djupet för en gravitativt belastad spruckken bergmassa (sid 463). Den teoretiska analysen som beaktar sprickorna kan förklara det överskott i horisontalspänningar som vi har i övre delen av jordskorpan.

Ett annat viktigt bidrag med stor praktisk betydelse presenterades av B McMahon från Dames & Moore i Australien (sid 475). Hans och hans många kollegors insamling av sprickdata från havererade dagbrottsslänter och utförda baklängesberäkningar utgör en viktig databank för mekaniska sprickdata.

Borrhålsradarn presenterades på mötet, och SGAB-geofysikerna fick mycket beröm för sitt instrument och dess prestanda (sid 515).

Symposievolymens sista artikel är ett postumt bidrag från Hans Larsson - den unge lovande forskaren från Luleå, som hastigt röcks bort i det avslutande skedet av sin forskarutbildning. Symposiet, och dess deltagare, har hyllat minnet av Hans genom att dedikera boken till hans minne.

## REFERENSER

Stephansson, O (editor) 1985. Fundamentals of Rock Joints. Proceedings of International Symposium on Fundamentals of Rock Joints, Björkliden, September 15-20, 1985. Centek Publishers, Luleå, 582 sid.

# HYDROGEOLOGI OCH TÄTNING
# Hydrogeology and grouting

# HYDROGEOLOGI OCH TÄTNING

Prof Anders Carlsson

Herr ordförande, ärade åhörare. Det känns stimulerande att kunna presentera två intressanta föredrag som behandlar hydrogeologi och tätning. Rubriken hydrogeologi och tätning är välformulerad. Injektering som bergtätning är en metod som är hänförbar både till ren teknik (utförande och injekteringsmedel) och till hydrogeologi/geologi (medium). Injektering är teknisk till utförande och funktion men hydrogeologisk till anpassning till det geologiska mediumet. Intressant är också att båda föredragen behandlar modellberäkningar.

En modellberäkning - statistisk, stokastisk, deterministisk modell i geologi - är för mig ett av många verktyg, som kan användas för att bättre försöka förstå bakomliggande förhållanden och relationer, dvs använda en på sannolikhetsbegreppet baserad teori om hur man från begränsade iakttagelser kan dra slutsatser av generell natur, med andra ord, i grunden en statistisk inferensteori.

Jag har en bestämd känsla av att de generella slutsatserna många gånger kommer i skymundan. Jag har själv fått uppleva modellerare, som ibland har en viss fallenhet för att dra mycket specifika och bestämda slutatser om ytterligt komplexa geologiska orsakssammanhang.

Min uppfattning är att man inte alltid tillräckligt beaktar sannolikheten för icke förutsägbara variationer i det geologiska materialet eller i den geologiska formationen.

Många gånger efterlyser man förtvivlat uppgifter om giltigheten hos de antaganden, som görs i samband med geologiska modeller. Sitter man och arbetar för mycket med modeller, så finns ju den risken, att man till slut tror att verkligheten är den som avspeglas i modellresultatet.

Det kan ju vara så, att man missat den mest relevanta informationen vid insamlingen av observationsdata. Vi har begränsade faktorer som t ex tidsfaktorn. Hur ser strömningen ut i en spricka efter några dagar, efter ett år, efter tio år osv? Modellernas förenklingar är begränsande faktorer i sig. Har vi beaktat just de mest viktiga parametrarna, samvariationen mellan olika parametrar? Listan kan naturligtvis göras hur lång som helst.

Med detta menar jag följande. Enbart en ökning av sofistikerade matematiska formuleringar av ett problem är av ringa värde om de motsvarande nödvändiga fysiska storheterna icke är direkt mätbara, när det gäller att praktiskt använda modeller.

En annan väsentlig faktor i sammanhanget är planeringen och insamlandet och bearbetandet av observationsdata, dvs den statistiska arbetsmetodiken. Det är viktigt, att man redan i ett projekts planeringsskede bestämmer sig för vilken modell man skall använda, och vilken statistisk procedur man skall följa för att insamla relevant data. Allt detta är frågan om ett välgenomtänkt och metodiskt arbete. I jakten på snabba beslut händer det tyvärr, att man ibland gör avkall på metodiken och noggrannheten och i stället mera följer Kajsa Wargs kokbok, alltså ett spontant insamlande av data.

Samplingsproceduren är A och O, och det är framför allt viktigt att beakta giltigheten hos det sample som tas. Vi använder t ex ett borrhål, säg 76 mm. Vi testar en bergvolym av storleksordningen några kubikcentimeter. Borrhålet, testet används för att extrapolera vårt resultat att gälla tusentals kubikmeter. Detta anknyter både till Tomas Franzéns och Ove Stephanssons inlägg om komplexibiliteten hos det geologiska materialet. Bilar utsätts för kvalitetskontroll. Mitt exempel med borrhålet skulle vara ungefär detsamma som att ta ut en skruv från en bil. Om skruven uppfyller kvalitetsfordringarna, extrapolerar vi resultatet till att dra slutsatsen, att hela bilen uppfyller kvalitetsfordringarna. Geologin är minst sagt lika komplex som alla sammantagna detaljer i en bil.

I de två kommande föredragen finns både hydrogeologiska och bergmekaniska beräkningsmodeller. Författarna är goda banérförare för användningen av beräkningsmodeller inom geovetenskapen, en användning som helt säkert i framtiden kommer att öka. Så jag lämnar över ordet till Carl-Lennart Axelsson som skall presentera föredraget om grundvattenmodellering för undermarksbyggande, en case-study. Varsågod.

# GROUNDWATER MODELLING FOR UNDERGROUND CONSTRUCTION - A CASE STUDY

# GRUNDVATTENMODELLERING FÖR UNDERMARKSBYGGANDE - EN CASE STUDY

Carl-Lennart Axelsson*, Tommy Olsson* and Otto Strack**

* Uppsala Geosystem AB, Uppsala, Sweden
** University of Minneapolis, Minnesota, USA

## INTRODUCTION

Three dimensional groundwater modelling have been performed with the aim of determining the efficiency of different hydraulic barriers included in the WP-Cave concept for nuclear waste disposal. The work was conducted with an analytical groundwater model developed by O. Strack and the modelling was completed by request of Boliden WP-Contech. One of the barriers in the WP-Cave concept consists of a hydraulic cage, which was found to be very effective in rejecting groundwater flow. The cage is a structure that may be used to increase the safety of a repository, but it is also of interest for other underground constructions, where a similar effect is required. This may be the case for water curtains in storages for gas and oil, and underground chambers for compressed air.

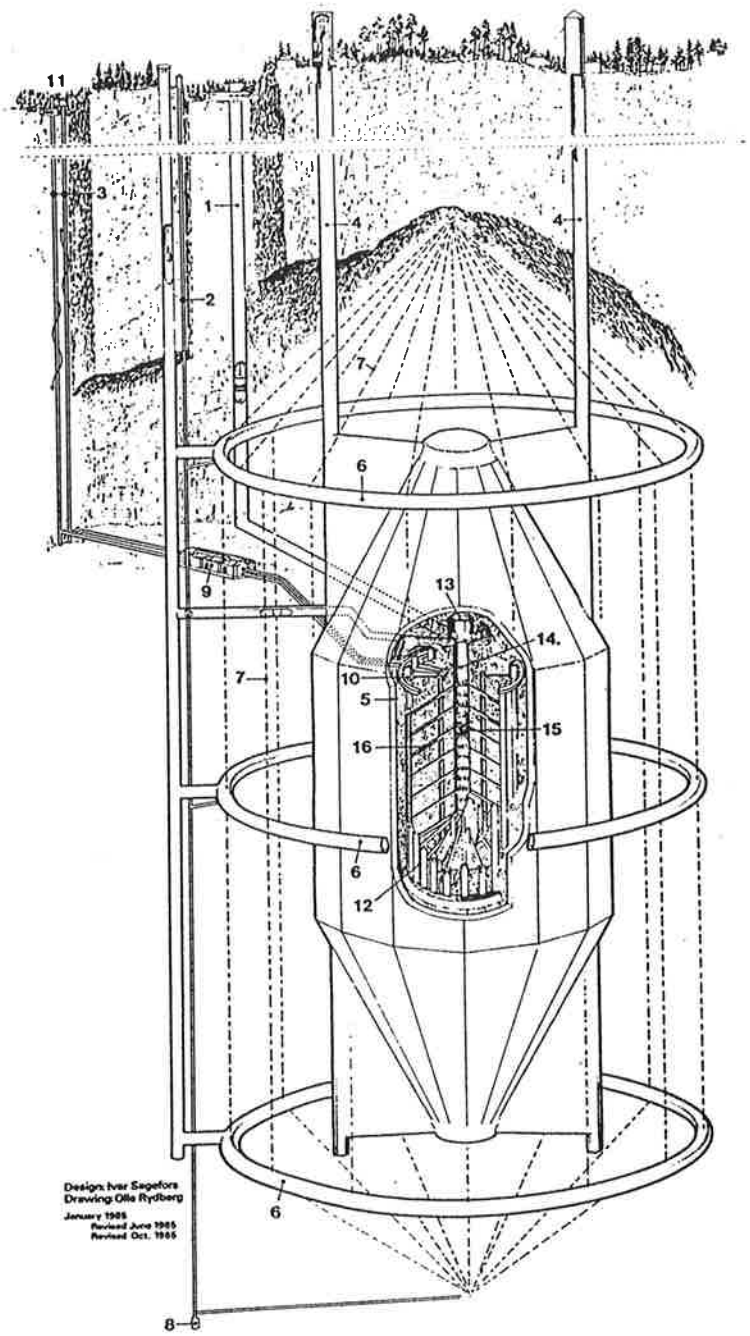
## THE WP-CAVE CONCEPT

The WP-Cave is made up by a central shaft surrounded by concentrical shafts. The outer shafts are connected to the central one by a number of inclined boreholes, where the canisters with the spent fuel are to be deposited.

The cave is surrounded by an excavated slot filled with a mixture of bentonite and sand. Two design concepts exist for the layout of the bentonite barrier, one where the cave is completely surrounded, and one with an open bottom of the bentonite shield. Outside this bentonite barrier there is a hydraulic cage which is made up by the inclined drift and a borehole mesh. The design concept is presented in Figure 1. A detailed description of the WP-Cave concept is given in /1/.

## PRELIMINARY ANALYSIS

The groundwater conditions are of fundamental importance in all concepts for storage of nuclear waste in geological formations. The groundwater flow through a potential repository site is governed by the regional flow, where the flow through a specific area depends on the hydraulic conductivity of the rock mass and the pressure




1. TRANSPORT AV BEHÅLLARE
2. PERSONALTRANSPORT
3. VENTILATIONSSCHAKT
4. SCHAKT FÖR UTTAG OCH FYLLNING AV BARRIÄR
5. BENTONIT-SANDBARRIÄR MED TJOCKLEK 5M
6. RINGTUNNEL FÖR HYDRAULISKA BUREN
7. HÅL FÖR HYDRAULISKA BUREN
8. PUMPSTATION
9. FLÄKTRUM
10. INVÄNDIGT FLÄKT-OCH VÄRMEVÄXLARRUM
11. VENTILATIONSBYGGNAD
12. VENTILATIONSSCHAKT
13. HISSMASKINERI
14. CENTRALSCHAKT
15. TRANSPORT- OCH HANTERINGSUTRUSTNING
16. BRÄNSLEBEHÅLLARE I FÖRVARINGSPOSITION

Figure 1. Schematic design of the WP-Cave with bentonite-sand barrier and hydraulic cage.

Schematisk design av WP-Cave med bentonit-sand barriär och hydraulisk bur.

gradient over the site. Thus, in order to reduce the flow through the repository either the conductivity or the gradient should be reduced. The WP-Cave concept introduces both these techniques. The conductivity is affected by the introduction of the bentonite-sand barrier and the gradient by the hydraulic cage.

The hydraulic cage is of special interest as previous investigations /2, 3/ showed that the cage may be of crucial importance for the efficiency of the structure. The reason for this is that the cage short-circuits the groundwater flow and provides a flow path with much lower resistance than the natural fractured rock mass.

The bentonite barrier gives an additional resistance to flow and the combined structure with the cage and the bentonite barrier will be even more efficient. The main objectives of the hydrogeological studies of the WP-Cave concept was to evaluate the function of the hydraulic barriers.

Some preliminary analysis were made by simplified models in order to find out the magnitude of results that could be expected and where difficulties could be anticipated.

Analytical formulas were derived for the flow through an idealized multilayer spherical model of the WP-Cave /2/. It was found that a construction of a hydraulic cage will allow only a small flow of groundwater through the cave. The diameter of the boreholes as well as the distance between them are important factors which influence the total effect of the cage.

One general result presented was that the hydraulic cage is as protective as the bentonite-sand barrier in rejecting groundwater flow, when the ratio between the equivalent hydraulic conductivity of the hydraulic cage and that of the rock mass equals the ratio between the hydraulic conductivity of the rock mass and the bentonite-sand barrier. For example, if the hydraulic conductivity of the rock mass is E-9 m/s, a hydraulic cage with the equivalent hydraulic conductivity of E-7 m/s is as effective as a bentonite-sand barrier with a hydraulic conductivity of E-11 m/s. In reality the hydraulic cage will in most cases be much more effective than the bentonite-sand barrier, since it is easier to achieve a higher hydraulic conductivity than a lower one in relation to that of the surrounding rock mass. Another advantage of the hydraulic cage over the barrier was found to be that the cage will retain most of its effectiveness even if it is incomplete, with clogged boreholes. The flow will remain to be drawn primarily towards the remaining boreholes in the hydraulic cage. On the contrary, a bentonite-sand barrier with flaws, particularly if the flaws occur on both the upstream and the downstream sides of the barrier, will loose much of its effectiveness.

Based on the experience gained, an exact 2-dimensional

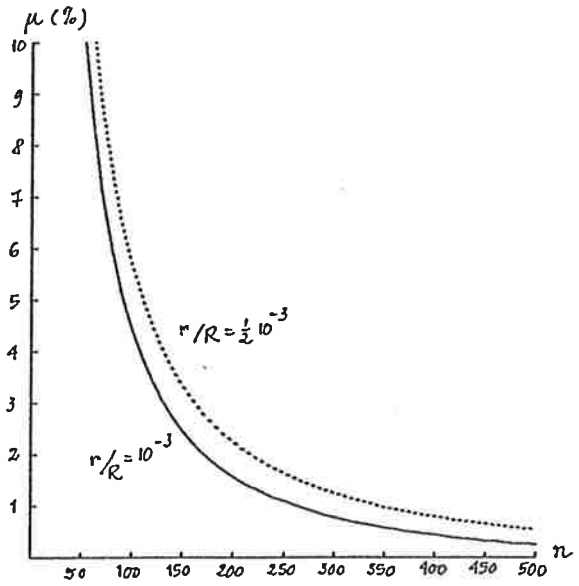



Figure 2. Ratio between flow through the hydraulic cage and the total flow in the rock mass as a function of number of boreholes in the cage. r=borehole radius, R=radius of hydraulic cage.

Förhållandet mellan flödet genom den hydrauliska buren och totalt flöde i bergmassan som funktion av antalet borrhål i den hydrauliska buren. r=borrhålsradie, R=radie av den hydrauliska buren.

computer solution was set up for the hydraulic cage /4/. For this purpose it was assumed that the hydraulic cage consisted of infinitely long vertical boreholes. This approximation does not take the 3-dimensional boundary effects into account. It is though quite good for horizontal groundwater flow, because the flow through the central part of the cage is roughly 2-dimensional and occurs mainly in the horizontal plane. The input to the model is given by two variables for the design of the cage. These are the ratio between the radii of the hydraulic cage and the boreholes and also the number of boreholes. The results are presented as the ratio between the flow that passes through the hydraulic cage and the groundwater flow that would have passed the same rock volume if no hydraulic cage had existed. Model calculations have been made for different numbers of boreholes and ratio between the radii and the result is plotted in Figure 2. From this it is seen that the efficieny of the cage strongly depends on the borehole spacing. For example, a hydraulic cage with a radius of 75 m and a borehole diameter of 150 mm (r/R=0.001), will collect 97 % of the groundwater flow when the distance

between the holes is about 3 m and 99 % when the distance between the holes is about 1.5 m. Additional boreholes only marginally improve the efficiency. For the final design of the cage it is necessary to state the amount of water flow through the cave that may be accepted.

## GROUNDWATER MODEL

A computer program for modelling the 3-dimensional flow near a hydraulic cage in an infinite aquifer has been developed by Dr. Otto Strack /5, 6/. The model is based on a new technique called the analytic element method. It uses analytic functions for solving the potential formulation of the differential equation for groundwater flow. The modelling of aquifer systems is performed by superposition of functions, called analytical elements. Each of these functions represents a particular feature of the aquifer system to be modelled, and contains a certain number of degrees of freedom. The degrees of freedom are embodied in constant factors, which are determined in such a way that the complete solution meets the boundary conditions at chosen points, called constraint points. Each of these conditions gives rise to an equation: a constraint equation. By taking the number of constraint points equal to the number of coefficients a system of equations is obtained from which all coefficients can be determined.

The hydraulic cage is modelled by a series of drains in three-dimensional space. The analytic element used to model the drains is called a line-sink, which consists of a finite line-segment in space along which water is extracted. The drains are modelled by superposition of analytic solutions for the three-dimensional line-sink. The rate of water extraction along the line-sink is taken to vary linearly. The assumption made for solving the system of equations is that the head at selected points on the circumference of the drains, the control points, be equal to one another. In addition to this, the condition is imposed that the sum of the discharge of all line-sinks is equal to zero, that is the system does not extract water.

The bentonite-sand barrier is modelled by infinitely thin areal elements, called doublet panels. The drop in potential across each element is modelled by a quadratic analytic function. From this the flow through the bentonite barrier can be determined.

The assumptions underlying the analytical model are as follows:

1. The resistance to flow in the drainage shafts is considered sufficiently small to be neglected. This implies that the hydraulic head is constant in each borehole.

2. The drains are ideally connected by the access tunnel so that the hydraulic heads in all boreholes are equal to the same value.

3. The effect of the access tunnel on the flow pattern may be neglected. The hydraulic cage thus will be modelled as consisting of a system of ideally connected boreholes.

4. The thickness of the bentonite-sand barrier is negligible concerning the potential distribution and flow inside the barrier. Thus, the barrier can be modelled with infinitely thin areal elements.

## HYDRAULIC CAGE

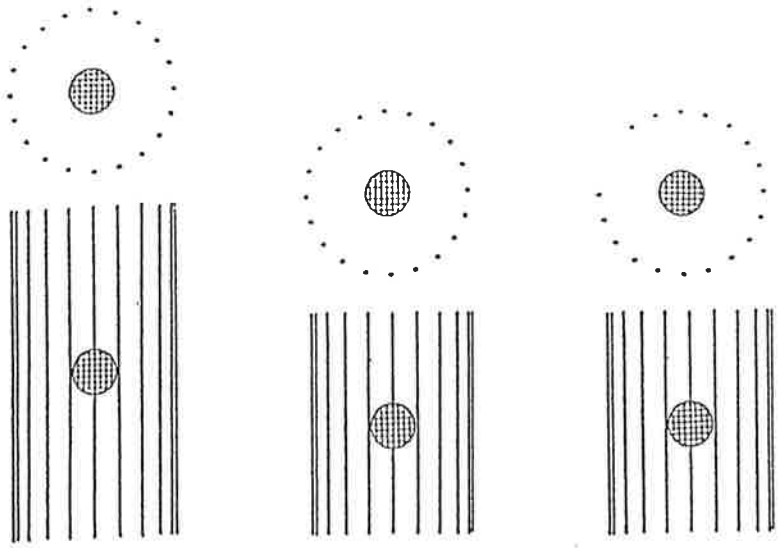
The first stage of the evaluation of the 3-dimensional effects on the flow pattern in the vicinity of a WP-Cave only takes into consideration the hydraulic cage. Different geometries of the cage have been simulated and also flaws in the cage, such as clogged boreholes (Figure 3). The aim of modelling various designs was to evaluate the effect of different borehole length as well as inclination of the boreholes.

The design in case E is the most comparable to the proposed design of the WP-Cave. The upper 125 m and lower 105 m of the boreholes are inclined leaving circular openings at the top and bottom with a radius of 10 m. The total height of the cage for this design is 305 m.

The radius of the hydraulic cage was assumed to be 75 m and the radius of the boreholes 75 mm. The number of equations needed for each borehole in the 3-dimensional model has limited the number of holes used in the model. Due to computer capacity limitations, the number of holes was set at only 20, which gives a distance between the holes of about 23.5 m (Figure 4). The optimum number of holes is more than 100 for a hydraulic cage with a 75 m radius.

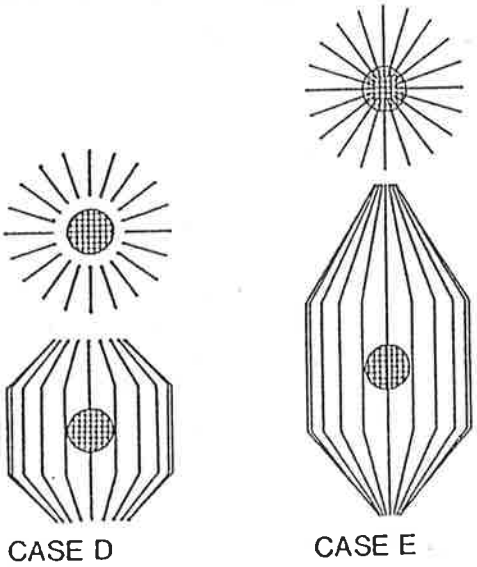
The absolute values of the results obtained, therefore, are of less interest and are only looked upon as relative values for comparison and determination of the most effective design of the hydraulic cage. By comparing the results from the 3-dimensional evaluation with similar calculations for a 2-dimensional model, it has also been possible to see how much more accurate the 3-dimensional model is.

The modelling of the groundwater flow is based on the fact that it will follow the path of least resistance. The existence of a borehole gallery where the boreholes are connected to each other will result in a number of wells, each having the same head. This head will be approximately equal to the mean value of the heads in the surrounding rock mass at the downstream and upstream



CASE A CASE B CASE C

CASE A: Length of boreholes is 300 m
CASE B: Length of boreholes is 200 m
CASE C: Length of boreholes is 200 m. Two of the boreholes are clogged



CASE D CASE E

CASE D: Length of boreholes is 200 m. Upper and lower 60 m of boreholes are inclined 45 degrees
CASE E: Length of boreholes is 350 m. Upper 125 m and lower 105 m of boreholes are inclined

Figure 3. Different geometries of the hydraulic cage for which model calculations have been performed.

Olika geometriska utföranden av hydrauliska buren som använts vid modellberäkningarna.

edges of the gallery. As a consequence, the upstream part of the hydraulic cage will have a lower head than the rock mass and the water is drained into the hydraulic cage. The opposite applies to the downstream part of

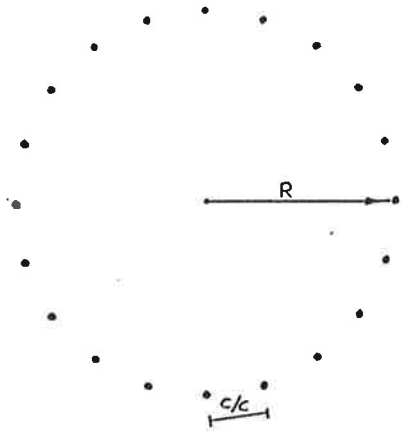



Figure 4. Array of boreholes used in the 3-dimensional analysis. (R=75 m, c/c = 23.5 m).

Borrhålskonfiguration som använts i den 3-dimensionella analysen (R=75 m, c/c=23.5 m).

the cage where the water is flowing into the rock mass. The effect of the hydraulic cage is that it creates this redistribution of the groundwater flow and leaves the central rock mass with an almost stagnant water volume, which will then have a low gradient. The principal function of a hydraulic cage is shown in Figure 5, which gives the distribution of hydraulic head around the boreholes.

The groundwater flow towards the three frontal boreholes of the cage is shown in Figure 6. The stream lines show that the flow heads towards the holes of the hydraulic cage and also passes them in the rock mass between the holes. The horizontal lines show the hydraulic head. The gradient and thus the flow is higher when the distance between the lines is smaller. It is seen that the flow inside the cage is significantly decreased and nearly uniform.

The evaluation of the efficiency of the hydraulic cage has been carried out for horizontal flow as well as for a flow inclined $30^{o}$ to the horizontal plane. The design cases with inclined boreholes have also been modelled with flow inclined $60^{o}$ and $90^{o}$ to the horizontal plane. This will simulate the behaviour of a hydraulic cage situated in an extreme recharge area. In all cases the hydraulic head is assumed to be 300 m in the centre of the cave.

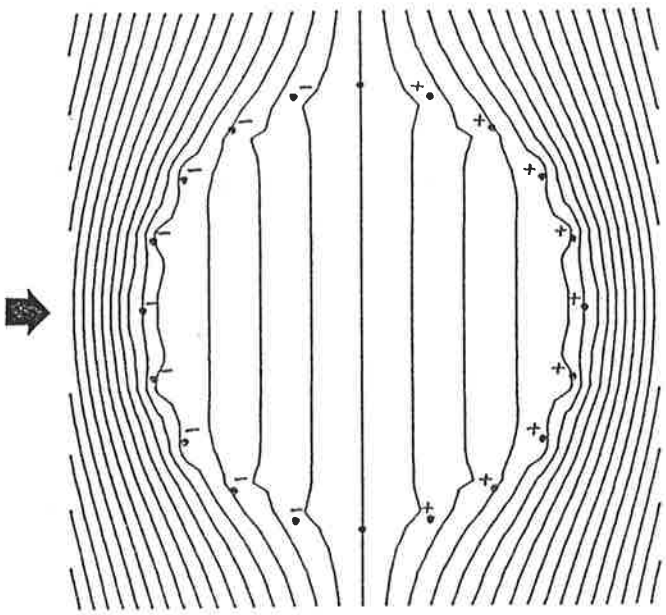


Figure 5. Head distribution around a hydraulic cage showing discharging boreholes (-) on the upstream side and recharging boreholes (+) on the downstream side.

Tryckfördelning runt en hydraulisk bur med dränerande borrhål (-) på uppströmssidan och infiltrerande borrhål (+) på nedströmssidan.

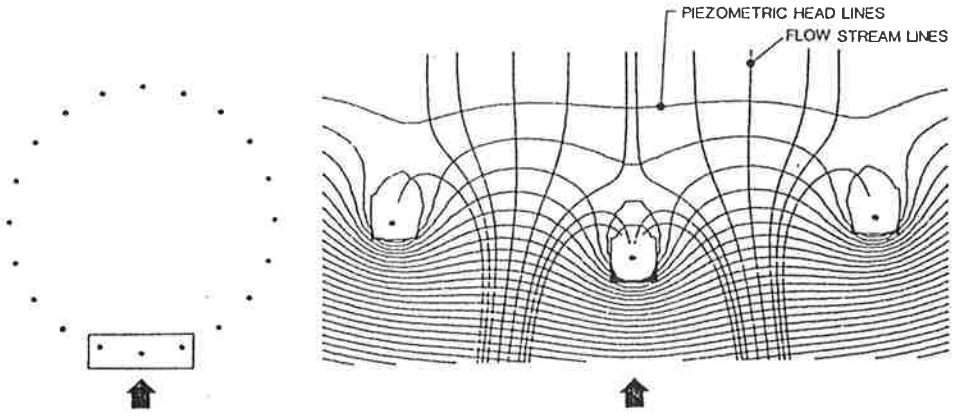



Figure 6. Left-hand figure shows part of borehole array used for showing flow torwards a hydraulic cage. Right-hand figure shows hydraulic head and streamlines around front boreholes of a hydraulic cage.

Vänstra figuren visar de borrhål som används för att illustrera flödet mot en hydraulisk bur. Högra figuren visar grundvattentryck och strömlinjer runt de främre tre borrhålen i en hydraulisk bur.

The results obtained are in the form of diagrams of the hydraulic head as shown in the examples for Cases A and E in Figures 7 and 8.

The efficiency of the hydraulic cage has been described as the percentage of the groundwater flow that will pass the hydraulic cage and flow through the storage which is assumed to be 140 m high and 65 m wide.

The different values calculated for the various designs and for different inclination of the groundwater flow, are shown in Table 1.

One conclusion made from the calculations is that the most effective design of the hydraulic cage for horizontal flow is with long boreholes, Case A, which has hole lengths of 300 m. For 20 holes in the hydraulic cage, the flow through the storage is calculated to be 29% for a horizontal flow. As seen in Table 1, the values for Case E with inclined boreholes are somewhat higher regarding horizontal flow.

Table 1 also shows the relative increase of flow through the hydraulic cage when two of the frontal holes are clogged, Case C. The increase of flow compared with Case B is about 7% in absolute value.

Figure 9 shows hydraulic head and stream lines for the front left quadrant of a hydraulic cage for the cases when two boreholes are clogged and with a complete hydraulic cage. The effect of clogging, apart from the increased flow through the cage, is that the remaining holes increase their effectiveness. The functioning boreholes next to the clogged ones double their distance of capturing flow.

Table 1. Percentage of flow in the rock mass that flows through centre of the hydraulic cage for modelled cases at different inclination of groundwater flow.

Procentuell andel av flödet i bergmassan som strömmar genom centrum av den hydrauliska buren för de modellerade fallen vid olika riktning på grundvattenflödet.

| | CASE A | CASE B | CASE C | CASE D | CASE E |
|---|---|---|---|---|---|
| $0^{o}$ | 29 | 32 | 39 | 32 | 31 |
| $30^{o}$ | 28 | 35 | - | 31 | 28 |
| $60^{o}$ | - | - | - | 30 | 22 |
| $90^{o}$ | - | - | - | 30 | 19 |

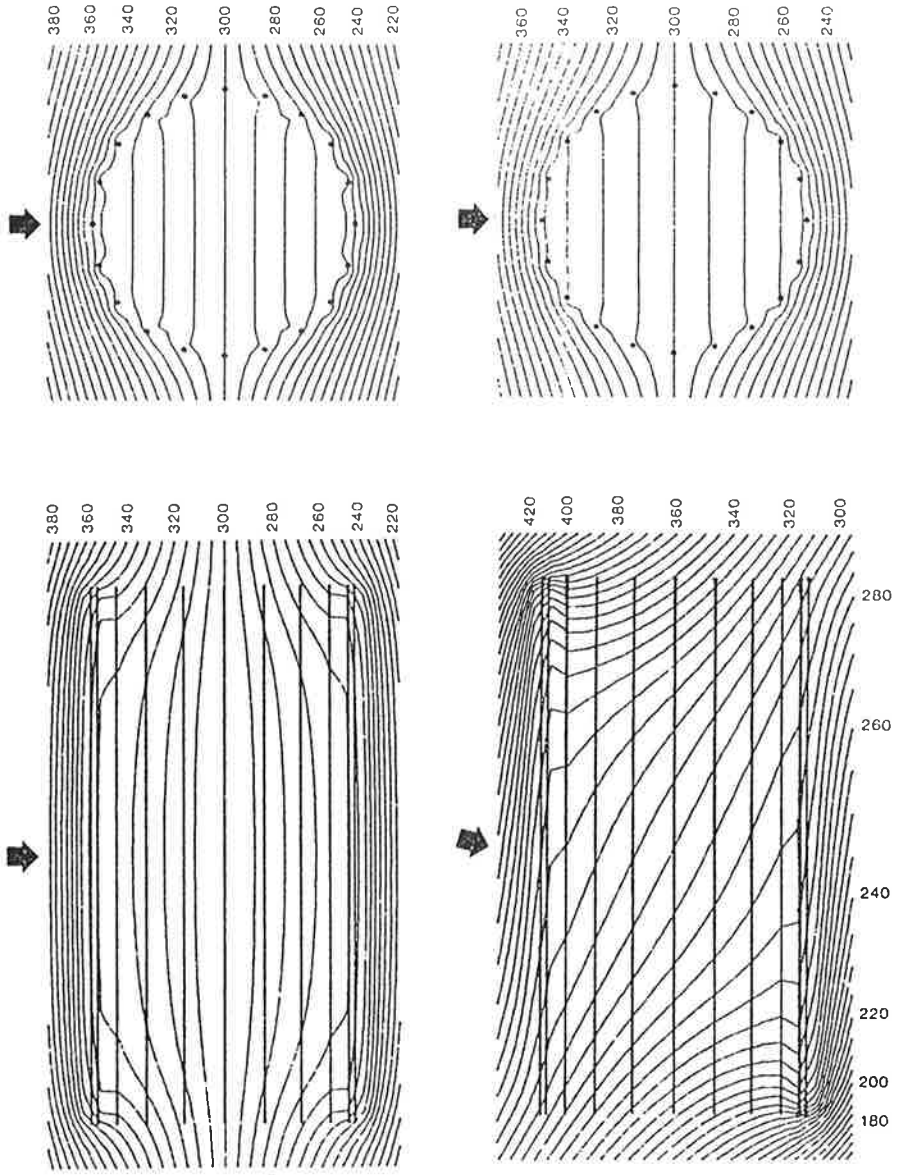



Figure 7. Hydraulic head in vertical (lower figures) and horizontal (upper figures) planes through centre of a hydraulic cage with borehole length of 300 m (Case A). Figures show results for a flow with an inclination of $0^{o}$ and $30^{o}$ to the horizontal plane.

Grundvattentryck i vertikal- (nedre figurer) och horisontalplan (övre figurer) genom centrum av en hydraulisk bur med borrhålslängder av 300 m (Fall A). Figurerna visar resultaten för ett horisontellt flöde och ett med $30^{o}$ lutning mot horisontalplanet.

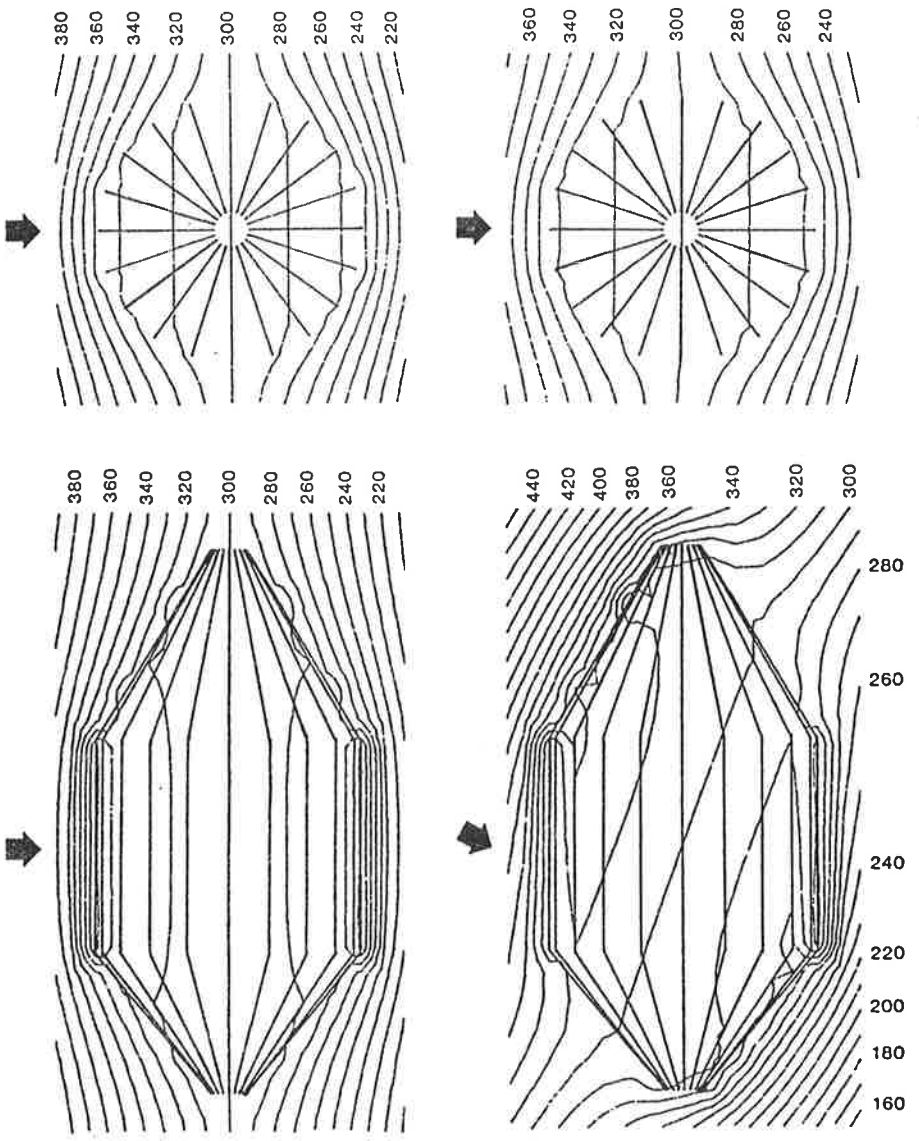



Figure 8. Hydraulic head in vertical (lower figures) and horizontal (upper figures) planes through centre of a hydraulic cage with borehole length of 350 m. Upper 125 m and lower 105 m of boreholes are inclined (Case E). Figures show results for a flow with an inclination of $0^{o}$ and $30^{o}$ to the horizontal plane.

Grundvattentryck i vertikal- (nedre figurer) och horisontalplan (övre figurer) genom centrum av en hydraulisk bur med borrhålslängder av 350 m (Fall E). Figurerna visar resultaten för ett horisontellt flöde och ett med $30^{o}$ lutning mot horisontalplanet.

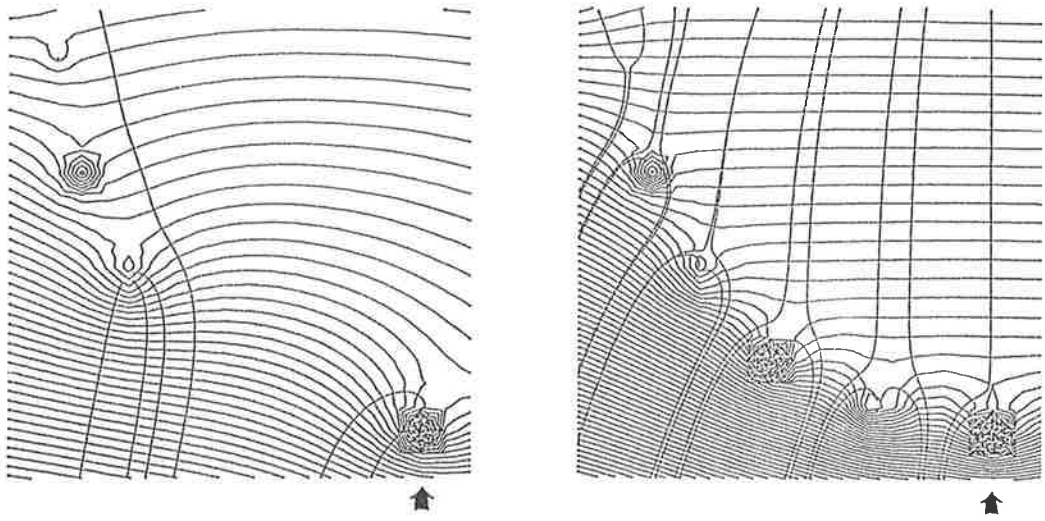


Figure 9. Hydraulic head and streamlines for the front left quadrant of a hydraulic cage when two boreholes are clogged (left figure) and when all boreholes are functioning (right figure).

Grundvattentryck och strömlinjer för främre vänstra kvadranten av en hydraulisk bur när två borrhål är igensatta (vänstra figuren) och när alla borrhål fungerar (högra figuren).

When the hydraulic cage is designed with inclined boreholes, it becomes more effective in reducing the flow when the flow angle to the horizontal plane increases. The effect is explaned by the decreased distance between the boreholes in a horizontal projection compared to a vertical projection. Thus, the hydraulic cage is most effective in extreme recharge areas. The flow through the storage is decreased from 31% to 19% in Case E when the flow angle increases from $0^{o}$ to $90^{o}$.

A comparison between the 2-dimensional and 3-dimensional models has been made for the 20-hole concept. The results obtained show that the 2-dimensional model somewhat underestimates the flow through the cage but only to a minor degree. Table 2 gives the ratio between the 3-dimensional and 2-dimensional flow for Cases A, B, D and E.

The conclusion is that the 2-dimensional model gives results in the same order of magnitude as the 3-dimensional model. Thus, for the design purposes, such as shape, number of holes etc, the work can be done with the more simple 2-dimensional model. Only at a later stage is it necessary to check the results by applying the 3-dimensional model.

Table 2. Calculated 3-D flow for Cases A, B, D and E in terms of 2-D flow.

Förhållandet mellan 3-dimensionellt och 2-dimensionellt flöde.

| Calculated case | Flow 3D/2D |
|---|---|
| Case A | 1.02 |
| Case B | 1.12 |
| Case D | 1.12 |
| Case E | 1.07 |

BENTONITE-SAND BARRIER

The efficiency of the bentonite-sand barrier was modelled for the two design consepts with and without a bottom cone in the bentonite-sand barrier. A total height of 245 m was used for the barrier with a bottom cone, while the height without a bottom cone was taken to 195 m. For both cases the radius of the bentonite-sand barrier was assumed to be 50 m in the central part, while the radius at the top was taken to 1 m. The bottom radius was assumed to be 10 m when modelling the bentonite-sand barrier with a bottom cone.

Different values have been assumed for the thickness of the bentonite-sand barrier and the ratio between the hydraulic conductivity of the barrier and the rock mass. The flow was assumed to be horizontal. The results are obtained as the percentage of the groundwater flow that passes through the bentonite-sand barrier and flows through the storage (Table 3).

Table 3. Percentage of flow in the rock mass that flows through centre of the bentonite-sand barrier for the two design consepts.

Procentuell andel av flödet i bergmassan som strömmar genom centrum av bentonit-sand barriären för de två designkonsepten.

| Thick-ness (m) | K bent/ K rock | Closed bottom | Open bottom |
|---|---|---|---|
| 5 | 0.1 | 63 | 65 |
| 5 | 0.01 | 12 | 19 |
| 1 | 0.01 | 52 | - |

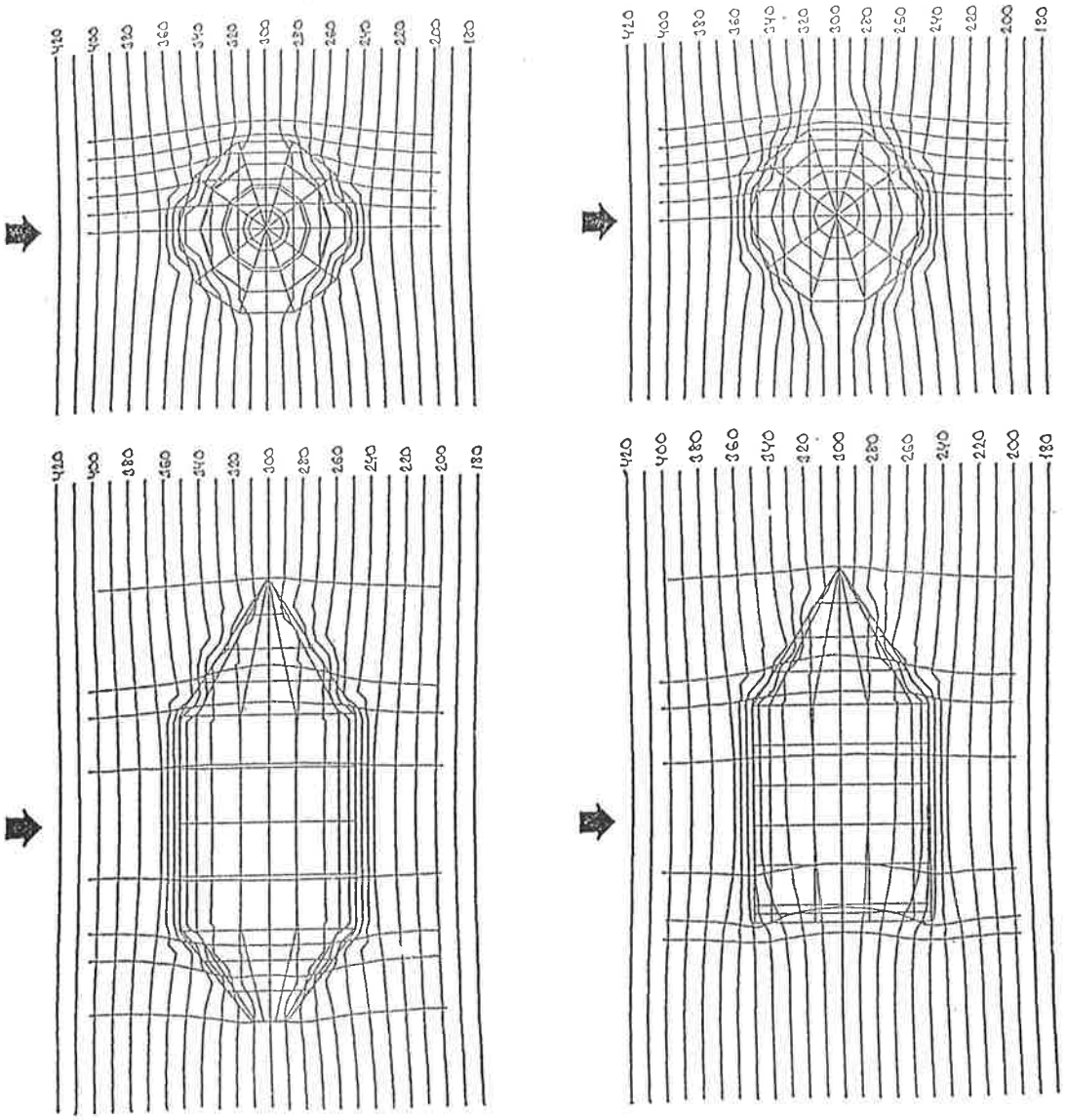


Figure 10. Hydraulic head and streamlines in vertical (lower figures) and horizontal (upper figures) planes through centre of a bentonite-sand barrier with bottom cone and without bottom cone.

Grundvattentryck och strömlinjer i vertikal- (nedre figurer) och horisontalplan (övre figurer) genom centrum av en bentonit-sand barriär med bottenkon och utan bottenkon.

The comparison between the two design concepts, with and without bottom cone, shows that there is only a slight difference between them when constructed in a homogeneous rock mass.

Figure 10 shows the hydraulic head and streamlines around a bentonite-sand barrier with and without a bottom

cone for the case when the hydraulic conductivity of the barrier is 10 times lower than that of the surrounding rock mass. The boundary effects without a bottom cone is quite small, and only a minor fraction of the groundwater flow will enter through the bottom of the barrier.

The difference between the two concepts becomes more pronounced with increasing conductivity contrast. This is due to the fact that more flow is entering the cave through the open bottom of the barrier. It can further be seen that the thickness of the barrier is of great importance and also the difference in hydraulic conductivity between the bentonite-sand barrier and the rock mass. If, for instance, the bentonite-sand barrier can be constructed with a hydraulic conductivity 10 times lower than that of the surrounding rock mass, the barrier rejection is only about 35% of the groundwater flow in the surrounding rock mass. On the other hand, the rejection is calculated to be about 85 % when the hydraulic conductivity of the barrier is 100 times lower.

Consequently, the bentonite-sand barrier becomes more important with increasing conductivity contrast. However, a siting of the cave is supposed to take place in a high quality rock mass with a conductivity as low as E-9 m/s to E-11 m/s. Thus, the hydraulic conductivity of the betonite-sand barrier will probably not be more than 10 times lower than that of the surrounding rock mass. This implies that the effect of the bentonite-sand barrier is diminished except where existing zones of weak and conductive rock are intersecting the cave.

## COMBINED HYDRAULIC CAGE AND BENTONITE-SAND BARRIER

The final stage was to evaluate the efficiency of the combined hydraulic cage and bentonite barrier with the 3-dimensional model. Both the hydraulic cage and bentonite-sand barrier were modelled as closed barriers. The combined barriers were modelled for the 20 borehole concept with a 5 m thick bentonite-sand barrier with a conductivity contrast of 0.1 for horizontal flow. The resulting hydraulic head in the vicinity of the combined barriers is shown in Figure 11.

The combined barriers reduce the flow through the storage to 16 % of the flow in the rock mass. Most of this reduction is due to the hydraulic cage. If the two barriers are studied separately it can be seen that the cage reduces the flow with about 70 % and the bentonite-sand barrier with about 35 %, i.e. the through-flow is 30 % and 65 % for the respective barrier. It should be noted that the cage is designed with only 20 boreholes in these calculations. With an increase in the number of boreholes to 150, the flow through the storage is reduced to less than 3 % and this is due to the cage only. This would indicate that the flow through the storage would be reduced to less than 2 % for a hydraulic cage

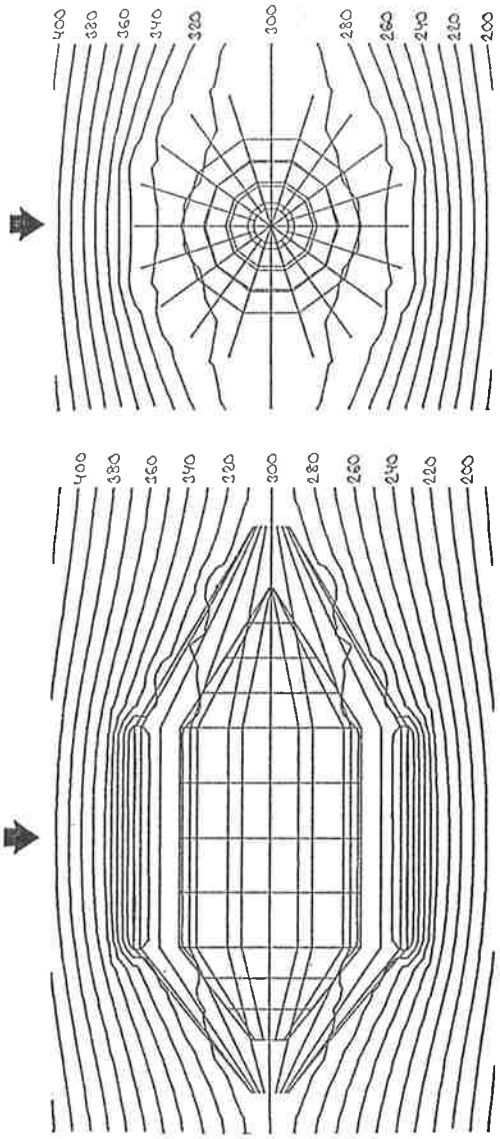



Figure 11. Piezometric contours in the vertical and horizontal planes through the centre of the cave for a WP-Cave with a hydraulic cage and a bentonite barrier for horizontal flow

Grundvattentryck i vertikal- och horisontalplan genom centrum av en WP-Cave med hydraulisk bur och bentonit-sand barriär.

with 150 boreholes in combination with a bentonite-sand barrier.

With respect to rejection of groundwater flow, the cage has a very high efficiency compared to the bentonite-sand barrier. This is due to the low conductivity contrast that is expected between the bentonite-sand barrier and the surrounding rock mass. However, the bentonite-sand barrier will be of importance for sealing off local discontinuities.

## CONCLUSIONS

The model calculations carried out have shown a good efficiency of the hydraulic cage in rejecting groundwater flow. The results indicate that the hydraulic cage, with a diameter of 150 metres, will divert approximately 97 % of the groundwater flow when the borehole spacing is about 3 metres.

The difference in results between the 2-dimensional and 3-dimensional model is very small. However, the 2-dimensional model somewhat underestimates the flow through the cage. This indicates that the basic design, such as borehole diameter and borehole spacing, can very well be carried out using the 2-dimensional model.

The 3-dimensional calculations show that a hydraulic cage, consisting of long vertical boreholes, is as effective as a closed cage for horizontal and slightly inclined flow. It is also shown that the flow direction is of little importance, provided that the cage is designed with inclined boreholes both above and below the central cave. This implies that the siting of the repository with respect to recharge and discharge areas is of minor importance. However, a siting in a recharge area is preferable as this gives two major advantages:

1. The effect of the cave is maximized

2. The flow paths from the repository to the biosphere will be as long as possible

The effect of flaws, such as clogged boreholes in the hydraulic cage will slightly increase the flow through the cage. The greatest effect will occur if some holes are clogged both on the upstream and downstream side of the cage. Apart from increasing the flow, the effect of clogging is that the remaining boreholes will be more effective in capturing the flow. Flaws in the bentonite-sand barrier have a more serious effect on the groundwater flow through the repository compared to the hydraulic cage.

Concerning the efficiency of the bentonite-sand barrier, the two design concepts, with and without a bottom cone, are almost equally effective in reducing the groundwater flow through the repository.

When comparing the groundwater diversion efficiency, the calculations show that it is possible to create a much higher effect with the cage than with the bentonite-sand barrier provided that the siting of the repository is in a rock mass of high quality. With 150 boreholes, the hydraulic cage will reduce the flow through the repository by about 97 %, compared with a reduction of 35 % for a 5 metre thick bentonite-sand barrier with a hydraulic conductivity ten times less than that of the rock mass. However, the bentonite barrier will be of great importance for sealing individual water-bearing frac-

tures and fractured zones. In this case the bentonite barrier causes a much lower conductivity of the sealed fractures than obtained with any grouting technique available today.

An additional effect of the bentonite-sand barrier is that it may act as an ion exchanger where the radionuclides may be absorbed. This adds an additional safety factor to the WP-Cave concept.

The combined effect of the hydraulic cage and the bentonite-sand barrier presents a repository design which, from a hydraulic point of view, has a very high efficiency in order to reduce the groundwater flow through the repository. The through-flow will be reduced to less than 1 % of the natural flow in the surrounding rock mass.

In conclusion, the hydraulic cage has a very high efficiency in reducing the groundwater flow through the repository, and the bentonite-sand barrier adds a structure of additional efficiency.

The concept of the hydraulic cage is not only usuable for the present aim with radioactive waste disposal, but the idea may also be adopted wherever a similar effect as that of the hydraulic cage is suitable. This may be the case for water curtains for oil and gas storage and underground chambers for compressed gas.

## SAMMANFATTNING

WP-Cave konceptet är ett förslag till slutlager för radioaktivt avfall utvecklat vid Boliden WP-Contech AB. WP-Cave består av ett centralt berglager där avfallet förvaras. Detta är omgivet av tre skilda hydrauliska barriärer för att motverka en eventuell radionuklidtransport från lagret och ut i biosfären. Närmast bergrummet ligger en utsprängd slits fylld med en sand-bentonitblandning. Utanför denna finns en hydraulisk bur, som utgörs av ett borrhålsgalleri där de enskilda borrhålen är förbundna sinsemellan via ett tunnelsystem. Genom detta system leds grundvattnet förbi lagret med dess högaktiva avfall. Som en sista barriär fungerar själva berggrunden.

I syfte att undersöka funktionen hos de olika hydrauliska barriärerna som ingår i WP-Cave konceptet har en omfattande grundvattenmodellering utförts. Den modell som härvid använts är en analytisk modell utvecklad av O. Strack med vilken både två- och tredimensionella beräkningar kan genomföras. Modellberäkningarna har utförts i fyra fristående steg enligt följande:

1. Preliminär analys.
   3-dimensionella förenklade sfäriska och 2-dimensionella beräkningar för att fastställa den principiella funktionen hos de olika bar-

riärerna.

2. Modellering av den hydrauliska buren.
   3-dimensionella beräkningar för att undersöka hur buren fungerar vid olika grundvattenflöden, samt att studera effekten av olika design och igensättning av borrhål.

3. Modellering av sand-bentonit barriären.
   3-dimensionella beräkningar för att studera barriärens tätande effekt beroende på tjocklek och utformning.

4. Modellering av WP-Cave.
   3-dimensionella beräkningar av det kompletta konceptet med både hydraulisk bur och sand-bentonit barriär i en bergmassa av bra kvalitet.

Resultaten av beräkningarna visar att den hydrauliska buren reducerar grundvattenströmningen genom lagret högst väsentligt. En bur uppbyggd av borrhål med ett inbördes avstånd av ca 3 m reducerar flödet genom lagret till ca 3 % av den naturliga vattenföringen i berget. Sand-bentonitbarriären har en betydligt lägre effektivitet och dess funktion beror helt på den kontrast i hydraulisk konduktivitet som kan uppnås mellan barriären och omgivande bergmassa. Med en placering av WP-Cave i en bra bergmassa, motsvarande de krav som idag ställs på den berggrund där ett slutlager för radioaktivt avfall kan placeras, kan i bästa fall en reduktion av vattenföringen innaför barriären till i storleksordningen 65 % uppnås. Detta kan jämföras med de ca 3 % som åstadkoms av den hydrauliska buren. Emellertid kan sand-bentonit barriären ha stor betydelse för att täta enskilda zoner av vattenförande berg. För WP-Cave som helhet, med både hydraulisk bur och sand-bentonit barriär blir vattenföringen genom lagret i storleksordningen 1-2 % av den i den omgivande bergmassan.

Modellberäkningarna har visat att WP-Cave konceptet uppvisar hydrauliska egenskaper som markant reducerar vattenföringen genom dess centrala delar vilket är en eftersträvansvärd egenskap för slutlagring av radioaktivt avfall eller utbränt kärnbränsle. Den hydrauliska buren är ett koncept som även kan användas i många andra sammanhang, exempelvis för att erhålla effektiva vattenridåer kring olje- och gaslager.

REFERENSER

/1/ BOLIDEN WP-CONTECH AB, 1985: NAK WP-Cave Project. Report on the research and development stage May 1984 to October 1985. Statens Kärnbränslenämnd, SKN Report 16.

/2/ STRACK, O.D.L., 1984: Three-dimensional groundwater flow patterns in the vicinity of a WP-Cave. Analysis and Results. Itasca Consulting

Group, Minneapolis.

/3/ AXELSSON, C-L, OLSSON, T., 1983: WP-Cave - Hydrogeologiska bedömningar. Sveriges Geologiska Undersökning, Uppsala.

/4/ STRACK, O.D.L., 1984: Report on phases 1 and 2. WP-Cave Groundwater model. Itasca Consulting Group, Minneapolis.

/5/ STRACK, O.D.L., 1985: Report on stages 3 and 4 of the development of a computer program for modelling flow near a hydraulic cage. Itasca Consulting Group, Minneapolis.

/6/ AXELSSON, C-L., OLSSON, T., 1985: Modeling of groundwater flow and streamlines through a WP-Cave. Uppsala Geosystem AB, Uppsala.

# OTÄTT BERG UNDER ÖSTRA SUORVADAMMEN

Permeable bedrock beneath the East Suorvadam

Civ.ing. Urban Norstedt, Vattenfall

## 1 INLEDNING

Frågan om bergets och injekteringsskärmens täthet under den östra dammen i Suorva har dramatiskt accentuerats av läckaget genom dammkärnan i oktober 1983. Vid kontrollborrningar noterade med förvåning att injekteringsskärmen förlorat sin täthet, åtminstone vid läckagestället.

Denna redogörelse avser beskriva undersökningarna med anledning av den vid läckaget dokumenterade otätheten i injekteringsskärmen.
Som bakgrund redogörs kortfattat för dammkonstruktion, läckageförlopp och möjliga orsaker.

## 2 DAMMBESKRIVNING

Suorvamagasinet innehåller 5 900 miljoner $m^3$ vatten och är vad energiinnehållet beträffar landets största. Volymsmässigt är Vänernmagasinet större. Regleringen av Suorva är en flerårsreglering. Uppdämningen sker med hjälp av tre dammar, Västra dammen, Sågviksdammen och Östra dammen, figur 1 och 2.

Dammarna som anlades 1968-72 har utformats som stenfyllnadsdammar med central tätkärna av morän. Moränen omges av grusfilter och stödfyllning av sprängsten, figur 3.

Den östra dammen är ca 50 m hög och drygt 700 meter lång, figur 4. I samband med utsprängning av en andra tilloppstunnel från Suorva till Vietas kraftstation erhölls stora mängder sprängsten. En del har placerats på dammens nedströmsdel som därvid blivit extra kraftigt.

För att skydda tätkärnan och minska läckage under dammen har berget på traditionellt sett tätats med cementinjektering. Injekteringsskärmen har förts ned till ett djup ungefär motsvarande halva avståndet från dämningsgränsen ned till grundläggningsnivån. Där bergytan varit sprucken har den förseglats och avjämnats med sprutbetong.

## 3 LÄCKAGE

Den 4 oktober 1983 upptäcktes att grumligt vatten strömmade ut nedströms dammen. Det totala läckaget uppmättes till ca 130 l/s (8 $m^3$/min).

Vid uppströmskanten av dammkrönet vid sektion 0/740 hade en markerad krater uppstått, figur 5. Inom en diameter av ca 6 m hade dammaterialet sjunkit ned vertikalt ca 1,5 m. Det grumliga läckvattnet visade att inre erosion pågick i dammkärnan medan insjunkningen visade var. För att minska läckflödet startades en avsänkning av vattennivån i magasinet påföljande dag. Avsänkningen fortgick tills vattenytan sänkts 1 m.

För att fastställa inläckningsnivån startades spårämnesförsök. Den radioaktiva isotopen Indium 113 med halveringstiden 100 min injicerade genom nedborrade rör i uppströmsfiltret intill tätkärnan och registrerades i läckvattnet. Omfattande försök visade att inläckningen var koncentrerad till nivån 449 - 449,5 inom området 0/740 - 0/741.

Sedan inläckningen lokaliserats borrades i kärnan för att nå vad som då antogs vara en skada tvärs genom tätkärnan på inläckningsnivån. Provtagningarna visade dock att skadorna var mer omfattande. I de tre hålen påträffades grus och urspolad morän ända ned till berggrunden.

Den 22-25 oktober tätades det urspolade området i tätkärnan med injektering av cement och bentonit med självtryck från dammkrönet genom foderrören i de tre undersökningshålen. Injekteringen bedrevs parallellt med stegvis 0,5 m höjning av rören från botten och uppåt. Ca hälften av bruket injekterades i tätkärnans undre del och hälften omkring inläckningsnivån. Totalt förbrukades vid detta tillfälle ca 40 ton cement.

Som framgår av läckagediagrammet, figur 6, hade läckaget under avsänknings- och läcksökningsfasen minskat till en fjärdedel. I och med injekteringen upphörde läckaget helt. Den successivt minskade läckningen bekräftade att dammens självläkning fungerade.

Därefter inriktades ansträngningarna på att undersöka hur stor omfattning skadan fått, hur väl injekteringsmaterialet fyllt ut den urspolade zonen samt om några otätheter fanns i den injekterade zonen i berget under tätkärnan.

Två lutande hål borrades ner i berget under läckstället. Krosszoner och slag påträffades. Vattenförlustmätningarna visade att den injekterade skärmen inte längre var tät trots att de rutinmässiga kontrollmätningarna under byggnadstiden visat godkända resultat. Undersökningshålen injekterades med tillsammans ca 600 kg cement.

Två lutande och tre vertikala provtagningshål borrades genom det skadade och injekterade partiet. Proverna visade att moränens finmaterial urspolats även i en zon utanför den injekterade skadan. Även dessa undersökningshål injekterades.

Spårämnesundersökningar och provtagningar ger, i kombination med injektering, läckageutveckling och insjunkningen i dammkrönet, anledning till följande beskrivning av skadeförloppet.

I inledningsskedet var läckningen sannolikt koncentrerat till dammens bottenparti, figur 5. Bakåtskridande erosion ("piping") skapade en öppen kanal genom moränkärnan. Genom successiv instörtning av taket i denna kanal bildades en vertikal svaghetszon. Inläckningen i tätkärnan koncentrerades efter hand till nivån +449. Därifrån sökte sig läckvattnet dels vertikalt genom kärnan ned mot berget och ut genom nedströmsfiltret och dels möjligen även horisontellt genom kärnan.

Den ur dammsäkerhetssynpunkt viktigaste slutsatsen som kan dras av händelsen är att dammen vid detta fullskaletest har visat sig i stor utsträckning kunna täta sig själv.

Läckminskningen med klarnande vatten berodde dels på magasinsavsänkningen men framför allt på att filtermaterial från uppströmsfiltret spolades in i den skadade kärnan, fastnat där och hejdat genomströmningen. Successivt finare material byggde sedan upp ytterligare tätning.

Man kan konstatera att uppströmsfiltret fyllt en av sina viktiga uppgifter, nämligen att spolas in i den skadade tätkärnan och successivt täta denna. Denna förlust av filtermaterial har lett till en insjunkning av slänten i anslutning till uppströmskrönet. Nedströmsfiltret däremot har inte helt fyllt sin funktion att hindra finmaterial att lämna tätkärnan i samband med att en läcka uppstått. Filtret torde ha haft någon lokal defekt.

Som möjliga orsaker till denna skadetyp i en stenfyllnadsdamm med tätkärna av morän kan nämnas

- ojämn packning kan leda till lokala svagheter och möjligen valvbildning i kärnan, med sprickbildning som följd
- ojämnt underlag kan ge så låga spänningar i tätkärnan att den kan spräckas upp av vattentrycket
- otätheter i berget kan leda till urspolning av moränen i kärnans botten.

## 4 UNDERSÖKNING AV BERG OCH TÄTSKÄRM

### 4.1 Förundersökningar

I början av 60-talet utfördes en inledande flygbildstolkning och sprickteknisk undersökning av området för de planerade Suorvadammarna.

Studien visade en berggrund av granitmylonit, där mylonitiseringsgraden är störst vid den östra dammen. De dominerande spricksystemen är här två ortogonala i det närmaste vertika system. Därutöver noterades spridda flackt lutande system.

Denna inledande studie gav i konstruktions- och byggnadsskedet anledning till täthetsundersökningar i kärn- och hammarborrhål ca var 15:e meter till ca 15 m djup i dammlinjen.

## 4.2 Efterundersökningar

Efter läckaget 1983, med upptäckten av otät injektering, startades ett mycket omfattande program för täthetsmätning och provtagning i berggrunden, figur 7-12. Borrningarna har utförts från dammkrönet i foderrör genom kärnan, sedan kontinuerliga jordprovet tagits.

Avsikten med undersökningarna har varit att dokumentera skärmens täthet och att därvid avgöra om den upptäckta defekten är lokal samt att i så fall fastställa gränser mellan "tät" och "otät" skärm. Undersökning har utförande- och utvärderingsmässigt handlagts av Vattenfalls undersökningsavdelning.

Under 1984 borrades sålunda i 10 punkter på sträckan 0/700 - 0/773. Fyra hål (D1-D3, D10) slogs i dammens utsättningslinje, dvs nedströms injekteringsskärmen, medan sex (D4-D8, D11) borrades i injekteringsskärmen. I samtliga hål visade sig berget vara otätt. Skärmhålen visade ingen större täthet än de övriga hålen. Inga spår av injektering påträffades.

1985 borrades 8 hål (D12-D16, D19-D21) i området 0/520 - 0/700. I denna etapp borrades samtliga i injekteringsskärmen. För avsnittet till vänster om 0/685 visade sig skärmen vara i stort sett tät. I samtliga dessa kärnor har cementbruk påträffats.

Generellt sett visar bergundersökningarna att berget är riksprickigt. Utöver förekommande brant stående sprickor visar det samlade kärnmaterialet talrika sprickor och krosszoner med flack stupning (0-30°).

Totalt har under 1984-1986 ca 560 meter kärnborrning utförts.

# 5 VARFÖR HAR SKÄRMEN BLIVIT OTÄT

## 5.1 Utvecklingsarbete

De inledande undersökningarna visade, som nämnts ovan, mycket snart att det urprungligen tätade berget i stor utsträckning var otätt under dammens högra del. Utsträckningen av området med otät injektering har sedan fastställts med utökade kärnborrningar. För att kunna återställa injekteringens täthet på rätt sätt och med rätt material är det angeläget att fastställa den bakomliggande orsakerna.

Frågan om beständigheten hos cementinjekteringar i berg har även ett mycket stort allmänt intresse för Vattenfall och andra damm- och bergbyggare. En omfattande utredning om denna fråga lades därför upp som ett FUD-projekt (Forskning, Utveckling, Demonstration). Syftet är att öka kunskapen generellt sett inom området. Projekt forcerades för att kunna ge bättre belysning av orsakerna till läckaget i Suorva och underlag för val av rätt bergtätningsåtgärd.

En central uppgift har varit att generellt belysa vilka faktorer som påverkar injekteringsskärmars beständighet. Frågan utreds genom litteraturstudier, modellförsök och laboratorieundersökningar.

För att ett injekterat berg skall förbli tätt förutsätts att bergspänningsändringarna efter injekteringen inte blir så stora att de injekterade bergsprickorna någonstans öppnar sig. De geologiska och bergspänningsmässiga förutsättningarna för detta har studerats.

Detta utvecklingsprojekt leds av civ.ing. Nils Bronner, Vattenfall.

## 5.2 Injekteringsbruk

Vid injekteringen 1968-71 användes vulcancement bestående av köpingklinker och ca 20% slagg som malts tillsammans. Vissa delar av bergytan sprutbetonerades.

För att undersöka vad som finns skrivet om cementbaserade injekteringsbruks beständighet har en litteraturstudie genomförts. Mycket lite är skrivet på detta område. Det närmast liggande området som behandlas i litteraturen är kalkurlakning i betong som i viss mån kan överföras på injekteringar. Följande slutsatser kan dras om man med vatten underförstår normalt älvvatten.

Om vatten strömmar igenom betong urlakas denna tämligen snabbt och förlorar sin bärförmåga. Om vatten sipprar genom sprickor i betongen kan betongen täta sig själv om sprickorna är små, i annat fall sker en urlakning av betongen allra närmast sprickan. Betongen påverkas endast inom ett avstånd av någon eller några mm från sprickan och fallet bedöms som relativt ofarligt. Slaggen i betongen binder dock upp en del av cementpastans kalciumhydroxid och fördröjer därmed urlakningen. Vatten som strömmar över en betongyta bedöms inte heller förorsaka några allvarliga skador på normal betong.

För att studera injekteringsskärmens status har borrkärnor med injekteringsbruk tagits upp. Ur dessa kärnor har från representativa nivåer tunnslip tillverkats. Analysen av tunnslipen, som görs under mikroskop, försvårades genom att kärnorna förvarats i luft då dels en viss karbonatisering skett, dels att sprickor uppkommit pga cementpastans krympning.

Dessa sprickor kan vara svåra att skilja från sprickor som uppstått genom rörelser i berget. Borrkax och lösa bergstycken förekommer i vissa prov och har bitvis förorsakat en mycket porös pasta. Stora variationer i vattencementtal uppträder inom proven. Injekteringen är delvis urlakad. I några prov förekommer ettringitekristaller.

## 5.3 Uppsprickningsrisk

I en inledande diskussion uppkom frågan om skadan vid östra dammen eventuellt kunde ha berott på rörelser genom sammanpressning av bergmassan förorsakade av belastning från damm- och vattenmagasin.

### 5.3.1 Tektoniska förutsättningar

VBB uppdrogs göra en noggrann flygbildstolkning kompletterad med fältkontroll, -mätningar och kärnkarteringar för att bedöma de tektoniska förutsättningarna för skadliga rörelser. Även två lutande hål borrades (D17, D18). Vidare fördjupades D8 och D11, figur 8.

Resultaten kan sammanfattas enligt följande, figur 13:

- Brant stående, nästan vertikala och mot varandra vinkelräta spricksystem uppträder frekvent i området, figur 14.
- Ett system av parallella flacka krosszoner (västlig stupning 15-40°) med mellanliggande förskiffringszoner genomsätter bergmassan, figur 15-17.
- Stora regionala svaghetszoner följer dalgången Suorvajaure-Kårtjejaure.

Därutöver förekommer flacka sprickor konforma med förskiffringsstrukturen.

De utförda undersökningarna verifierar hypotesen att bergets allmänna sprickighet och de större tektoniska zonerna under dammens högra del kan utgöra potentiella läckvägar. Krosszonerna och spricksystemen inom detta område har förutsättningar att bilda kommunicerande hydrauliska system. Uppsprickningsgrad och öppenhet varierar men bedöms kunna ge hög permeabilitet. Krosszonernas orientering skulle kunna leda till öppning av sprickor vid hög belastning av berget vid dammläget.

### 5.3.2 Bergmekaniska beräkningar

För att med bergmekaniska beräkningar analysera risken för uppsprickning av slutna eller med injektering tätade sprickor utfördes därefter FEM-beräkningar av spänningar och töjningar. Beräkningarna har utförts av prof. Håkan Stille i samarbete med Dr A Fredriksson, ADG, Grundteknik AB.

Beräkningarna har utförts dels för en tvärsektion genom dammen tagen vid 0/735 dels för en längdsektion genom dammens högra del. sektionerna med elementindelning redovisas i figur 18 och 19.

I första beräkningsomgången med dessa två sektioner studerades de ändringar av spänningar och deformationer som uppkommer under beaktande av elastiska egenskaper hos berget och dammen. Syftet med dessa beräkningar var att studera om dragtöjningar uppkommer dvs om sprickorna öppnar sig.

I den andra beräkningsomgången studerades den totala spänningssituation och uppkomna deformationer under beaktande av att dels berget och dammen har såväl elastiska som plastiska egenskaper dels initialspänningstillståndet i berggrunden. Syftet med dessa beräkningar var att studera om belastningen från dammen och vattenmagasinet ger upphov till spänningslösa partier under dammen där hydraulisk uppspjälkning av bergmassans sprickor kan ske.

På basis av tektonisk kartering, borrkärnekartering och provning av bergartens mekaniska egenskaper har berget klassificerats och bergmassans töjnings- och hållfasthetsegenskaper bedömts dels för okrossat förskiffrad mylonit (bergtyp I) dels för berget i sprick- och krosszoner (bergtyp II) enligt följande:

| | Bergtyp I | Bergtyp II |
|---|---|---|
| E-modul (GPa) | 25 | 1 |
| Tryckhållfasthet (MPa) | 5 | 0,3 |

Några mätningar av bergets initialspänningar har ej utförts. Berggrundens stora sprickighet i området vid dammen har medfört att representativa spänningsmätningar ej har kunnat utföras.

Trots detta kan spänningstillståndet uppskattas från de rådande geologiska förhållandena. De initiella spänningarna kan ej ge spänningar i bergmassan som överskrider berggrundens hållfasthet. Förekomsten av de uthålliga regionala svaghetszonerna och krosszoner som genomkorsar berggrunden under Suorvadammen och därmed låga hållfastheter ger att bergspänningarna måste vara begränsade.

Det horisontella bergtrycket i bergytan kan ej vara större än ca 0,3 MPa för att ej hållfastheten i svaghets- och krosszonerna skall överskridas. Det horisontella trycket kan öka med ökad vertikallast och uppgå till max 2,6 MPa på 50 meters djup.

I vertikalled har bergspänningar motsvarande tyngden antagits eftersom Suorvadammen ligger i en bred och relativ platt dalgång där inverkan av omgivande randberg kan anses vara liten.

Beräkningar har utförts så att den etappvisa utfyllnaden av dammen har följts. Som sista laststeg i varje beräkning har vattentrycket och portrycksbelastningen från uppfyllnaden av magasinet medtagits.

Den komplexa geometri hos dammen, bergytan och bergstrukturen gör att problemet är till sin natur tredimensionellt. Det existerar ej idag något praktiskt hanterbart och tillgängligt beräkningsprogram för att studera dammen i tre dimensioner utan problemet måste förenklas till ett tvådimensionellt problem.

På grund av dammens stora längd i förhållande till dess höjd kan tvådimensionella förhållanden anses råda i en tvärsektion genom dammen. Det dock under förutsättning att bergstrukturen är ungefär horisontell. Alla deformationer anses därvid ske i planet av tvärsektionen, vilket brukar beskrivas som att plant töjningstillstånd anses råda.

Eftersom bredden normalt är mycket större än höjden kan man antaga att deformationerna mitt under dammen sker vertikalt. Detta innebär att i en längdsektion genom dammen kan man anse att tvådimensionella förhållanden kan anses råda, detta dock under förutsättning att bergstrukturen stryker vinkelrät mot dammen.

De elastiska beräkningarna visar att dragspänningstillskott i bergtyp I uppkommer tvärs dammen, figur 20. Det innebär att sprickor kan öppna sig motsvarande en jämn töjning av $3 \times 10^{-5}$. Längs dammen uppkommer dragspänningstillskott i bergytan i hela anfangsområdet, figur 21. Dragtöjning av storleken $1 - 4 \cdot 10^{-5}$ uppkommer.

De elastoplastiska beräkningarna visar plastiska deformationer uppträder och att dragtöjningar av storleken $1 - 5 \cdot 10^{-5}$ uppkommer tvärs dammen. Längs dammaxeln visar beräkningarna att plastiska deformationer uppträder i krosszonerna. Detta leder till dragtöjningar av storleken ca $3 - 10 \cdot 10^{-5}$ såväl i ytberget som djupare.

I dammens anfang blir ytberget spänningslöst vinkelrät mot dammlinjen.

De komplexa och heterogena bergförhållandena under dammen med förekomster av större svaghetszoner omgiven av bryggor av berg med bra kvalitet innebär alltså att dragtöjningar uppkommer i berggrunden

under dammen samt att spänningslösa partier erhålles. Berggrundens låga bärighet innebär att sidomotståndet ej blir tillräckligt stort för att förhindra den sidoutvidgning av bergmassan som lokalt uppkommer vid den vertikala pålastningen. Denna sidoutvidgning innebär en dragtöjning och öppnande av sprickorna. Detta förhållande uppkommer dels i sprickor parallellt dels vinkelrätt med dammen.

Öppnande av sprickor parallellt dammen innebär en ökad permeabilitet i vertikalled.

Beräkningarna har ej visat att dragtöjningar uppkommer i själva dammkärnan. Om dock lokala partier med lägre bärighet och styvhet finns i berggrunden under kärnan än de egenskaper som själva moränkärnan uppvisar är det troligt att dragtöjningar och vertikal sprickbildning i tätkärnan parallellt med dammen kan uppkomma.

Öppnande av sprickor vinkelrät dammen innebär öppnande av läckväggar tvärs genom själva injekteringsskärmen. Dessa dragtöjningar kan i vissa ansträngda partier i anfanget vara upp till ca dubbelt så stora som parallellt dammen. Detta, i kombination med det vertikala, uthålliga spricksystemet som finns vinkelrät dammen, kan ge ett icke önskvärt läckage med erosionsrik som följd i tätskärmen.

De sprickviddsändringar som kan uppkomma blir följande:

| | Sprickviddsändring | |
|---|---|---|
| | Sprickavstånd 1 m | Sprickavstånd 10 m |
| Sprickor parallellt dammen (Dragtöjning = $1 - 5 \cdot 10^{-5}$) | 0,01 - 0,05 mm | 0,1 - 0,5 mm |
| Sprickor vinkelrätt dammen (Dragtöjning = $3 - 10 \cdot 10^{-5}$) | 0,03 - 0,1 mm | 0,3 - 1,0 mm |

### 5.3.3 Aggressivt sprickvatten

Vattenprov från borrhål genom dammkroppen i Suorva uppvisar förhöjda sulfat- och järnhalter och har ett pH kring 7. Detta innebär att järnet är tvåvärt eftersom det trevärda järnet är olösligt vid så höga pH-värden. Uppströms dammen finns ett törre svartbergsupplag, figur 22. Svartbergets sammansättning har vissa likheter med alunskiffrar i Osloområdet. Vattnets sammansättning nedströms svartberget liknar den som man mätt för vatten som läcker ut från alunskiffern. Detta vatten förorsakar kraftiga angrepp på betong med standardcement som bindemedel.

Vid samma sulfathalt påverkar tvåvärt järnsulfat, trevärt järnsulfat och natriumsulfat cementpasta på olika sätt. Det trevärda järnet är oxiderat tvåvärt järn och förekommer tillsammans med svavelsyra och lösningen har ett pH strax under 3. Svavelsyran angriper pastans yta under bildning av gips som kan tränga in i injekteringen. Mängden gips som kan tränga in begränsas av gipsens löslighet i alkalisk miljö men framför allt av att det trevärda järnet faller ut i den alkaliska miljön och verkar tätande.

Natriumsulfatlösningen tränger in i injekteringen utan att reagera med dess yta. När sulfatet sedan reagerar med cementpastan inne i injekteringen bildas natriumhydroxid och natriumkarbonat vilka höjer pH-värdet som motarbetar bildningen av ettringite.

Den tvåvärda järnsulfaten kan i stora mängder tränga in i injekteringen liksom natriumsulfat. Järnhydroxid faller ut och oxideras vilket sänker ph-värdet. Cementets reaktionsprodukter blir lättlösligare vid lägre pH-värde och sulfatangreppet blir betydligt kraftigare och snabbare än vid natriumsulfatangrepp.

Försök med vittring av svartskiffer i laboratorieskala pågår. Vidare tas kompletterande vattenprover i och vid sidan av svartbergsupplaget. Avsikten är att klarställa den kemiska processen och de lösningar de kan ge upphov till.

## 5.4 Urlakningsförsök

I avsikt att utröna hur cementinjektering påverkas av vatten som strömmar längs injekteringen i sprickor som öppnats utföres urlakningsförsök vid Älvkarlebylaboratoriet. Försöket omfattar dels den cementtyp som använts vid Suorvadammen dels två andra typer, dels med tanke på kompletterande injektering dels för att öka kunskaperna och injekteringens beständighet generellt sett.

Försöken genomförs med en vattenöverströmning av ett 60-tal provkroppar med olika cementtyp, vattencementtal, vattentyp, injekteringstjocklek och vattenflöde.

Försöksuppställning framgår av figur 23.

# 6 SAMMANFATTNING

Den östra Suorvadammen är en upp till 50 m hög och drygt 700 m lång stenfyllnadsdamm med central tätkärna av morän, grundlagd på berg.

I oktober 1983 inträffade ett läckage i den högra delen av dammen. Grumligt läckvatten (ca 130 l/s) i kombination med en 30 $m^3$ insjunkning i dammkrönets uppströms kant indikerade inre erosion av kärnan i anslutning till insjunkningen.

Omedelbara undersökningsborrningar och spårämnesförsök lokaliserade läckvägen. Vidare framkom att moränkärnan var urspolad ända ned till berggrunden, samt att injekteringsskärmen i berget inte längre var tät.

Under de närmaste två veckorna efter läckaget demonstrerade dammen sin självläkande kapacitet. 75% av läckaget upphörde under inverkan härav i kombination med en 1 m avsänkning av magasinet. Därefter upphörde resterande läckage vid injektering av cement/bentonit i den skadade kärnan genom öppna stålrör från dammkrönet.

Flera orsaker till denna typ av skada i en stenfyllnadsdamm är möjliga. Den mest troliga i detta fall är dock den dokumenterade otätheten i injekteringsskärmen. Därtill har sannolikt nedströms filtret haft någon defekt.

För att kunna utföra en adekvat tätning i berget har det varit nödvändigt att fastställa omfattningen av och möjliga orsaker till dessa otätheter. Dessutom är det generellt sett önskvärt att belysa frågan om cementinjekteringars beständighet.

Mycket omfattande täthetsmätningar i kärnborrhålen i injekteringsskärmen har visat att otätheterna troligen är begränsade till ett avsnitt omkring skadan.

En förnyad tektonisk kartering har givit vid handen att förutsättningar för uppsprickning av berget under dammen föreligger.

En bergmekanisk FEM-analys av spänningar och töjningar bekräftar också att uppsprickningar i mm-storlek är beräkningsmässigt möjliga. Uppsprickning i den storleksordningen är, tillsammans med någon defekt i nedströmsfiltret, tillräcklig för erosion av ovanförliggande morän.

Utöver denna möjliga uppsprickning har studien visat att sprickvattnet innehåller järnsulfat i neutral lösning. Denna järnsulfat är mycket aggressiv mot cement. Järnsulfaten bedöms komma från vittring av järnsulfidmineral i den svartskiffer som deponerats i magasinet intill dammens högra del.

Urlakningsförök pågår vid Älvkarlebylaboratoriet för att undersöka påverkan på olika typer av cementpasta vid överströmning med vatten av olika kvalitet, bl a med järnsulfat tillsatt.

SUMMARY

The East Suorva Dam is a 50 m high and just over 700 m long rockfill dam with a central impervious core of moraine founded on bedrock, Figure 1-4.

In October 1983, leakage occurred near the right abutment of the dam. Turbid leachate ( 130 l/s) in combination with a 30 $m^3$ sinkhole at the upstream edge of the dam crest indicated internal erosion of the core, Figure 5-6.

Immediate survey drillings and tracer tests located the leakage route. Furthermore it was found that the moraine core was eroded all the way down to the bedrock and that the grout curtain in the rock was no longer impervious.

During the first two weeks after the leak, the dam displayed its self-healing capacity. 75% of the leakage ceased as a result of this in combination with a 1 m lowering of the reservoir level. Subsequently, the remaining leakage stopped on the injection of cement/bentonite in the damaged core through open steel tubes from the crest of the dam.

There are several possible reasons for this type of damage in a rockfill dam. However, the most probable reason in this case is the documented permeability of the grout curtain. In addition, there has probably been some sort of defect in the downstream filter.

In order to be able to carry out adequate sealing in the rock, it has been necessary to establish both the extent and the possible causes of this permeability. Furthermore, it is desirable to shed light in general on the question of how resistant cement grouts are.

Extremely extensive core sampling and permeability measurements in the grout curtain have shown that the permeability is probably restricted to an area in the immediate vicinity of the damage, Figure 7-12.

Renewed tectonic mapping has shown that there are the necessary preconditions for rock fracturing beneath the dam, Figure 13.

A rock mechanical FEM analysis of stresses and strains also confirms that cracks of a mm size are possible. Fracturing of this magnitude is, together with some form of defect in the downstream filter, sufficient to cause erosion of the overlying morain, Figre 18-21.

In addition to this possible fracturing, the study has shown that the eleft water contains ferrous sulphate in neutral solution. This ferrous sulphate is extremely aggressive to cement. The ferrous sulphate is believed to come from pyrrhotite mineral in the black shales which have been deposited in the reservoir near the upper part of the dam, Figure 22.

Leaching tests are being carried out at the Älvkarleby Laboratory in order to investigate the effects of different types of cement-based grouting mortar in connection with the overflow of water of different qualities, including water with ferrous sulphate added, Figure 23.

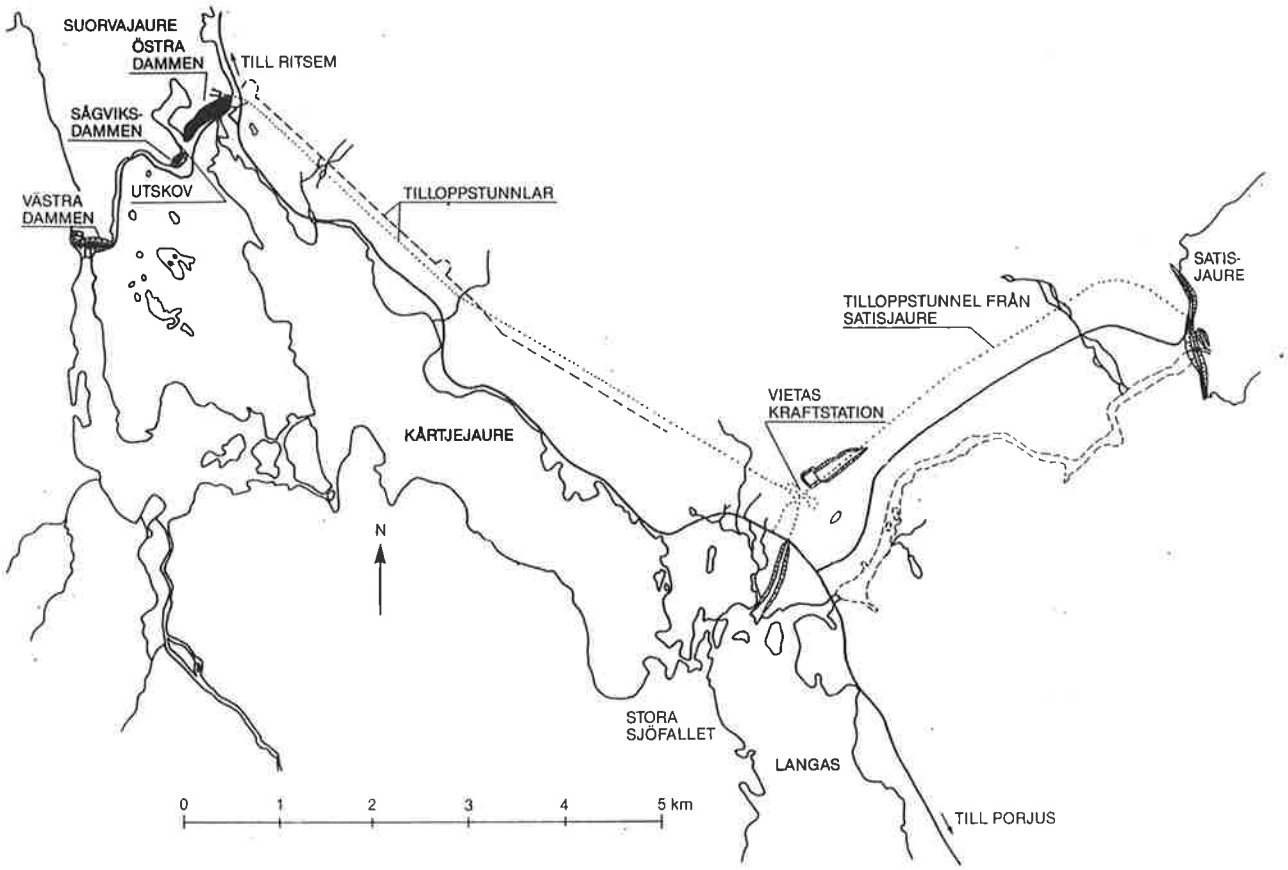



Fig 1 Situationsplan
Location plan

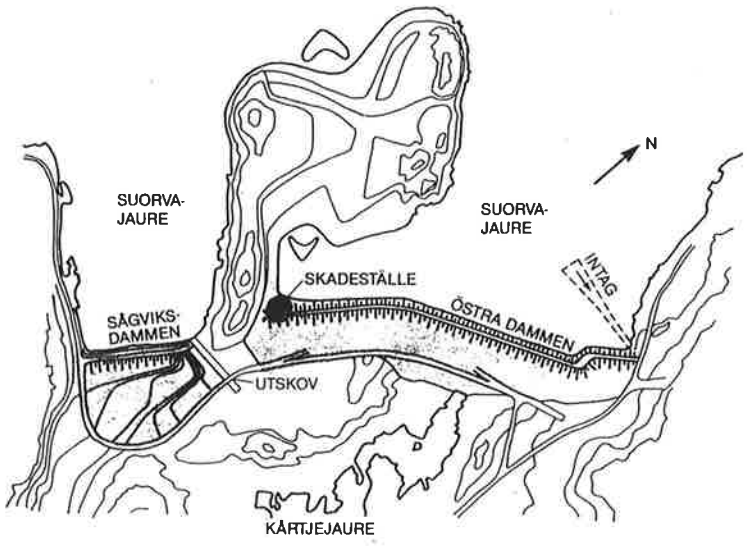



Fig 2 Plan
Plan

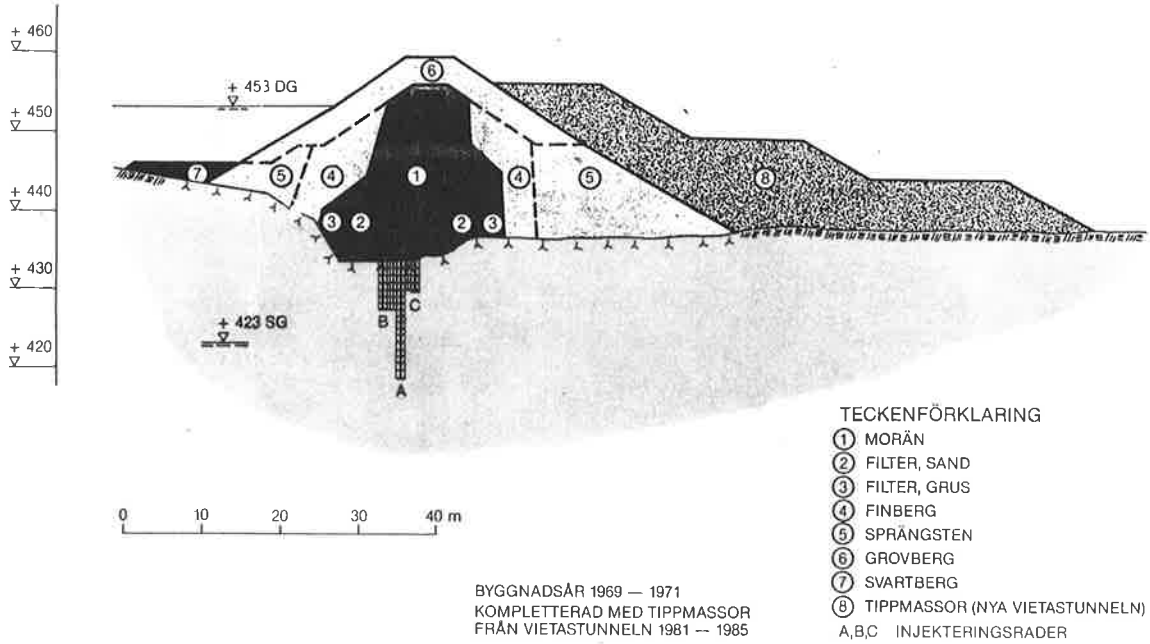



Fig 3 Dammsektion
Cross section

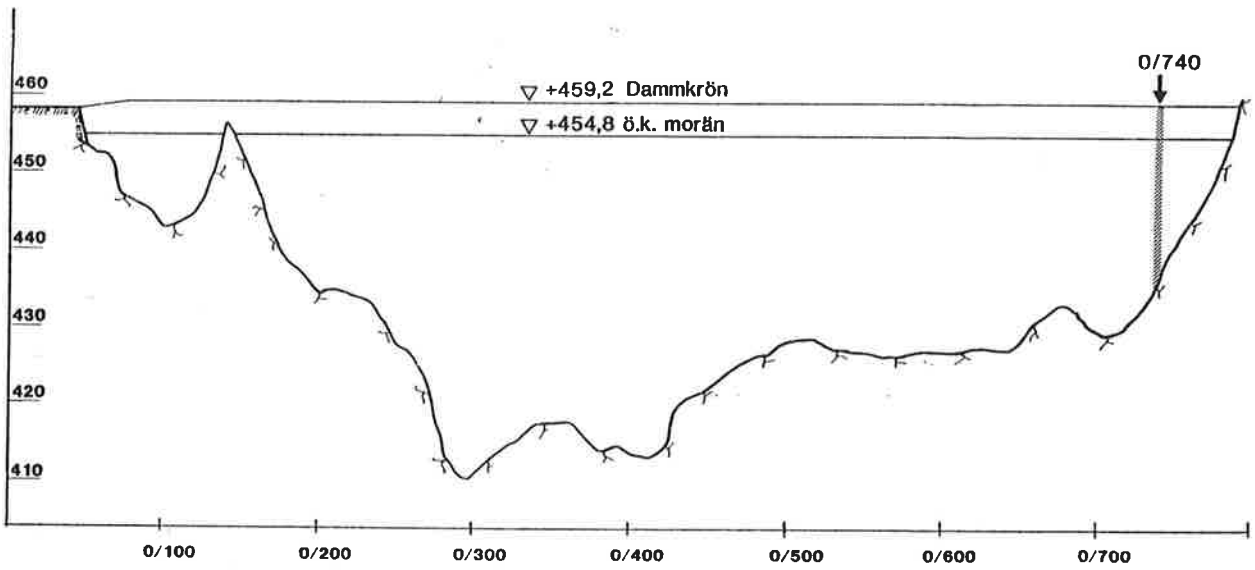



Fig 4 Längdsektion
Longitudinal profile

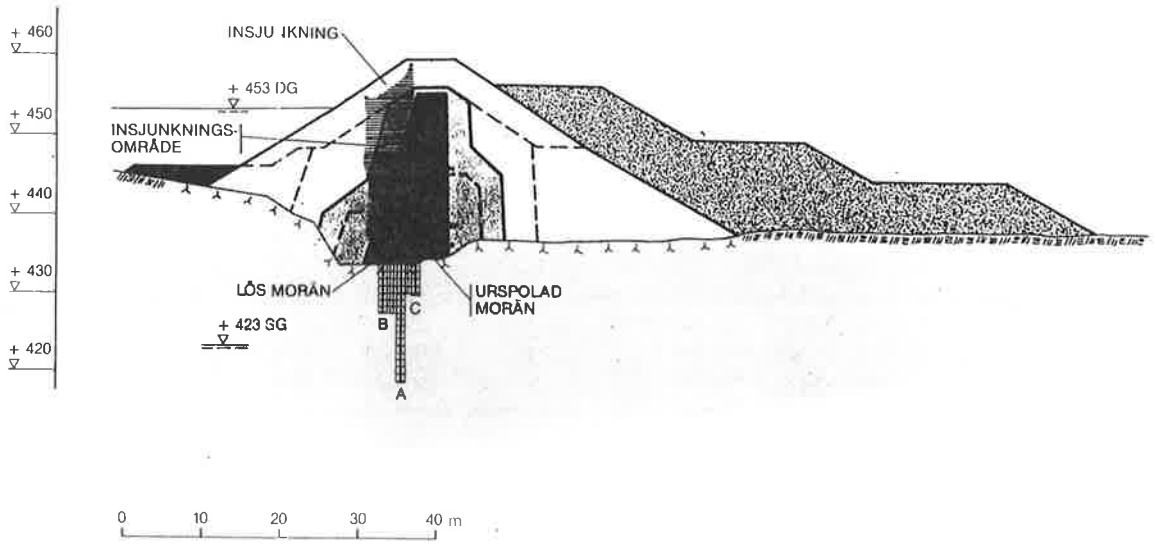



Fig 5 Tvärsektion med dammskada
Cross section

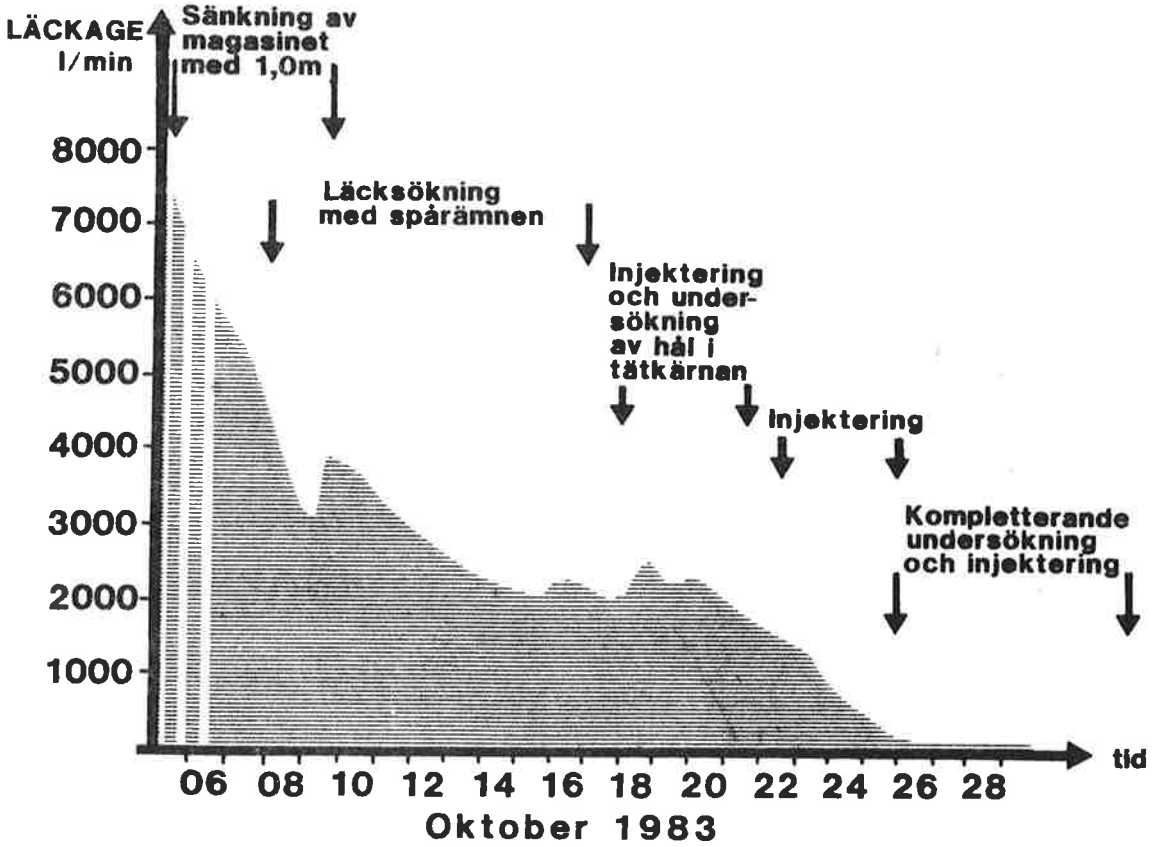



Fig 6 Läckagediagram
Leakage graph

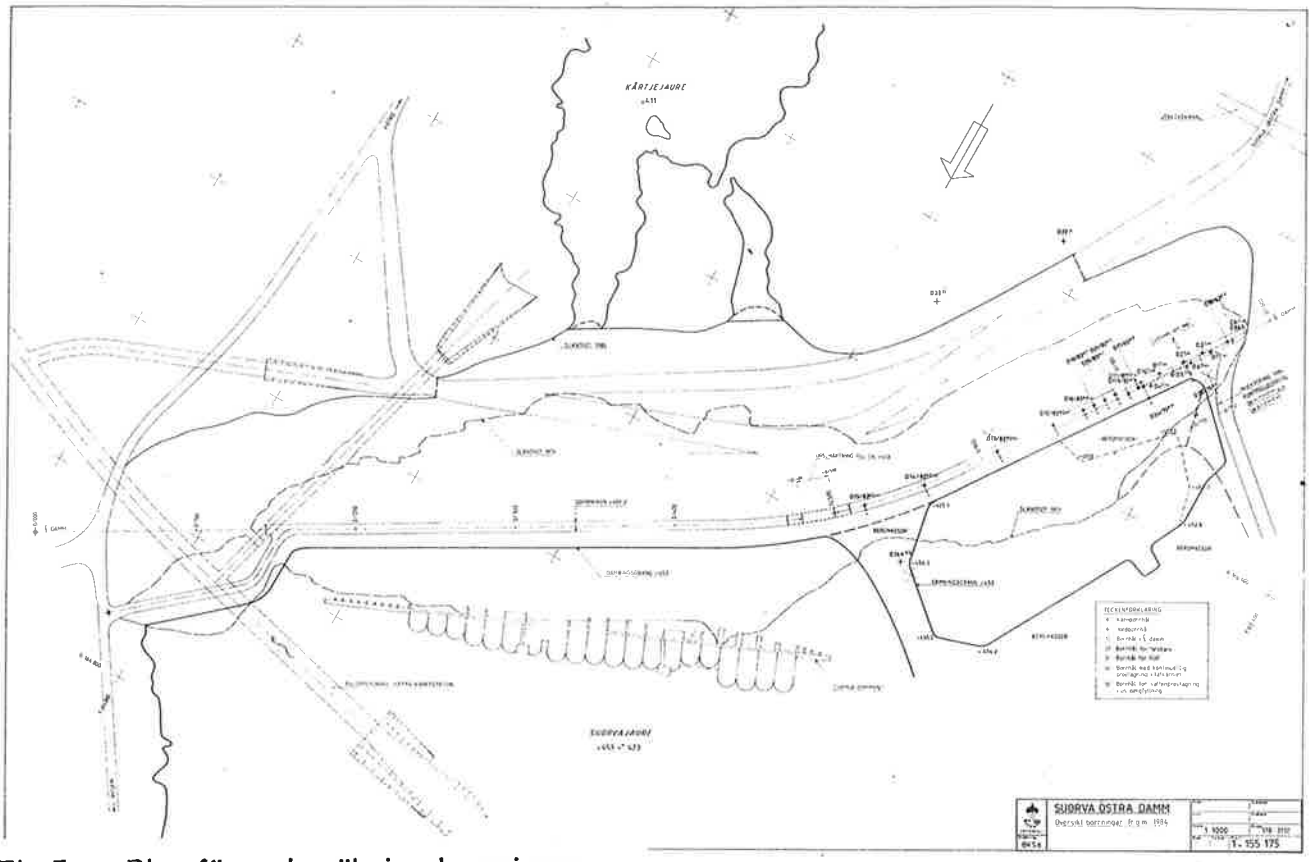



Fig 7 Plan för undersökningsborrningar
Plan of core drillings

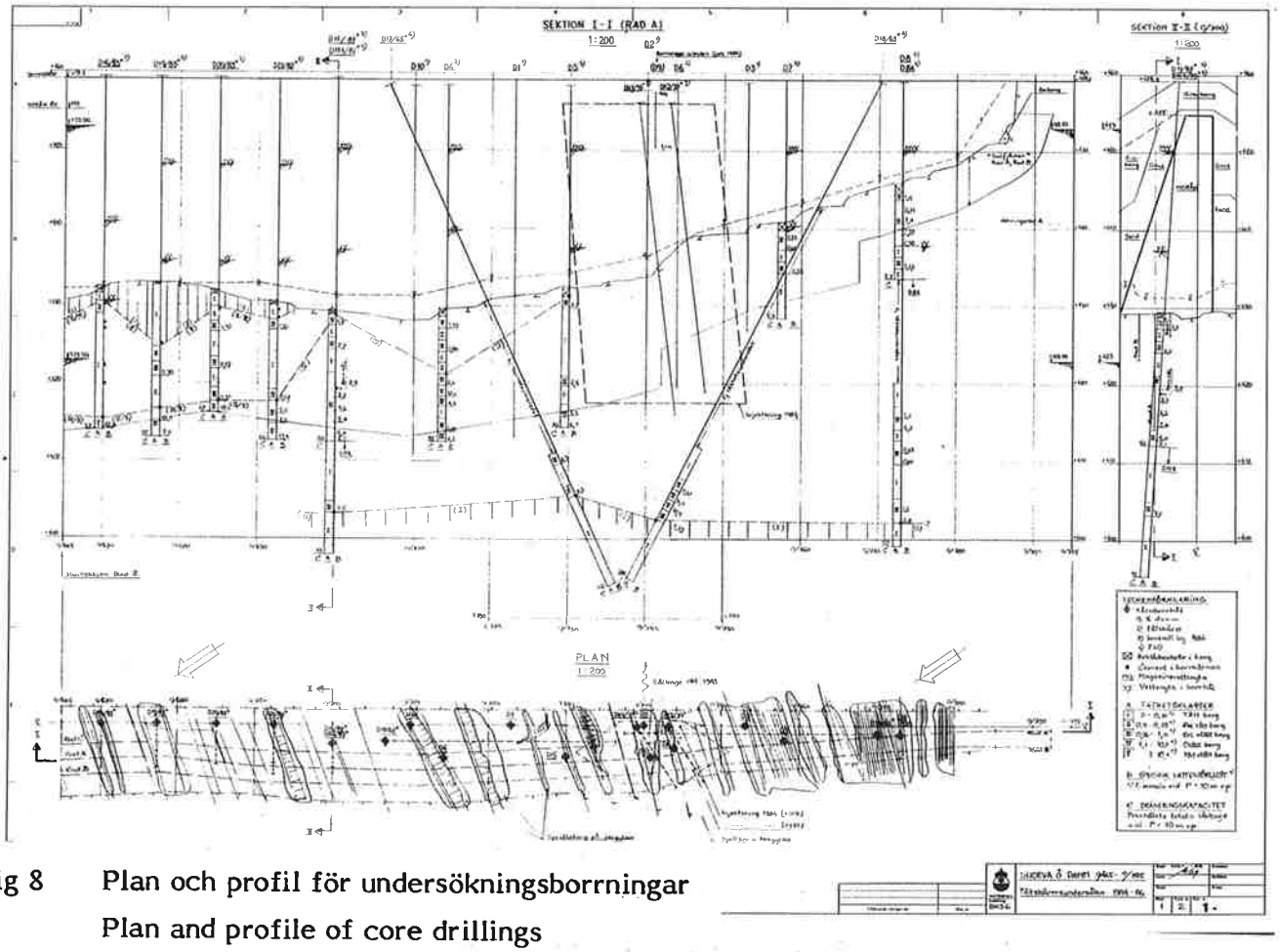



Fig 8 Plan och profil för undersökningsborrningar
Plan and profile of core drillings

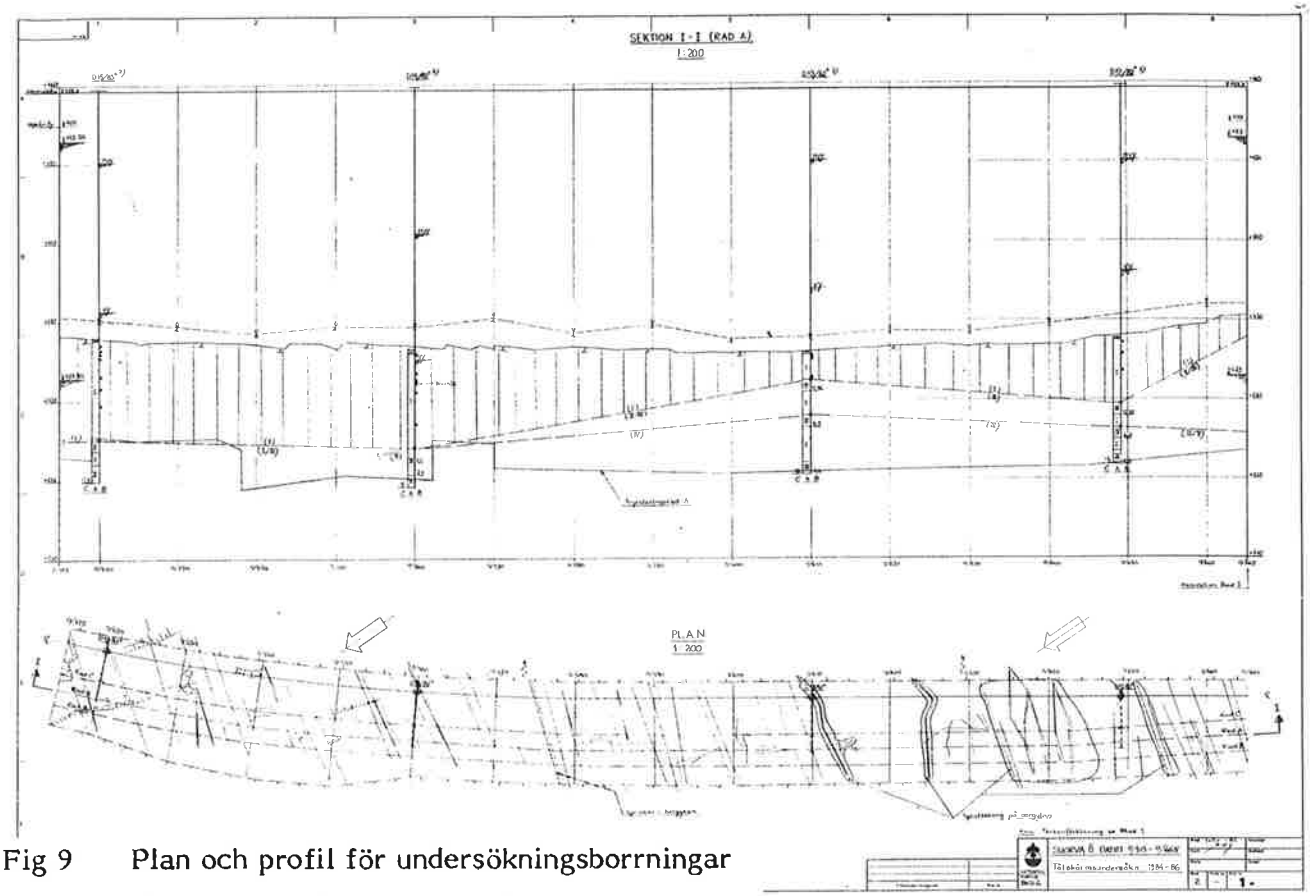



Fig 9 Plan och profil för undersökningsborrningar
Plan and profile of core drillings

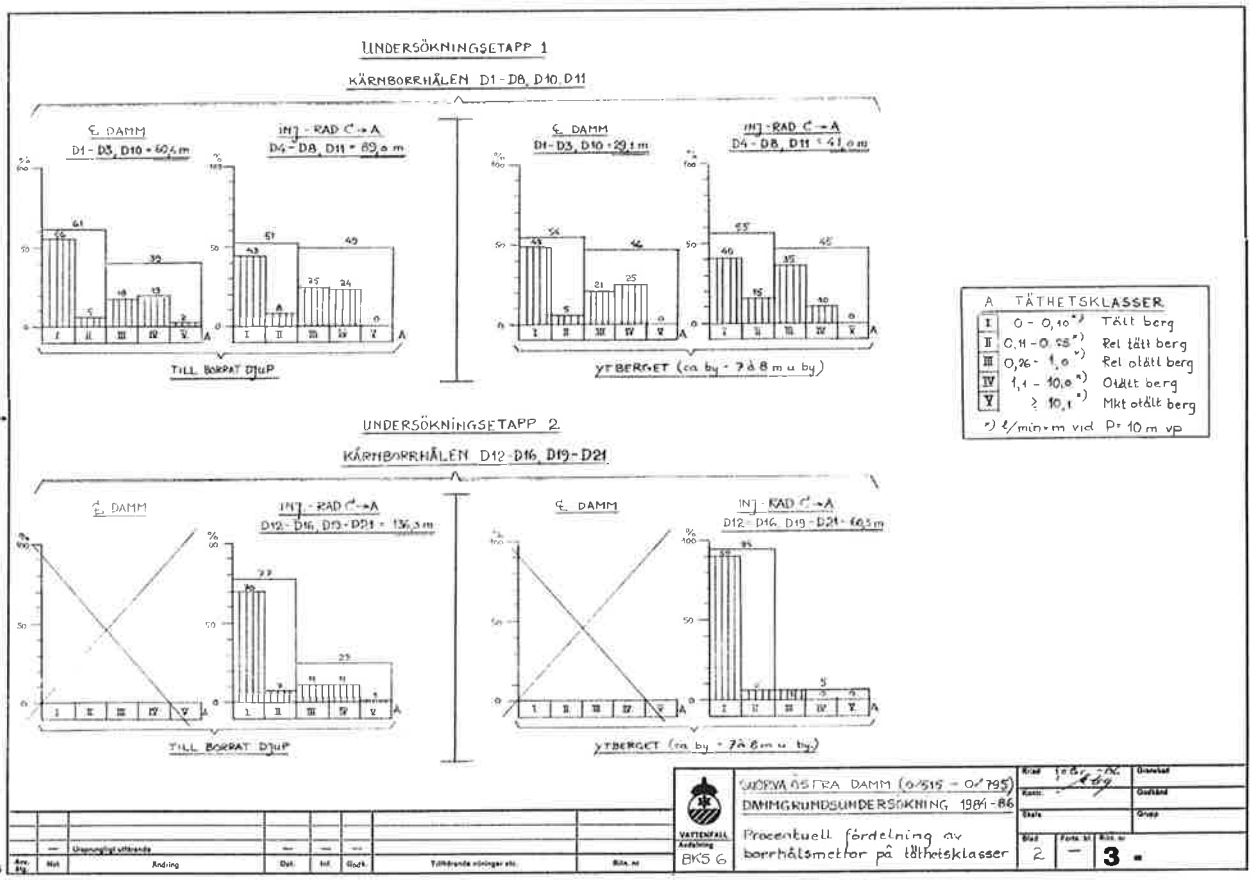



Fig 10 Resultatsammanställning. Täthetsklasser
Review of the results. Classification of permeability

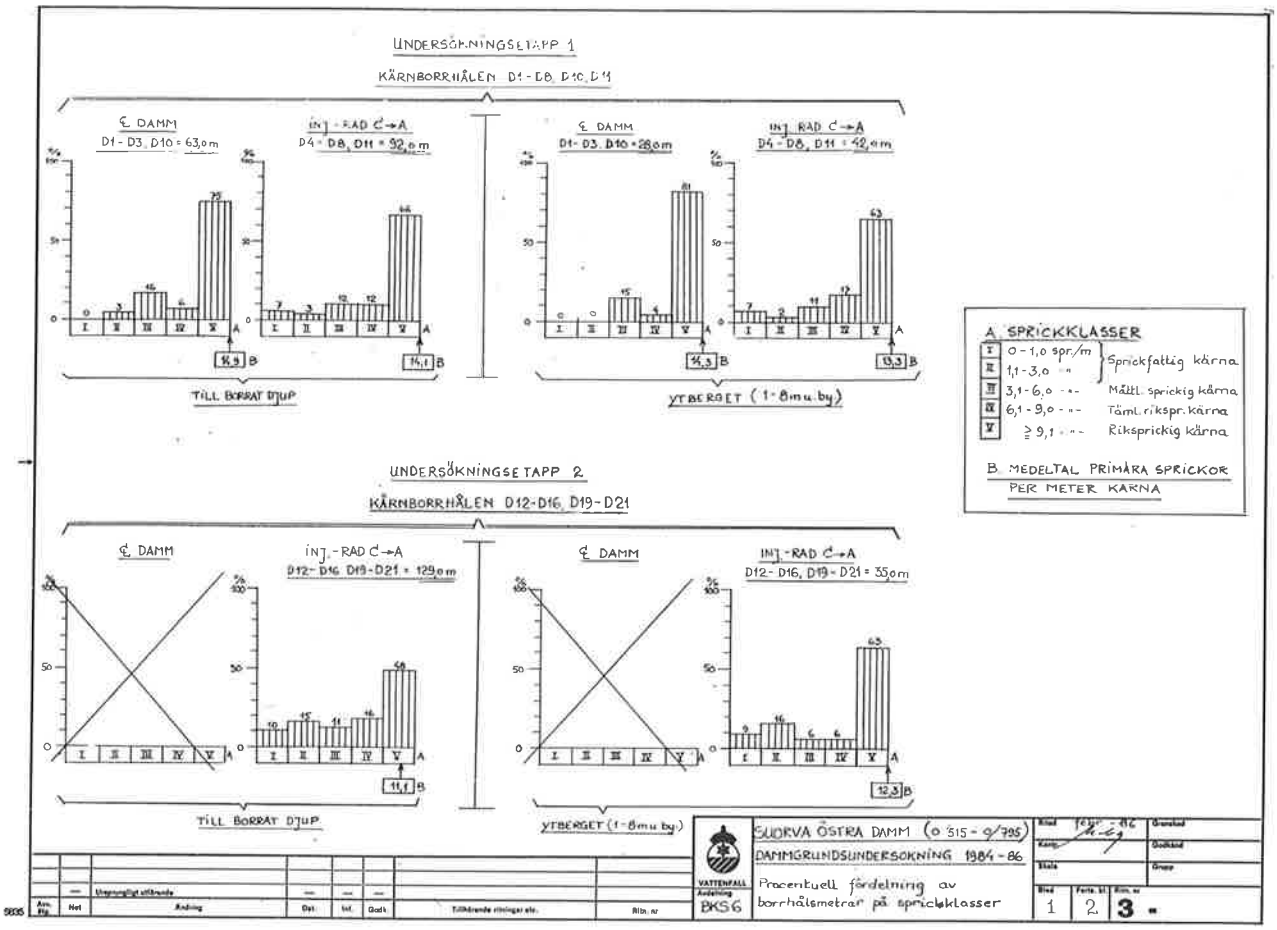



Fig 11 Resultatsammanställning. Sprickklasser
Review of the results. Classification of frequency of fissures

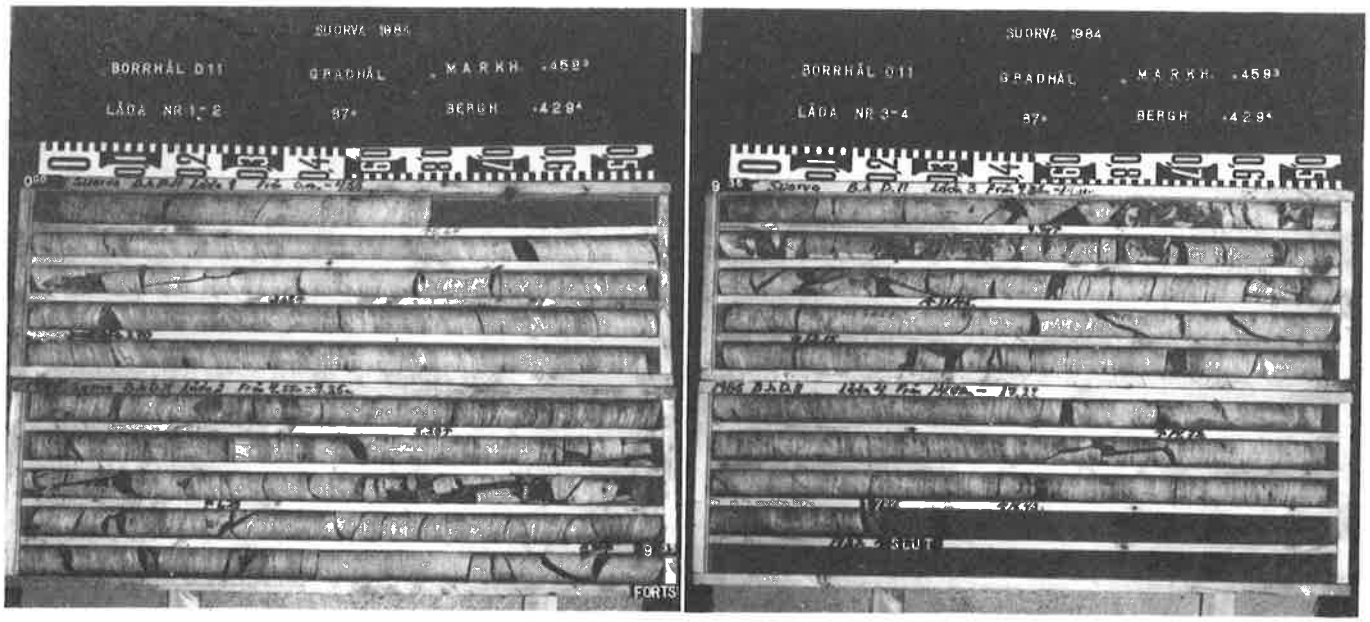



Fig 12 Foton av borrkärna från D11
Pictures of the core samples from D11

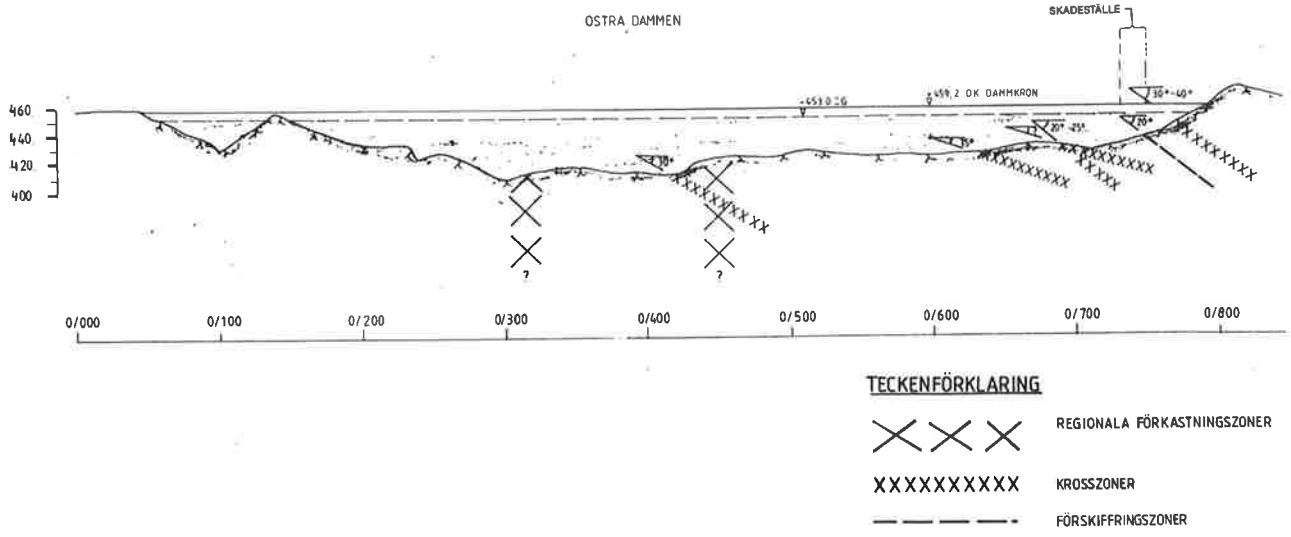



Fig 13 Tektonisk tvärsektion
Tectonical cross section



Fig 14 Nästan vertika spricksystem
Nearly vertical systems of fissures

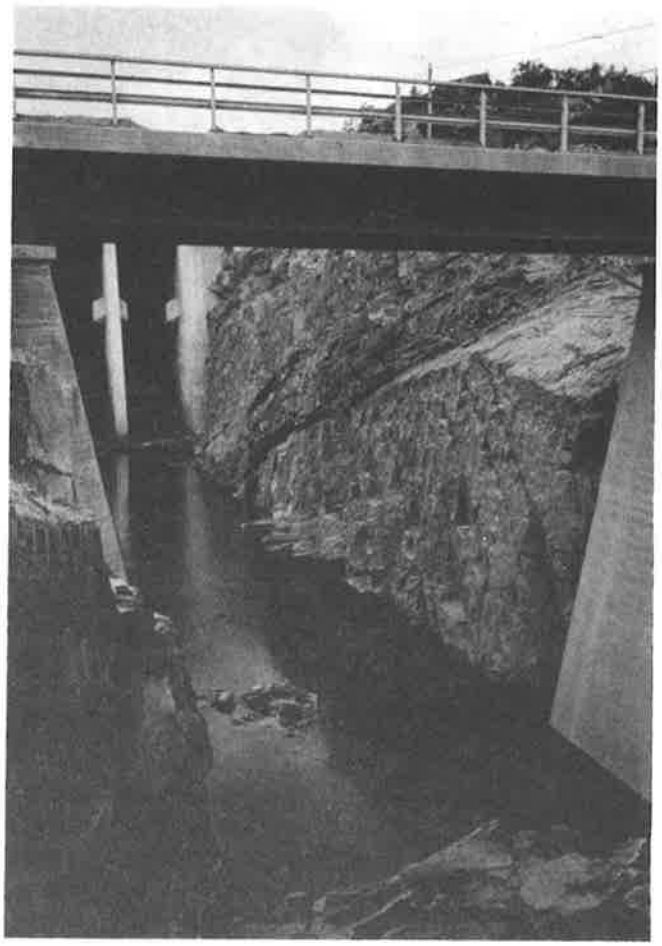


Fig 15 Flack, troligen djupgående krosszon
Shallow, probably deap crushed zone



Fig 16 Flack, troligen högpermeabel krosszon
Shallow, probably highly permeable crushed zone



Fig 17 Krosszon omgiven av okrossat men uppsprucket berg
Crushed zone surrounded of uncrushed but fissured rock

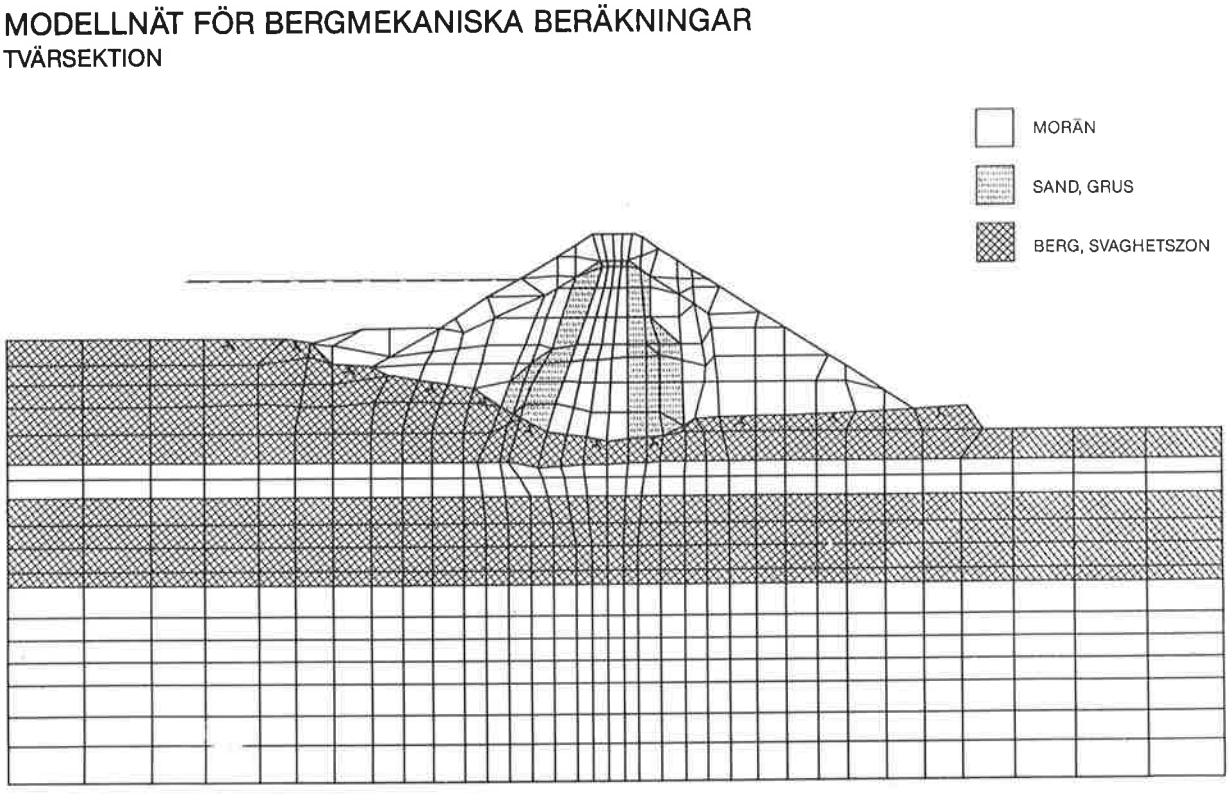



Fig 18 Modellnät för bergmekaniska beräkningar
Elementmesh for the rock mechanical calculations

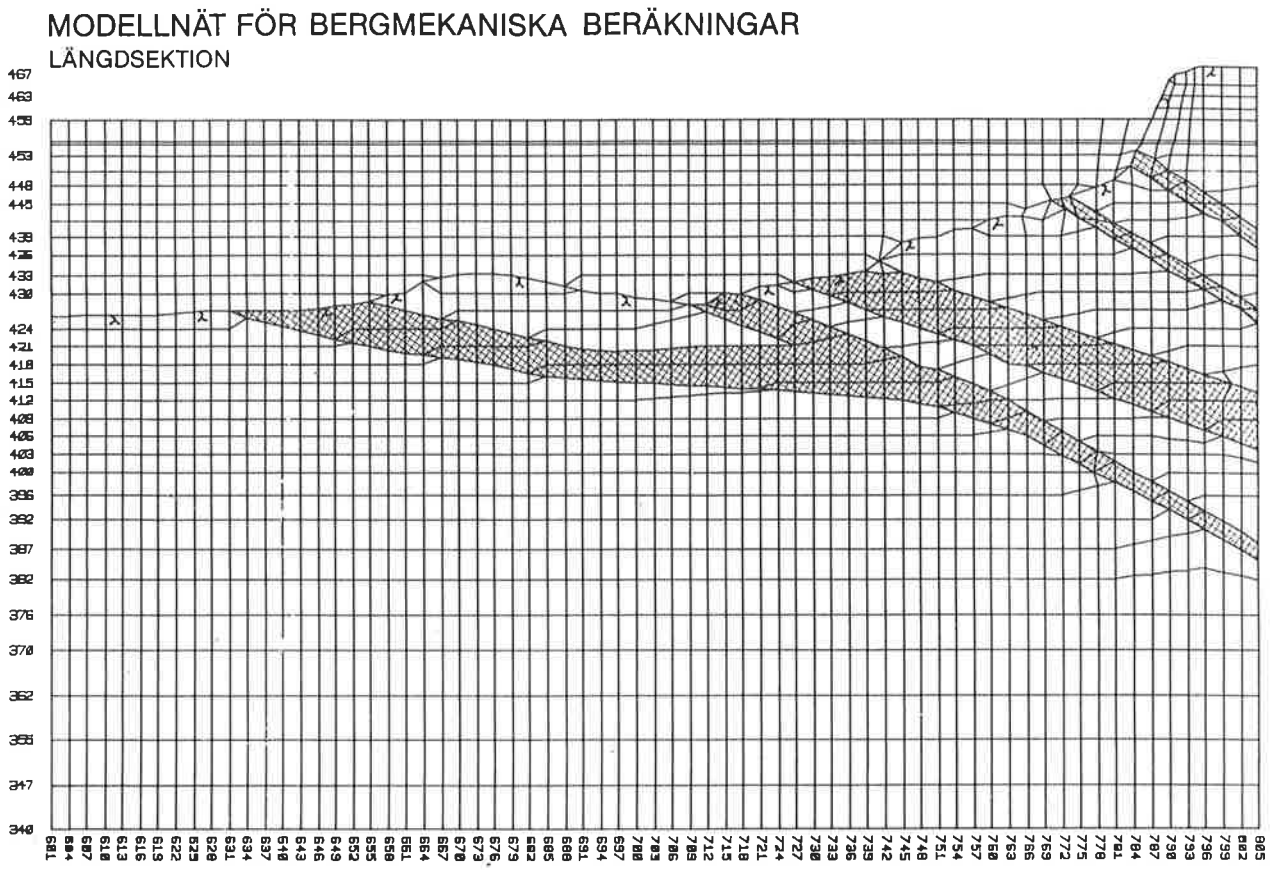



Fig 19 Modellnät för bergmekaniska beräkningar

Elementmesh for the rock mechanical calculations

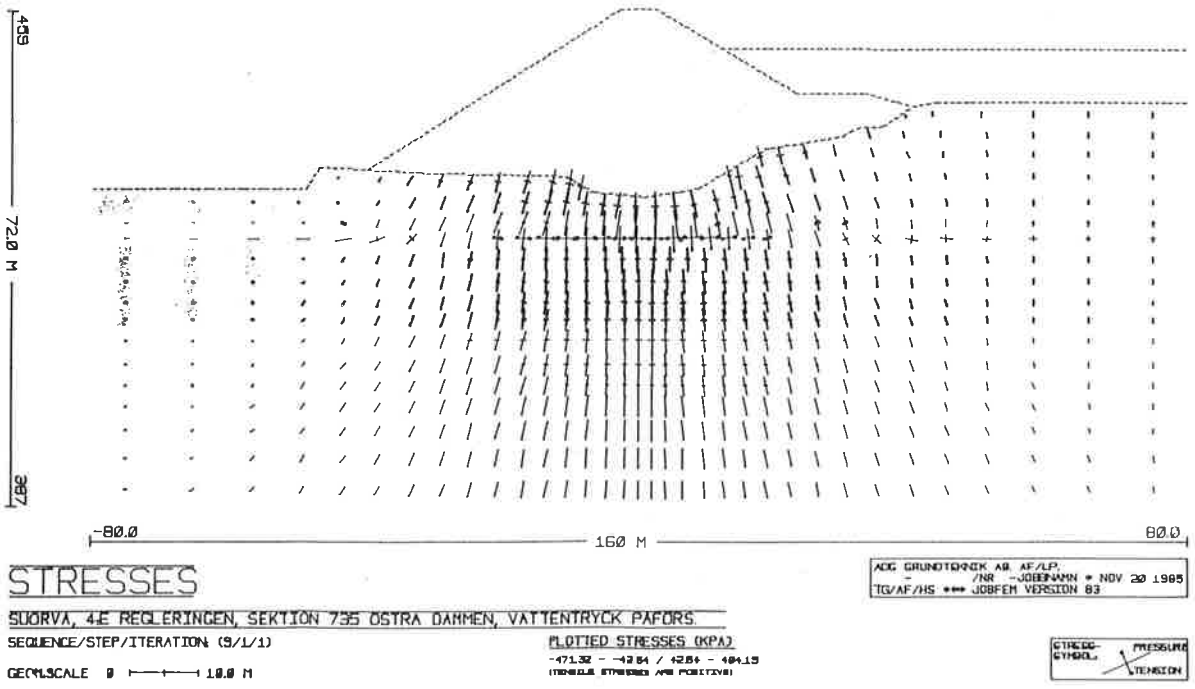



Fig 20 Tillskottsspänningen vid elastiska förhållanden. Dragspänningar uppkommer

Additional stresses from elastical calculations. Tensions arise

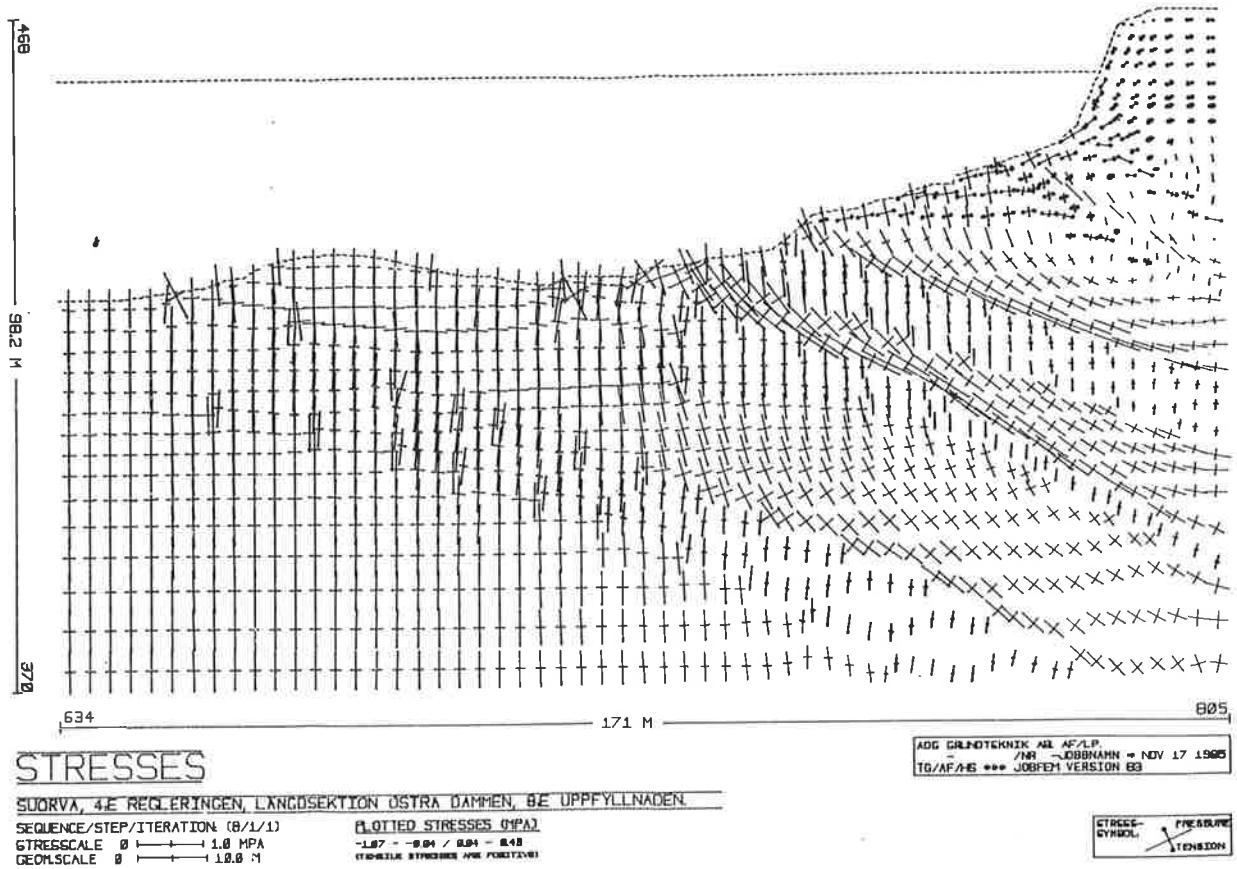



Fig 21 Tillskottsspänningen vid elastiska förhållanden. Dragspänningar uppkommer

Additional stresses from elastical calculations. Tensions arise

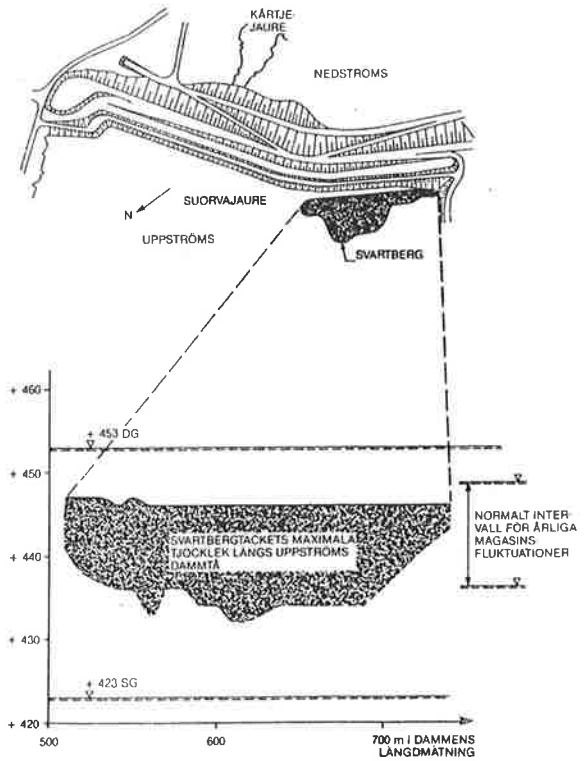



Fig 22 Deponering av svartskiffer i magasinet

Deposition of black schist in the reservoir

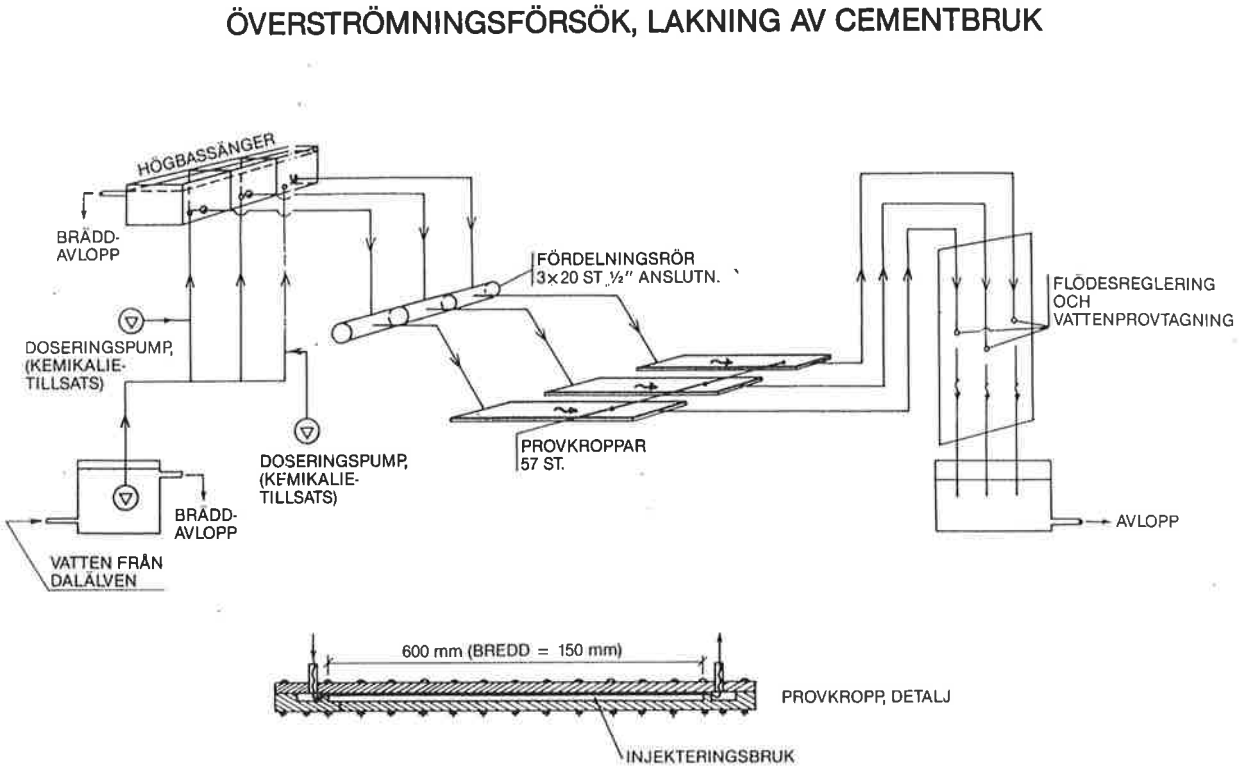



Fig 23 Överströmning av cementbruk. Försöksuppställning
Overflow of cement grout. Diagram of trail structure

DISKUSSION

Anders Carlsson, Vattenfall

Ordet är fritt: Synpunkter tack.

Hans Helfrich, Enebyberg

Till det andra föredraget vill jag gärna ställa följande fråga: Kan det finnas risk för pågående tektoniska rörelser? Det fanns flacka krosszoner som skulle kunna korrespondera med mindre överskjutningszoner, det finns branta strukturer som kan vara förkastningszoner, finns det något mätsystem installerat så att man vet att det hela inte rör sig i sidled, t ex?

Urban Norstedt, Vattenfall

Vi har inte befarat några rörelser och inte mätt några heller.

Manus Bergman, Itasca Consulting Group

Jag tänkte bara lämna en liten kommentar till Ove Stephanssons vänliga uttalande om UDEC-modellen (Universal Distinct Element Code), som Peter Cundall och vi har utvecklat på Itasca. Modellering är svårt. Det är lätt att verifiera enkla problem, för där finns det analytiska lösningar, men en av orsakerna till att man tar till matematiska numeriska beräkningsmodeller är att man vill försöka klara av komplexa problem och då finns inte någon direkt enkel väg att verifiera resultaten. Men vi har valt att försöka få folk att använda UDEC-modellen, så att vi så småningom får se hur den fungerar i olika tillämpningar. Vi har ett antal användare och i Skandinavien finns det tre. Den ena är detonikforskningen (SveDeFo), och vi har Nick Barton på NGI i Oslo, som har satt upp den för sina problem samt den tredje som är Ulf Lindblom på Hagconsult och Chalmers i Göteborg. Det där är ett sätt, och så småningom kommer det att skrivas lite uppsatser som visar hur den fungerar i problemlösningar. Några föredrag kommer i Finland i höst och i publikationen från "Rock Joint"-symposiet i Björkliden finns det en ganska bra beskrivning av modellen.

Gunnar Gustafson, VIAK/CTH

Som luttrad modellkonstruktör så kanske jag skall lämna några kommentarer till modellstudier. Det Anders sade i början tyckte jag var många kloka och visa ord. Det man har modeller till är för att

få förståelse för problem, hur det fungerar, precis som Charlie här visade. Modellen är ett alldeles utmärkt verktyg till att begripa hur en sak borde fungera. I nästa stadium vill vi komma längre, vi vill kunna åstadkomma prognoser. Då kommer man genast in på det som är verkligt svårt i modellsammanhang när det gäller berg. Om ni kommer ihåg skissen Owe Stephansson visade på hur ett spricksystem skulle kunna fungera, som ett antal skivor som är kopplade till varandra. Det ligger ganska långt ifrån det normala continuumantagande man har då man gör en matematisk modell. Och att sedan bygga en modell som bygger på skivantagandet medför att datamängderna ökar så vi inte klarar det. Problemet är faktiskt att den skala vi arbetar i när det gäller ett urberg är sådan att det är mycket svårt att göra detaljprognoser just därför att den volym man måste differentiera över är så stor. Vi har på Chalmers och på VIAK gjort en del studier om hur stort ett volymselement skall vara för att man skall komma i närheten av en normal analytisk modell, som de numeriska är förenklingar av. Studien anger block med sidor på hundratals meter för att vi skall kunna få stabila parametrar att räkna med. Och det gör att vi hamnar i ett dilemma där det inte utan mycket detaljerade undersökningar är möjligt att göra en modell, utom för vissa parametrar som t ex bruttoinflödet till en berganläggning. För det kan vi göra en prognos som är ganska bra. Man kan göra en sorts medelprognos på grundvattennivån men man kan aldrig från en modellstudie, om vi inte i princip borrar upp hela berget och undersöker, tala om var vattnet kommer och hur mycket det kommer på varje ställe om vi inte undersöker i detalj. Då kommer vi ned i en modellskala som gör att vi kan börja modellera igen. Men just den här mellanskalan är teoretiskt omöjlig att hantera. Det skall ni inte låta er nedslås av ty man kan alltså komma mycket långt med de här typerna av förutsägelser som går att göra. Sedan finns ett problem till, det är frågan om vad skall vi stoppa in i modellerna. Det är ganska lätt att visa då att ett normalt Lugeontest i ett kärnborrhål inte visar en permeabilitet som har med verkligheten att göra egentligen. Detta är då ytterligare ett problem som man då arbetar med i olika grupper. Det finns metoder att komma fram på men dem kanske vi kan spara till någon annan bergmekanikdag. Tack.

Göran Rehbinder, Vattenfall

Det var befriande att höra orden som Gunnar Gustafsson sade. Det förhåller sig ju faktiskt så att finita elementmetoden och även randelementmetoden inte är metoder att lösa problem utan metoder att lösa differentialekvationer. Jag tror att man inte nog kan understryka betydelsen av att man håller detta i minnet. Jag anser det inte vara fel att använda dessa matematiska metoder och räkna av alla krafter. Däremot anser jag det vara fel att dra alltför vildsinta slutsatser av de beräkningar man har gjort. De approximationer vi alltid gör motiveras sällan av att de är berättigade utan av att vi tvingas göra dygd av nödvändigheten.

# PROJEKTET BOLMENTUNNELN
# The Bolmen Project

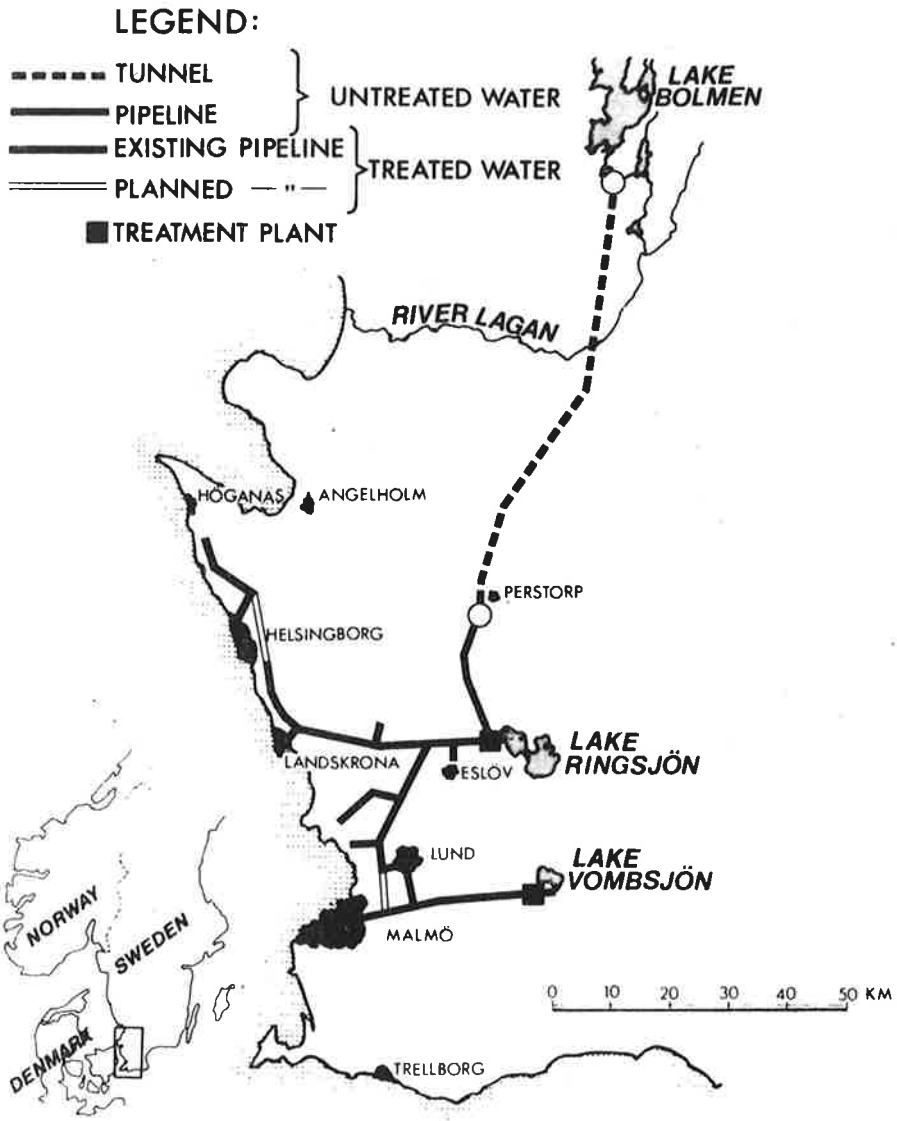
# PROJEKTET BOLMENTUNNELN

## The Bolmen project

Mats Alestam, Sydkraft AB, Malmö.

Skåne är ett av landets mest tättbefolkade delar. Områdets vattenförsörjning var fram till 1950-talet helt beroende av lokala vattentillgångar. Trots ianspråktagande av vattentäkterna Vomb och Ringsjön fastslogs i en statlig utredning, i mitten av 60-talet, att den framtida vattenförsörjningen måste baseras på vattentäkter belägna utanför Skåne. Ett inter-kommunalt bolag bildades - AB Sydvatten - som skulle svara för den framtida vattenförsörjningen. AB Sydvatten hade i det läget ingen egen personal anställd, utan träffade ett samarbetsavtal med Sydkraft AB, som skulle svara för anläggningsprojektets genomförande.

Efter ingående studier av skilda alternativ valdes ett projekt med följande huvuddelar, figur 1:




Figur 1 Sydvattens vattenförsörjningssystem
Sydvatten's water supply system

Råvatten, maximalt 6 $m^3/s$, hämtas från den sydligaste delen av sjön Bolmen.

Vattnet leds i en 80 km lång tunnel med tvärsnittsarean 8 $m^2$ till Äktaboden, varefter råvattnet överförs till det befintliga vattenverket vid Ringsjön i en 25 km lång rörledning.

Efter rening fördelas vattnet till konsumenterna via det utbyggda rörledningssystemet.

Bolmentunneln är lokaliserad till den del av Sveriges prekambriska berggrund som brukar benämnas den sydvästsvenska gnejsregionen. Den del av regionen som tunneln passerar är nästan fullständigt jordtäckt. Detta faktum, i kombination med att inga moderna geologiska beskrivningar fanns att tillgå, nödvändiggjorde omfattande regional- och lokalgeologiska undersökningar. Det befintliga materialet härstammade från Sveriges Geologiska Undersökningar's fältarbeten under 1800-talets senare hälft. Geomorfologiska och tektoniska studier möjliggjorde sedermera en indelning av Bolmentunnelns geologi i fem tektoniska enheter.

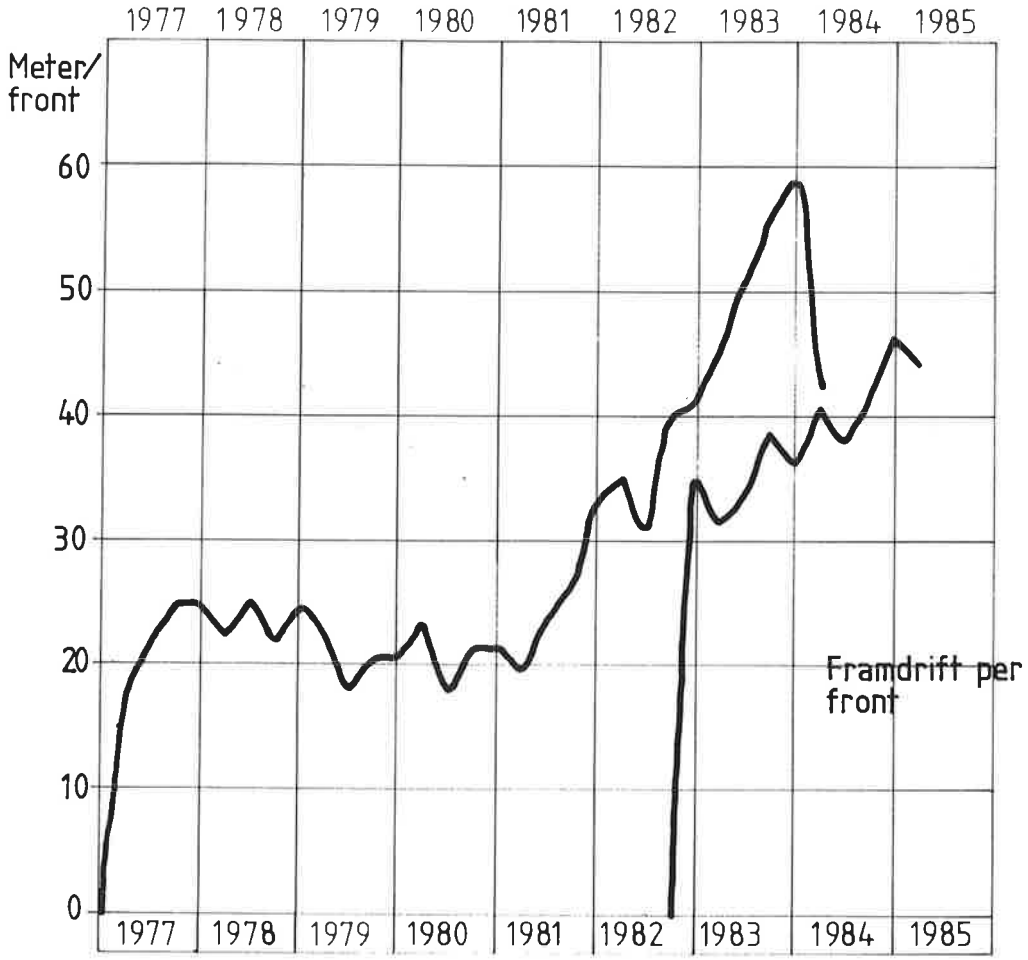
De geologiska undersökningarna kompletterades med bl a omfattande seismiska undersökningar. Totalt har ca 200 km seismik utnyttjats för att närmare precisera den 80 km långa tunnelns läge. Samtliga geologiska och geofysiska observationer inom ett snävare område längs den aktuella tunnelsträckningen redovisades på ritningar, där ritningar och beskrivning kompletterade varandra.

Genomförande av den 80 km långa Bolmentunneln har nödvändiggjort att ingenjörsgeologin blivit en naturlig del i projektet.

Där omfattande störningar i berget förväntas har förundersökningarna intensifierats under pågående entreprenader. Målet med undersökningarna har varit att finna de gynnsammaste tunnelsträckningarna genom störningszonerna.

Tunnelarbetet är nu avslutat efter tio års bergdrivande. Tunneln upphandlades i två entreprenader. Den södra delen omfattade 56 km och utfördes av ett konsortium bestående av ABV, JCC och JM. Södra delen utfördes under tiden sommaren 1975 t o m sommaren 1984.

Efter några års drivning av huvudtunneln omförhandlades entreprenaden och på grund av svårare bergförhållanden gjordes tekniska förändringar i utförandet. Sammantaget har omfördelning av å-priser och teknikförändringen medfört en produktivitetshöjning på mer än 100 %. Framdriften per front och vecka ökade från 20 - 25 m till 40 - 60 m, se figur 2.

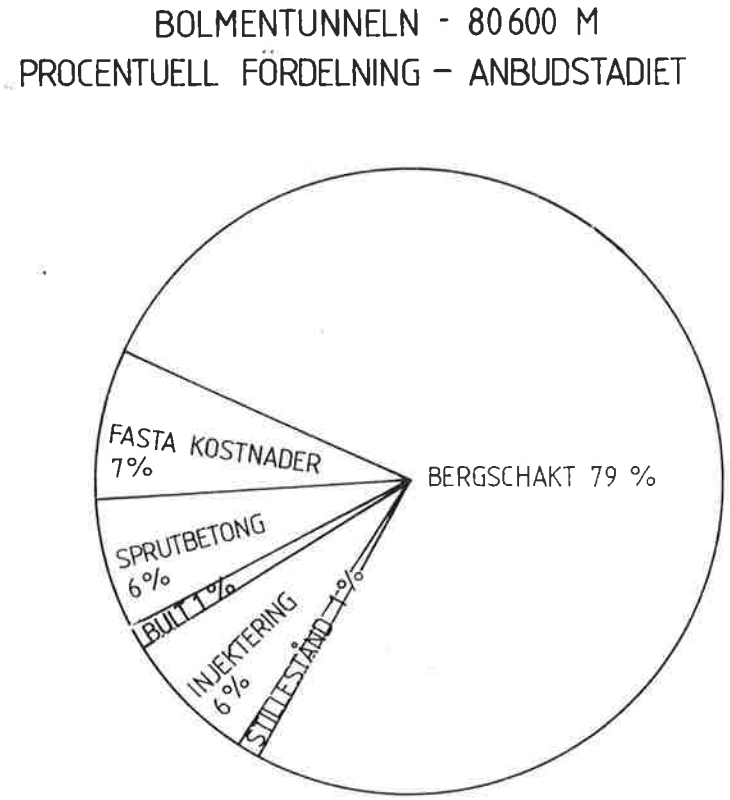



Figur 2 Genomsnittlig tunnelproduktion
Average tunneladvance

Den norra delen omfattade 24 km som påbörjades av Skanska hösten 1981 och avslutades hösten 1985. Skanska uppnådde snabbt en veckoframdrift per front om 35 - 45 m, se figur 2.

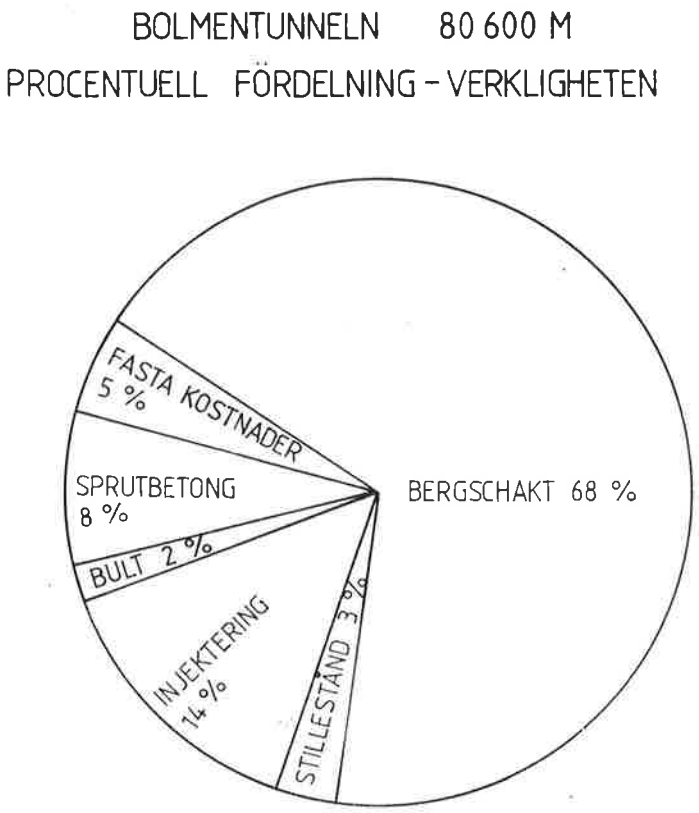
Totalt har kostnaden för Bolmentunneln uppgått till 530 milj SEK i löpande penningvärde. Vid en jämförelse mellan de olika arbetsmomenten var den procentuella fördelningen i anbudsstadiet, figur 3

- fasta kostnader + bergschakt 86 %
- förstärkningsarbeten 14 %, i huvudsak sprutbetong och injektering




Figur 3 Bedömd tunnelkostnad - anbudsstadium
Estimated tunnel cost at tender

Den verkliga procentuella fördelningen, figur 4, blev följande
- fasta kostnader + bergschakt 73 %
- förstärkningsarbeten 27 %




Figur 4 Slutlig kostnadsfördelning
Final tunnel cost

Den markanta höjningen, från 14 % - 27 %, beror i huvudsak på den ökade injekteringsinsatsen med vidhängande stillestånds-kostnader. Förändringarna hänför sig helt till den södra entreprenaddelen. Kostnadsökningen i rena mängdförändringar har blivit i genomsnitt 50 %.

Teknisk utveckling och forskning har skett kontinuerligt under byggnadstiden. Produktionssidan har givits förbättrade injekteringsmetoder och våtsprutning med eller utan fiber har utvecklats till en teknisk och ekonomisk konkurrenskraftig metod även i mindre tunnlar.

Den vetenskapliga forskningen har behandlat prognosmetoder såsom resistivitet-, VLF- och slingramsmätningar. Vidare har kvalitetskontroll av ingjutna bergbultar med bultometer utförts. Fortfarande pågår ett större forskningsprojekt med KTH, LuTH, CTH och LTH som har olika delprojekt, ex vis omgivningspåverkan vid tunnelbyggande i berg, bergmassans hydrauliksa egenskaper och inverkan av berggrundens spänningstillstånd. Forskningsprojektet kommer att redovisas hösten 1986.

# BOLMENTUNNELN

## Förundersökningar - prognos - verklighet

## The Bolmen tunnel project

## Site investigations and correlation forecast -- real time

Fil dr. Roy Stanfors, Geologiska institutionen, Lunds Universitet.

Bolmenprojektet har krävt omfattande byggnadsgeologiska insatser under en period av ca 20 år. 1967 inleddes förundersökningarna och under 1986 avslutas sammanställningen av geodata från den 80 km långa tunneln mellan sjön Bolmen och Perstorp, Fig. 1.

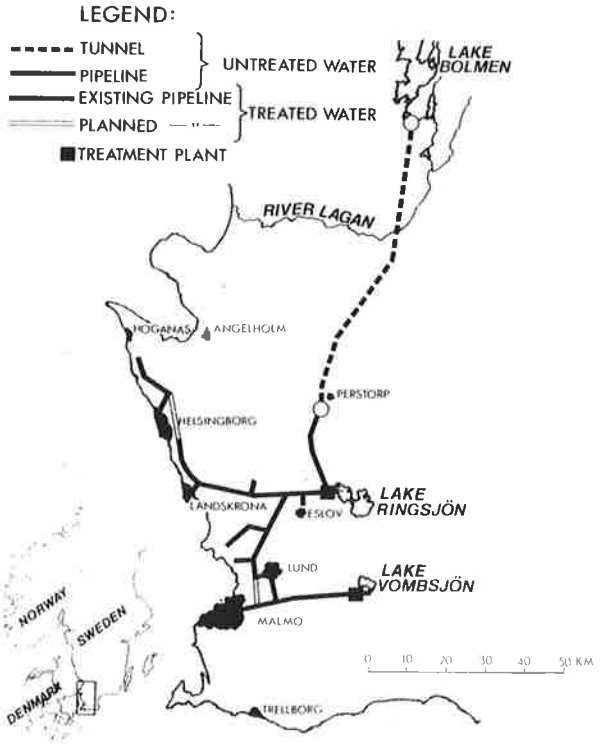



Fig. 1. Översiktskarta. General map.

Att under den korta tid som här står till mitt förfogande redogöra för hela denna omfattande verksamhet är givetvis omöjligt. Jag väljer därför att kortfattat beröra följande punkter:

+ FÖRUNDERSÖKNING
+ KOMPLETTERANDE UNDERSÖKNINGAR UNDER DRIVNINGENS GÅNG
+ GEOKARTERING OCH DOKUMENTATION
+ PROGNOS - VERKLIGHET

+ SLUTSATSER - ERFARENHETER

**Förundersökningar**

De geologiska undersökningarna för Bolmentunneln pågick i varierande omfattning under åren 1967-1972. Trots tunnelns relativt ringa area bedömdes det nödvändigt, såväl ur bergbyggnadsekonomisk synpunkt som av miljöhänsyn, att tunnelns sträckning baserades på bästa möjliga kännedom om det aktuella områdets geologiska uppbyggnad. Ur funktionssynpunkt var bara tunnelns början och slut - intag och utlopp - bestämda. I övrigt, d v s på en längd av 8 mil, var sträckningen i princip valfri och detta gav givetvis anledning att satsa på omfattande undersökningar för att undvika svårigheter vid tunneldrivningen.

Mellan Bolmen och Perstorp är landskapet övervägande flackt. Morän och omfattande moss- och myrmark täcker omsorgsfullt berggrunden. Endast i ett fåtal punkter går berget i dagen och ger geologen möjlighet till direkta bedömningar.

Det befintliga geologiska kartmaterialet var genomgående ofullständigt och otillräckligt som underlag för en byggnadsgeologisk bedömning.

**Steg för steg**

Som ett första steg i det geologiska förundersökningsprogrammet beslöts därför att under 1967 insamla mesta möjliga information genom en översiktlig geologisk kartering. Målet var att inom ett ca 1600 $km^2$ stort område anvisa det lämpligaste alternativet för tunnelns sträckning i stort.

Sedan de översiktliga undersökningarna visat att en tunnel med ungefärlig sträckning Bolmen-Markaryd-Värsjön-Perstorp-Äktaboden sannolikt skulle erbjuda de lämpligaste förhållandena ur bergbyggnadssynpunkt inriktades den geologiska verksamheten på att i detalj fastställa tunnelns sträckning med hänsyn till konstaterade eller befarade svaghetszoner i berggrunden. Flertalet av dessa zoner lokaliserades med hjälp av seismik. Seismiska mätningar utfördes till en längd av 200 000 m.

Ett fyrtiotal diabasgångar lokaliserades i detalj med hjälp av markmagnetiska mätningar.

Kärnborrning utfördes i relativt begränsad omfattning, närmast för att kontrollera bergets kvalitet i zoner, där indikation om dåligt berg erhållits genom geologiska eller geofysiska resultat. Totalt har ca 3000 m borrats.

Undersökningarnas omfattning och etappindelning framgår av nedanstående uppställning:

**1967:**

Undersökningar inom ett mer än milsbrett område mellan Bolmen och Söderåsen för att få en allmän bild av de geologiska förhållandena
- flygbildsanalys
- studier av geologiska kartblad och beskrivningar
- insamling av information från vägverk, kommunalingenjörer, kraftverk, byggföretag, berganläggningar
- uppgifter från brunnsarkiv, brunnsborrare m fl
- översiktlig geologisk kartering inkl insamling av information från befolkningen om brunnar och övrigt av intresse

flygmagnetiska mätningar
markmagnetiska mätningar
stortektonisk bedömning
seismik i begränsad omfattning

Resultat: Tunneln bör gå öster om Värsjön. Norr därom två alternativa huvudsträckningar - öster eller väster om Markaryd.

1968-69:

Undersökningar av en cirka 2 km bred korridor längs ovannämnda huvudsträckningar

geologisk detaljkartering
betydligt ökad insats av seismik
markmagnetiska mätningar, främst för att i detalj lokalisera diabasgångarna i södra delen av tunneln
geohydrologiska utredningar bl a för att bedöma eventuell inverkan på Perstorps grundvattentäkt
kärnborrning i begränsad omfattning

Resultat: Tunnelns huvudsträckning till en korridor fastställd - tunneln skall förläggas öster om Markaryd och väster om Perstorp.

1970-72:

Detaljundersökningar inom korridoren för att få så gynnsamma passager som möjligt genom kross- och sprickzoner.

seismiska undersökningar utökas att omfatta hela tunnelsträckan
s k djupseismik inom vissa svaghetszoner
kompletterande markmagnetiska mätningar

## Geologisk-tektonisk förväntningsmodell

Den geologisk-tektoniska förväntningsmodell som på grundval av ovan beskrivna förundersökningar var möjlig att konstruera visade att berggrunden i det aktuella området till övervägande del var uppbyggd av gnejs med varierande färg och sammansättning.

I norra delen av området kunde ett relativt stort inslag av amfibolit påräknas och i den södra delen förutsågs passage genom ett 40-tal yngre diabaser. Bergarternas strykning bedömdes till övervägande del vara ca VNV med oftast relativt flack stupning mot NO eller SSV.

Den tektoniska modellen angav ett antal kross- och sprickzoner med huvudriktningarna NNO och VNV. Från Bolmen räknat bedömdes de allvarligaste svaghetszonerna föreligga i anslutning till Torpaåns dalgång, Exen-Staverhultområdet, Lagans dalgång, området Markaryd-Kraxasjön, förlängningen av Hallandsåsens randzoner (Slättsjöområdet) samt Perstorpsbäckens och Ybbarbsåns dalgångar, Fig. 2.

## Geovetande blir bygghandlingar

Avsikten med de geologiska förundersökningarna var naturligtvis i första hand att skapa underlag för en lämplig sträckning av tunneln. Viktigt var dessutom att försöka översätta den geologiska informationen till uppgifter av värde för planering och kostnadsberäkning.

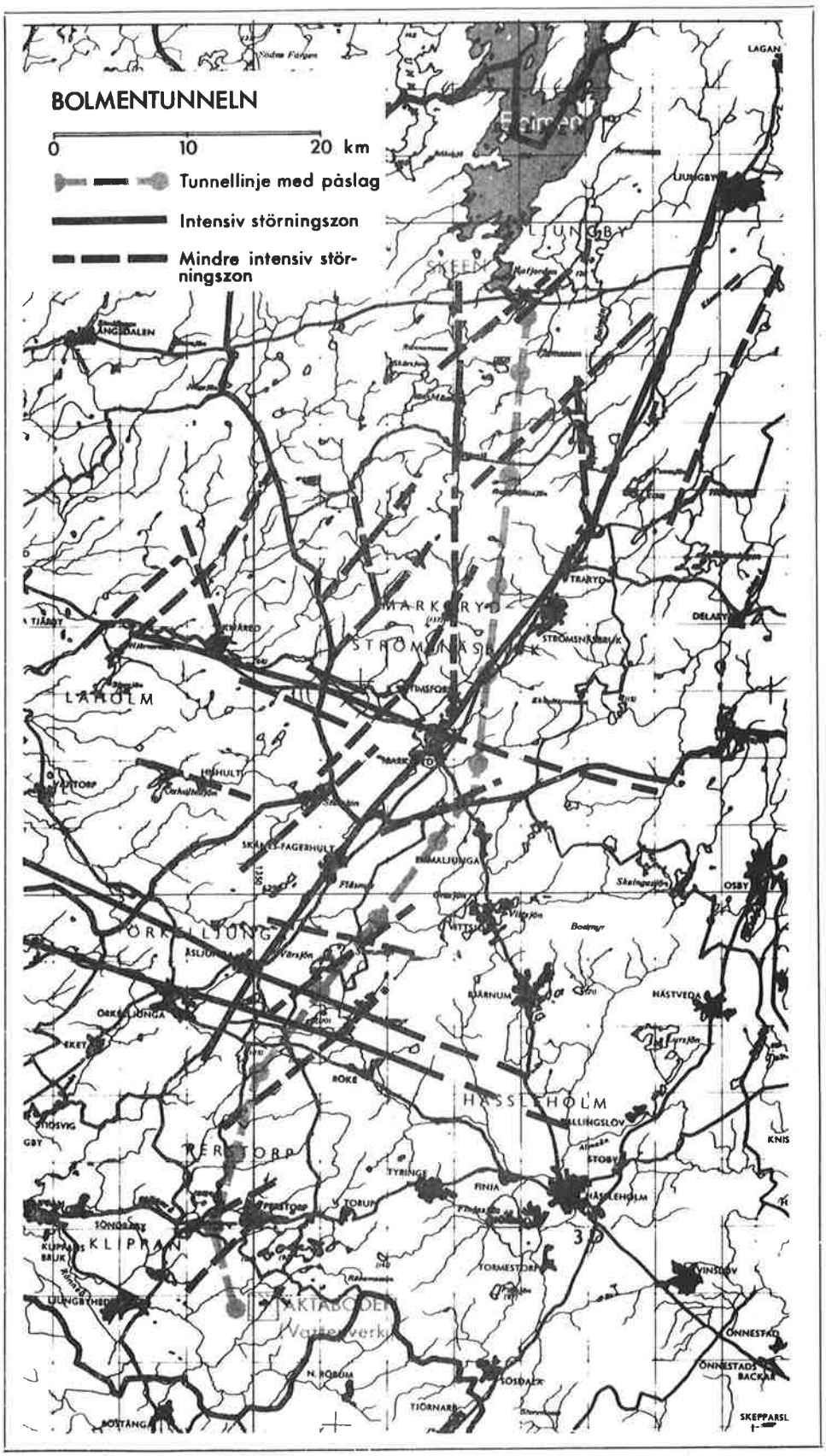



Fig. 2. Förmodade tektoniska störningszoner. Predicted weak zones.

Ett överskådligt redovisningssätt eftersträvades, där kartan och bilden gavs störst utrymme och där texten var kort och kommenterande. Vi valde en form där all geologisk information av värde för tunnelbyggaren kan inhämtas från en ritning per femkilometers avsnitt av tunneln. Grundmaterialet bestod av en karta i skalan 1:10 000, där såväl geologiska som geofysiska resultat inritades och kommenterades med en kort text. På basis av detta material redovisades en längdprofil med uppgifter om bergkvalitet och behov av sprutbetongförstärkning. För vissa av de större svaghetszonerna gjordes också en bedömning av försonderings- och förinjekteringsbehov. Underlag för en allmän bedömning av vatteninläckningen längs tunneln i sin helhet ansågs inte föreligga.

På Fig 3 visas ett utdrag ur förfrågningsunderlaget (starkt beskuret på grund av utrymmesbrist, bl a har geologens beskrivande text utgått).

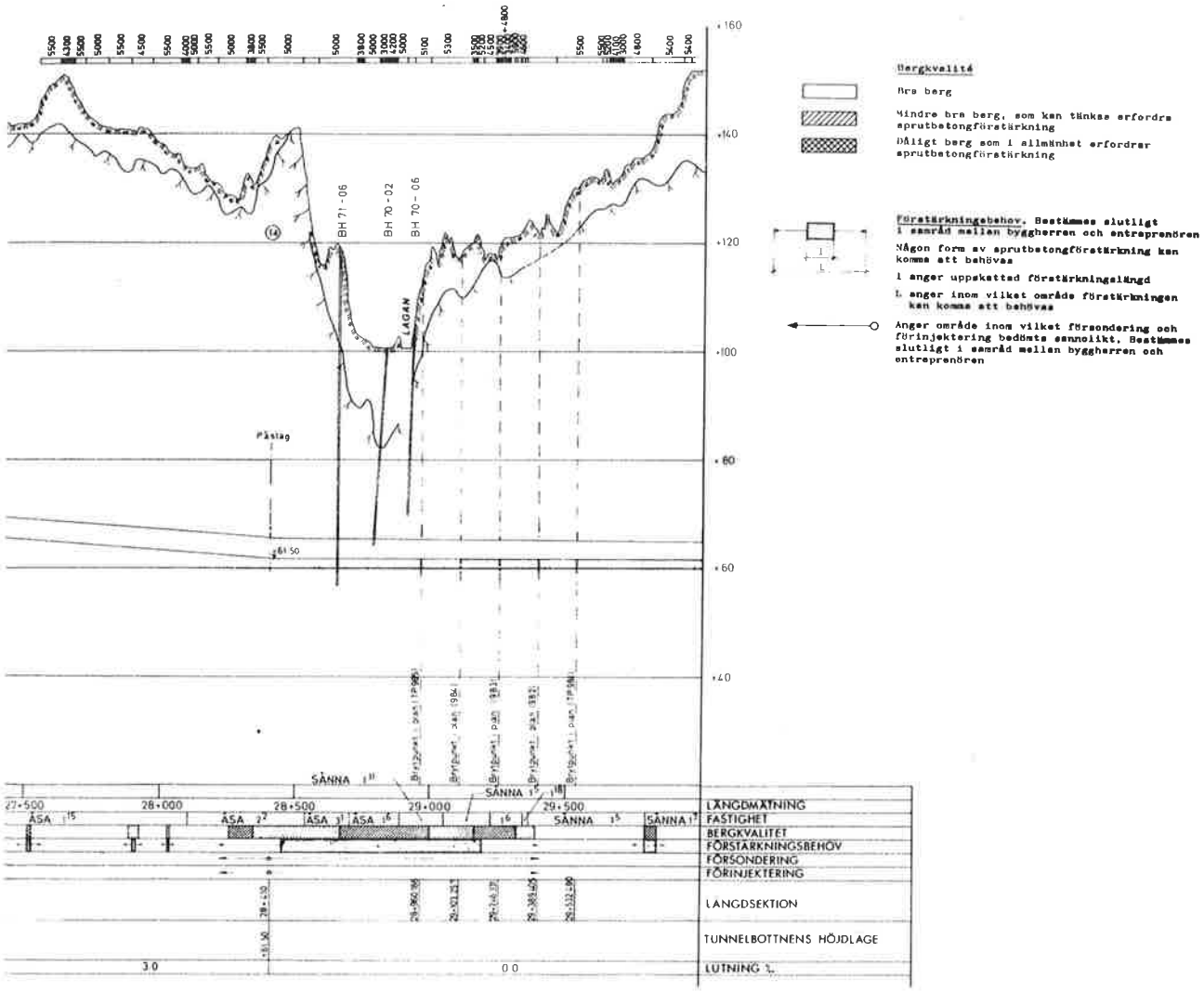



Fig. 3. Utdrag ur förfrågningsunderlag med bedömning av bergkvalitet och förstärkningsbehov. Part of the tender documents with predicted rock quality and need for temporary support.

Efter 5 års undersökningar kunde alltså tunnelns sträckning definitivt fastställas och en byggnadsgeologisk förväntningsmodell redovisas. Kostnaderna för detta uppgick till drygt 3 Mkr. Fördelningen av dessa kostander på olika insatser framgår av Fig. 4.

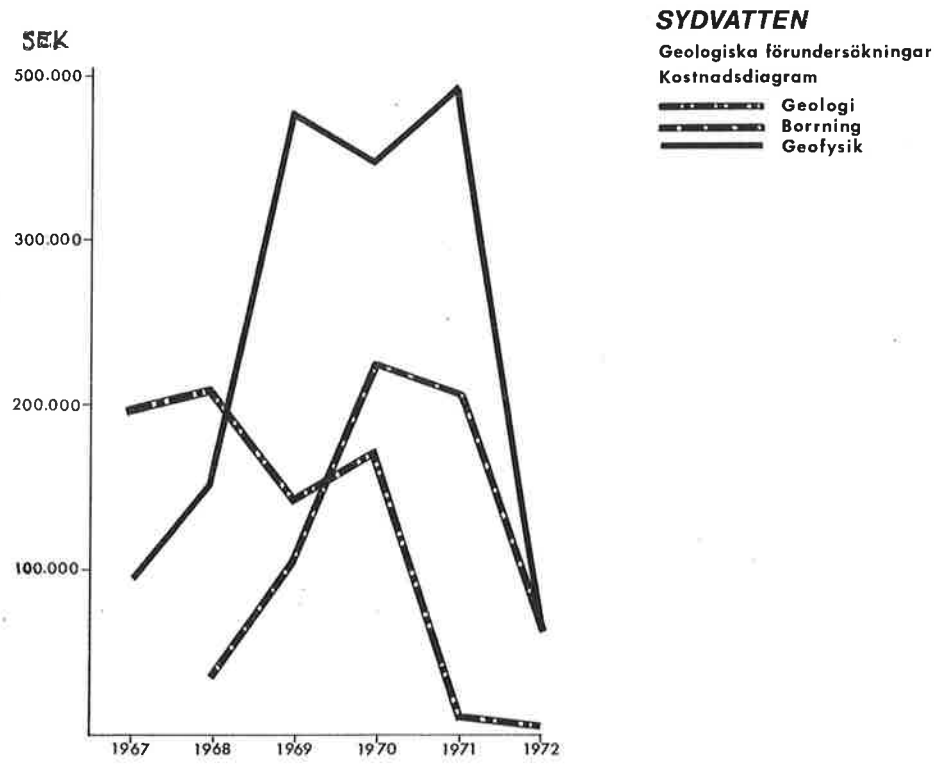



Fig. 4. Kostnadsdiagram. Comparison between costs of different site investigation methods.

## Kompletterande undersökningar

Under hela drivningsskedet har funnits en strävan att förbättra och detaljera den byggnadsgeologiska förväntningsmodellen. Genom att utnyttja alla erfarenheter som vunnits och vid behov utföra kompletterande seismiska och elektriska mätningar har i ett tiotal fall lokala ändringar av den ursprungliga tunnelsträckningen medfört avsevärt kortare passager genom förstärkningskrävande svaghetszoner. Kostnaden för dessa insatser har i samtliga fall flerfaldigt kompenserats av minskade förstärkningskostnader. Speciellt värdefullt underlag har härvid resistivitetsmätningarna gett för en detaljerad beskrivning av leromvandlade och ofta vattenförande krosszoner. Ett utmärkt exempel på en framgångsrik lokal ändring av tunnelns sträckning är den avvikelse på ca 75 m i sidled som företogs inför passagen av den s k Staverhultszonen. Genom denna ändring av tunnelns sträckning kunde svaghetszonens mest intensiva del skäras i en maximalt fördelaktig vinkel med åtföljande minskat förstärkningsbehov.

## Geokartering och dokumentation

Allt sedan utsprängningsarbetet för Bolmentunneln påbörjades 1975 har kontinuerlig geokartering utförts fram till och med tunnelns färdigställande 1985.

Målsättningen med geokarteringen har i första hand varit att utförligt beskriva de byggnadsgeologiska förhållandena i och i omedelbar anslutning till de avsnitt av tunneln som krävt någon form av driftförstärkning. För södra entreprenaddelen (24,500-80,480 m) har AB Sydvattens kontrollanter Valter Didriksson, Hans Ekestubbe och Jan Hallenhed svarat för den kontinuerliga dagliga karteringen. Efter inledande praktisk-geologisk instruktion kunde kontrollanterna mycket snart utföra en för ändamålet helt tillfredsställande geokartering. För norra entreprenaddelen (0-24,500 m) har en motsvarande verksamhet utförts av Skanska AB:s arbetsledare.

Speciell uppmärksamhet har vid den "dagliga" geokarteringen ägnats bergartsfördelning (enkel indelning), strukturer, graden av uppsprickning, antal sprickgrupper och deras orientering, sprick-krosszoner, sprickkaraktär, sprickfyllnad och vittringsgrad (lerzoner). Ett stort antal lerprover har tagits i samband med karteringen och analyserats med hjälp av röntgendiffraktion vid geologiska institutionen i Lund. Syftet med detta har i första hand varit att konstatera eventuella inslag av svällande lermineral (smektit). En viktig uppgift i samband med karteringsarbetet har också varit att grovt klassificera förekommande vatteninläckning i en tregradig skala.

Efterhand som arbetet fortskridit och tunneln blivit rentvättad har kompletterande kartering utförts inom övriga delar av tunneln av Roy Stanfors och Juliusz Sandecki vid geologiska institutionen i Lund.

All information från geokarteringen har tillsammans med uppgifter om utförda förstärkningar redovisats på ritningar i skala 1:1000.

En översiktlig sammanställning av förundersökningsarbeten, förstärkningsinsatser och samtliga geodata har gjorts på 16 ritningar i skala 1:10 000.

## Prognos och verklighet

När Bolmentunneln nu är utsprängd finns goda möjligheter till jämförelse mellan den i samband med förundersökningarna utfärdade prognosen, avseende byggnadsgeologiska förhållanden, och den verklighet som geokarteringen dokumenterat.

Sammanställningen av den stora mängden data beräknas ta ytterligare något år i anspråk men redan nu kan översiktliga preliminära resultat redovisas.

## Berggrund

Fig. 5 visar en generaliserad bild av de geologisk-tektoniska förhållandena i tunneln. Som framgår av kartan är gnejs i olika varianter helt dominerande bergart. Talrika inslag av en mera massformig granitoid bergart (gnejsgranit) förekommer främst inom norra hälften av tunneln.

De olika varianterna av metamorfa, basiska bergarter har sammanförts under beteckningen amfibolit. Dessa uppträder i form av gångar, massiv eller smala skikt och bankar längs hela tunnelsträckan men i mycket varierande omfattning. Speciellt inom avsnittet 15-25 km är inslaget av amfibolit mycket stort - ca 20%. Av speciell byggnadsgeologisk betydelse

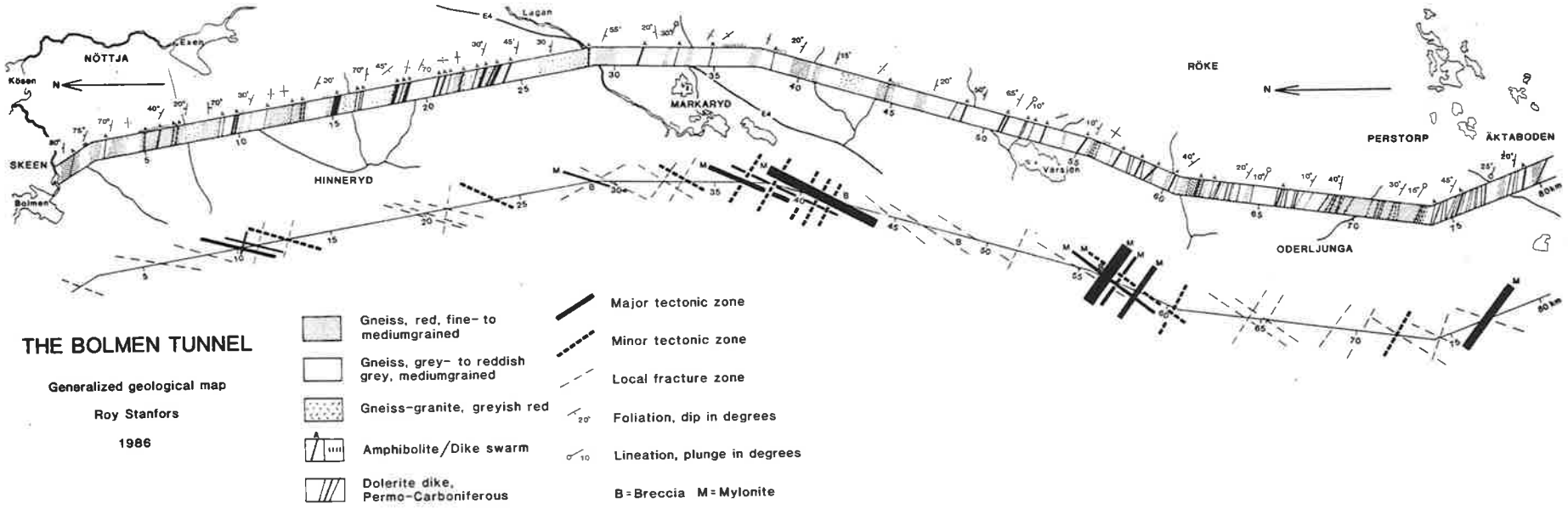



Fig. 5. Översiktlig geologisk karta.

har de svärmar av dm - meterbreda amfibolitgångar varit som ofta förekommer i samband med de allvarligaste störningszonerna. Gnejs och amfibolit stryker genomgående i VNV och visar oftast flacka stupningar.

I södra delen av tunneln, från ca 48 km, finns ett mycket påtagligt inslag av yngre (permokarboniska) diabasgångar. Dessa gångar varierar i bredd från ca 1 m till 70-80 m, stryker i NV eller VNV och har en övervägande brant - medelbrant stupning (90°-60°) mot SV. Sammanlagt har ca 120 diabasgångar passerats på en sträcka av drygt 30 km. Av dessa har ca 40 en bredd av minst 15 m vilket ungefär utgör den nedre gräns för indikation med magnetiska mätmetoder som användes i samband med förundersökningen. Prognosen för antalet förväntade bredare diabasgångar stämmer därför väl med verkligheten såväl avseende gångarnas läge som bredd.

Oregelbundet orienterade sprickor, ofta kloritfyllda, har genomgående krävt insats av bultning i diabasgångarna. Kontakterna till sidoberget är oftast täta. Vatteninläckning i själva gången eller i omedelbar anslutning till denna är mindre vanlig. Däremot förekommer ofta vatteninläckning i anslutning till smala sprickzoner på något avstånd från diabaserna. Fig. 6.

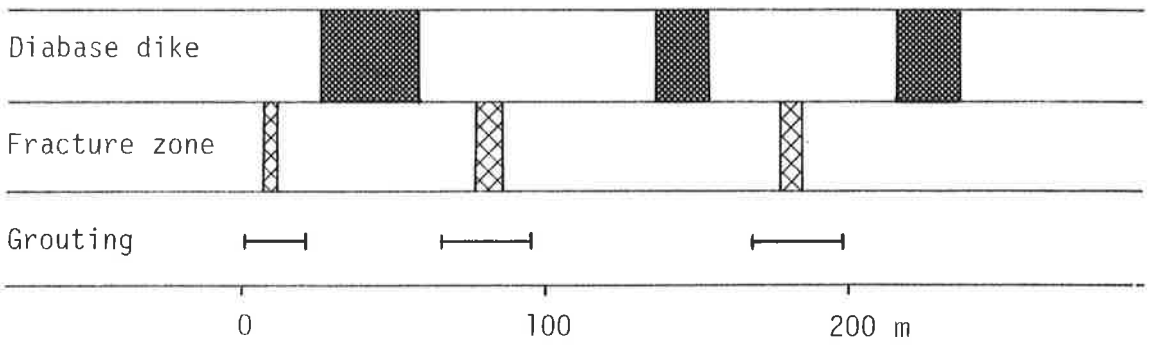



Fig. 6. Samband diabaser - sprickzoner. Diabase dikes and fracture zones.

Den tektoniska bilden i tunneln domineras av två sprickriktningar - NNO och VNV. Två stora svaghetszoner av regional karaktär har tunneln passerat - en inom avsnittet ca 35-45 km (parallell utlöpare till protoginzonen?) med huvudutsträckning i NNO och en vid ca 55-58 km som stryker i VNV och kan betraktas som en nordlig parallellzon till den Tornqvistska linjen som skär diagonalt genom mellersta Skåne. Ovan nämnda zoner har i tunneln varit km-breda och mycket komplexa till sin uppbyggnad. Såväl förkastningar som överskjutningar har åstadkommit intensiv uppsprickning eller krossning av berget. Inom stora avsnitt förekommer leromvandling med smektit som dominerande lermineral. Breccierade och mylonitiserade stråk är ett vanligt inslag i dessa zoner.

Passagen av dessa svaghetszoner har inom vissa avsnitt krävt omfattande förstärkningsinsatser. Speciellt inom avsnittet ca 56.000-56.500 m (Slättsjö-zonen) uppstod stora problem på grund av kombinationen tät växellagring gnejs - flacka amfibolitgångar, krossat och leromvandlat berg samt stor vatteninläckning.

Som framgår av kartan har flera andra svaghetszoner passerats som till sin riktning så gott som genomgående överensstämmer med de båda regionala zonerna men vad intensitet och bredd beträffar varit helt annorlunda. En genomgående iakttagelse är överskjutningar längs VNV-ligt strykande flacka eller medelbranta amfibolitgångar samt brantstående, ofta öppna sprickor i NNO som skär över och förefaller vara yngre än överskjutningarna. Längst i söder har iakttagits att även de yngsta diabasgångarna drabbats av förkastningsrörelser i NNO-lig riktning.

Vatteninläckningen i tunneln kan till övervägande del sättas i samband med kross- och sprickzoner och främst då de regionala zonerna där flera svårinjekterade inläckage förekommit. De NNO-ligt orienterade branta sprickorna har fungerat som "matarledningar" för vattnet till de flacka, mer eller mindre materialfyllda sprickorna, speciellt i kontakterna gnejs-amfibolit, längs vilka vattnet ofta "flyttats" framåt vid förinjektering.

Bergartsfördelningen i tunneln stämmer i stort väl överens med vad som angavs i den geologiska förväntningsmodellen. Vad gäller amfiboliterna i norra delen förutsattes dock ett relativt begränsat antal större massiv. Verkligheten visar ett stort antal oftast flackt stupande gångar med bredden 100-200 m. De på flera ställen förekommande amfibolitsvärmarna var knappast möjliga att förutsäga med tanke på den mycket sparsamt blottade berggrunden.

**Driftförstärkning**

I fig 7 redovisas i femkilometersavsnitt en jämförelse mellan utförd sprutbetongsförstärkning (driftförstärkning) och den insats av sprutbetong som förutsades i prognosen. Jämförelsen avser den procentuella del av tunnelsträckan som är förstärkt och tar således inte hänsyn till förstärkningens omfattning och kostnad. Av den utförda driftförstärkningen är mindre än 15% tyngre förstärkning (armering och mer än 50 mm sprutbetong).

Som framgår av fig 7 finns det stora variationer i överensstämmelsen mellan prognos och verklighet. Genomgående är prognosen för optimistisk för norra delen av tunnel n (0-35 km). Orsaken till detta är främst de flacka eller i många fall helt horisontella sprickzoner som berört tunneln och inte kunnat lokaliseras med seismik eller annan geofysik.

För avsnittet ca 35-45 km, som berör den regionala NNO-liga tektoniska zonen var den bedömda insatsen av sprutbetong betydligt större än vad som i verkligheten erfordrades. Detta förklaras bl a av den stora mängd förinjektering som utförts och som givetvis även bidragit till att förstärka berget. Inom detta avsnitt har dessutom ett antal lokala ändringar av tunnelsträckningen bidragit till ett reducerat förstärkningsbehov. För södra delen av tunneln är överensstämmelsen prognos - verklighet genomgående god. Anledningen till detta är framför allt att flertalet störningszoner här har en orientering (vertikala eller brant stupande) som är fördelaktig vad gäller indikation med geofysiska metoder.

Enligt den primära prognosen klassades berget på ca 25% av tunnelsträckan som "mindre bra - dåligt". Den del av tunneln som ansågs kräva någon form av sprutbetongförstärkning angavs till ca 15%. Den sammanlagda längden av vad som vid geokarteringen betecknats "sprick- eller krosszoner" uppgår till ca 20% av den totala tunnelsträckan. Ca 17% av tunnelns hela längd har krävt sprutbetong som driftförstärkning.

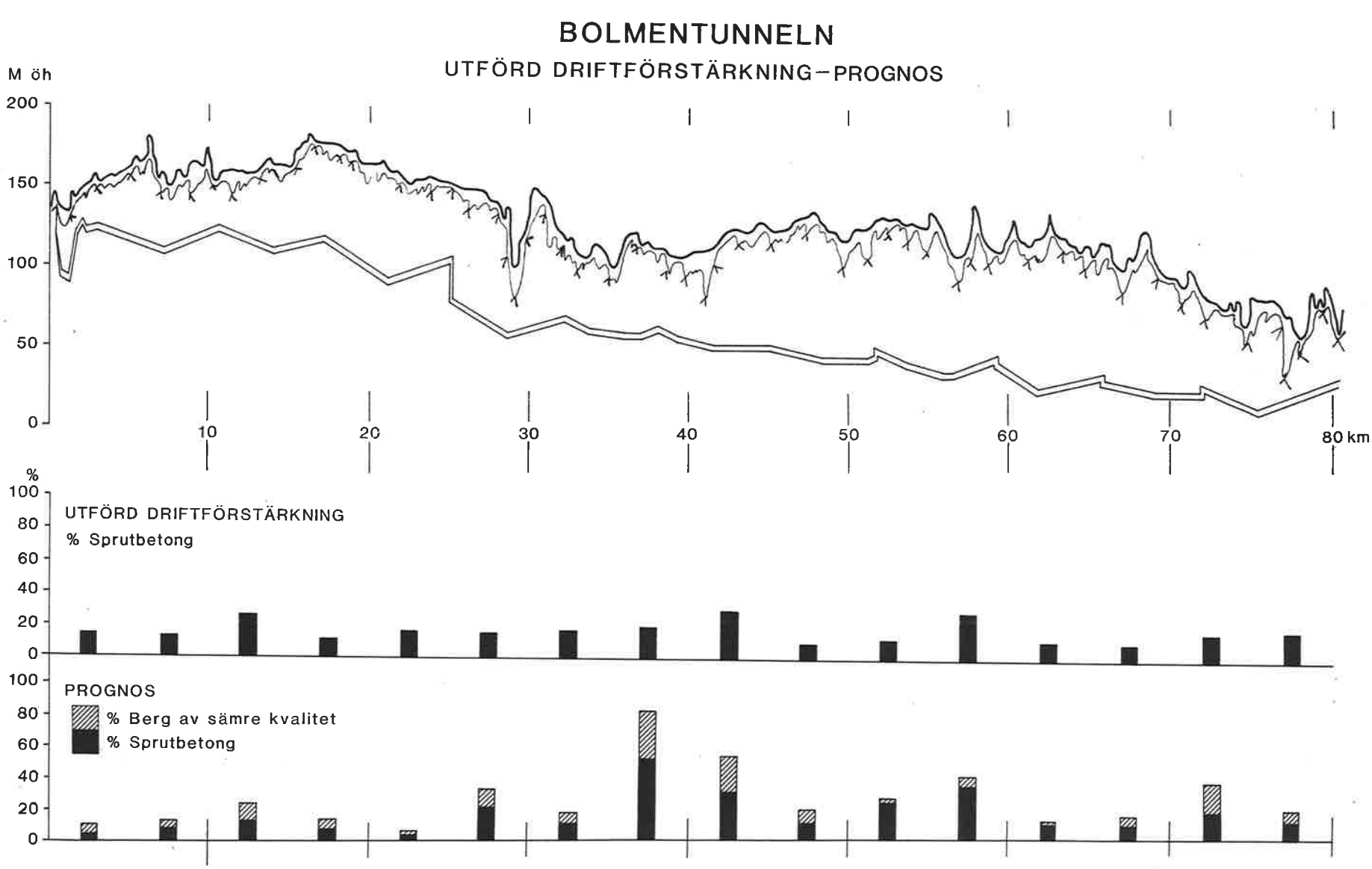



Fig. 7. Jämförelse mellan prognos (sprutbetong) och utförd driftförstärkning (sprutbetong). Correlation between predicted need for shotcrete support and temporary support (shotcrete) required.

Fig 8 belyser sambandet mellan sprutbetongförstärkning och förinjekteringsbehov fördelat på femkilometersavsnitt. Här ser man att det oftast finns ett klart samband mellan förinjekteringsinsatser, sprutbetongförstärkning och större svaghetszoner. Inom flera avsnitt har dock vatteninläckning, som krävt förinjektering, förekommit i anslutning till öppna sprickor i berg som inte krävt förstärkning ur stabilitetssynpunkt. Totalt har ca 25% av tunnelsträckan förinjekterats.

Sammanfattningsvis kan sägas att prognos - verklighet visar god samstämmighet för totala tunnelsträckan men att stora avvikelser i många fall noteras om man gör jämförelser inom de olika femkilometersavsnitten. De större, regionala svaghetszonerna har samtliga kunnat lokaliseras och karakteriseras på ett tillfredsställande sätt. Av de medelstora svaghetszonerna har de branta kunnat lokaliseras i stor utsträckning medan de flacka i allmänhet inte har kunnat förutses. Störst avvikelse från prognosen visar ett relativt stort antal smala sprick-krosszoner (ca 10 m eller mindre) som inte indikerades i samband med förundersökningarna.

## Slutsatser - erfarenheter

Som ovan nämnts kommer den planerade utvärderingen av byggnadsgeologiskt intressant material från Bolmentunneln att ta ytterligare något år i anspråk. Detta bör dock inte hindra att redan nu presentera några av de erfarenheter och lärdomar som gjorts under projektets gång.

+ Förundersökningarna bör byggas upp etappvis med klar målsättning för varje etapp. Slutmålet bör vara att översätta geologiska data till en för byggare och entreprenörer ändamålsenlig förväntningsmodell.

+ Man bör sträva efter att under projektets gång fortlöpande förbättra den byggnadsgeologiska förväntningsmodellen. Dra nytta av gjorda erfarenheter!

+ Geofysiska mätmetoder är oftast nödvändiga och utmärkta hjälpmedel. Valet av mätmetod bör dock noga anpassas till problemställningen.

+ En god kännedom om berggrundens sammansättning och tektoniska huvuddrag är en nödvändig grund för tolkning av geofysiska mätresultat.

+ VLF är en bra och billig rekognoseringsmetod för sprick- och krosszoner! Tyvärr mycket känslig för yttre störningar (ledningar m m).

+ Resistivitetsmetoden är avsevärt dyrare men mycket bra för detaljundersökning av bl a leromvandlade störningszoner.

+ Refraktionsseismik är oftast - rätt använd - vårt bästa hjälpmedel när det gäller undersökningar för berganläggningar. "Djupseismik" kan vara ett bra komplement till det vanliga undersökningsförfarandet! När får vi en kombination seismik - resistivitetsmätning som standardmetod? Bör om mätningarna utförs vid ett och samma tillfälle kunna utföras till en kostnad som inte avsevärt överstiger vad som idag betalas enbart för seismik.

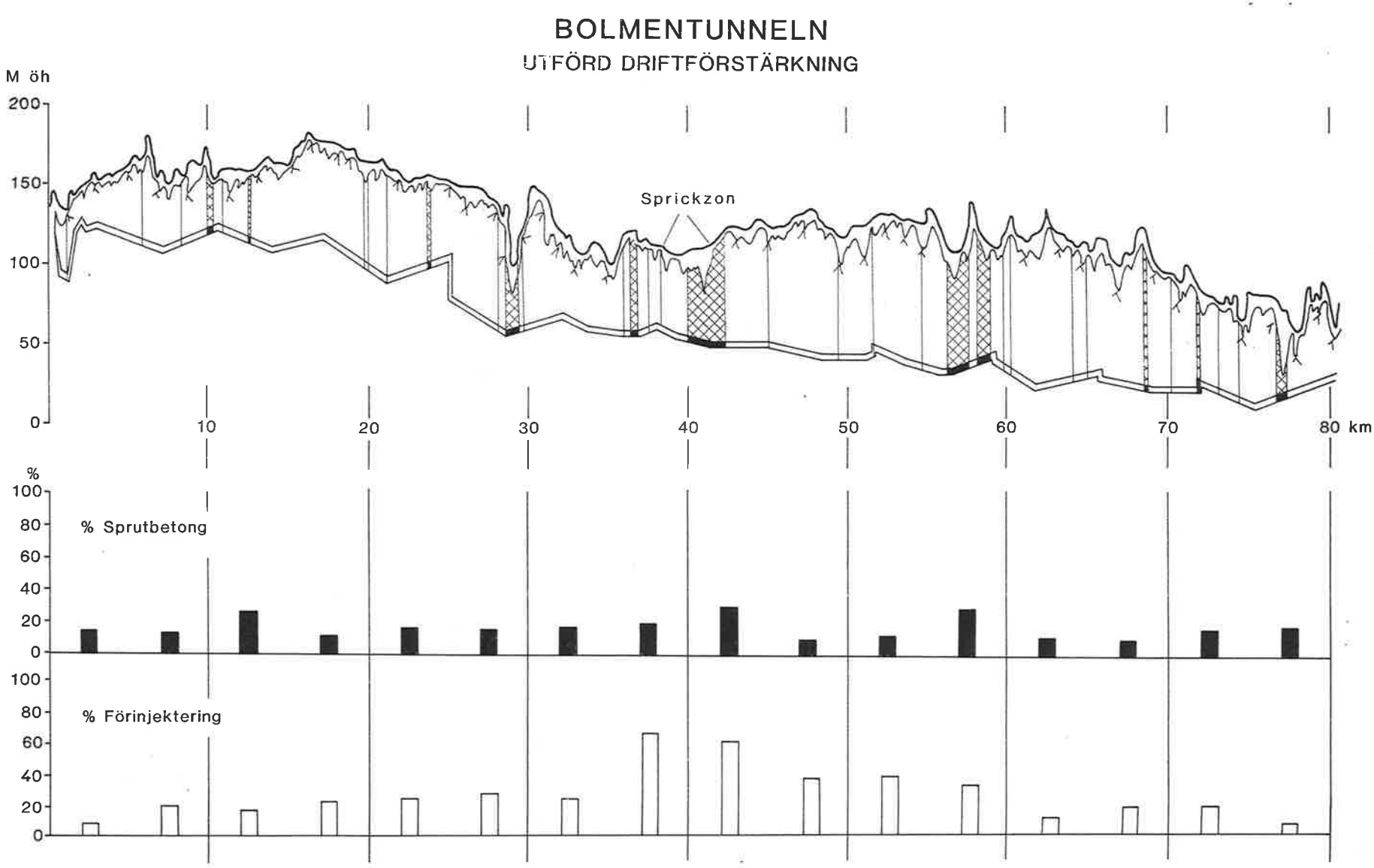



Fig. 8. Utförd driftförstärkning. Temporary support required.

+ Markmagnetiska mätningar är en metod, som till relativt låg kostnad, med mycket stor säkerhet kan lokalisera t ex diabasgångar om dessa har magnetiska egenskaper som tillräckligt avviker från den omgivande berggrundens magnetisering.

+ Bästa resultat erhåller man om resultaten av två eller flera rätt valda geofysiska metoder kan samtolkas. Viktigt är att man är medveten om metodernas begränsning!
Flackt stupande svaghetszoner t ex är oftast mycket svåra att tolka liksom givetvis mycket smala störningszoner ( ca 5 m)!

+ Utpräglad inhomogenitet i bergmassans sammansättning som t ex tät växellagring av flackt stupande amfibolit-gnejsskivor har genomgående utgjort en negativ faktor.

+ Det stora inslaget av avskärande yngre diabasgångar i tunnelns södra del har i allmänhet inte orsakat stabilitetsproblem som krävt annan förstärkning än bultning.

+ Kombinationen vatteninläckning - krossat leromvandlat berg har krävt de mest omfattande förstärkningsinsatserna!

+ Kontroll av ev smektitinnehåll i lerzonerna är av vikt för bedömning av förstärkningsinsatserna.

+ Vatteninläckning i tunneln har i stor utsträckning stått i samband med sprick- och krosszoner. Stor variation föreligger dock bl a med hänsyn till varierande lerhalt. Vatteninläckning har i många fall konstaterats även i "bra berg" med enstaka öppna sprickor!

+ Man bör inte glömma bort de kvartärgeologiska avlagringarnas betydelse ur vatteninläckningssynpunkt!

+ Relativt små lokala ändringar av tunnelns sträckning har i många fall medfört minskade förstärkningskostnader som mångfalt betalat de kompletterande undersökningarna.

+ Geokartering bör utföras under hela byggnadsskedet. Den "dagliga karteringen" kan med fördel utföras av personal som ständigt finns till hands, t ex kontrollanter eller arbetsledare.

+ Samarbete geolog - byggare - entreprenör bör eftersträvas under hela byggnadsskedet.

## Slutord

I samband med Bolmentunnelns utsprängning har genom kontinuerlig geokartering en mängd olika data av byggnadsgeologiskt intresse insamlats. Sammanställning och utvärdering av detta material pågår. Jämförelser mellan prognos och verklighet bör t ex kunna ge värdefulla bidrag till frågan om olika förundersökningsmetoders för- och nackdelar.

Under större delen av projektets gång har många olika former av utvecklings- och forskningsverksamhet pågått i eller i anslutning till tunneln. Vi som har haft förmånen att få deltaga i denna verksamhet är mycket tacksamma för det tillmötesgående som i samband härmed visats av AB Sydvattens representanter. Förhoppningsvis ska resultaten av dessa insatser bli till gagn för framtida projektering av tunnlar och bergrum.

**Summary**

Extensive geological and geophysical investigations for the Swedish Bolmen tunnel were performed in conjunction with the planning and design work, principally to locate zones of weakness in the rock that could significantly affect the line of the tunnel. In addition to airborne and ground-level magnetic measurements, seismic surveys were made along the entire length of the proposed tunnel line. Using the site investigation results, the rock was classified by its rock mechanics properties and the strenghtening measures that would be required. It was not regarded as feasible to make any assessment of the risks of leakage of water into the tunnel on the basis of these investigations.

The actual area is covered by Quaternary deposits mainly consisting of till and peat. The descriptive geological model predicted a bedrock consisting of different types of gneiss including amphibolite as narrow bands and dikes. In the southern part of the tunnel area about 40 dikes of permo-carboniferous diabase, trending NW or WNW, were indicated by use of magnetic measurements.

Regional tectonic zones trending NNO and WNW are dominating and need for temporary support in the tunnel was especially expected in the area Exen-Staverhult, in the Lagan river valley, in the area east and south of Markaryd and when tunnelling through the Fault zones bordering the Hallandsås Horst.

Geophysical investigations, chiefly electrical resistivity, have been used continually to extend the information available about the rock mass and in some cases locally change the original tunnel line in order to avoid poor rock.

Continuous geo-mapping of the tunnel has been performed during the construction period and all available data can now be used for correlation between forecast and real-time.

The rock quality classification and the predicted need for temporary shotcrete support is in rather good agreement with the observations in the tunnel as a whole. Locally, however, there are many divergences especially due to low dipping fracture zones which were not detected by seismic investigations.

REFERENSER

Bäckblom, G. och Stanfors, R., 1985: Bolmentunneln - passage av Staverhultslinjen. Bergmekanikdagen 1985, 189-207. Stiftelsen BeFo, Stockholm.

Eriksson, L., Stanfors, R. och Klitten, K., 1984: Kan man förutsäga vatteninläckning i en berganläggning med hjälp av elektriska mätmetoder? Exempel från Bolmentunneln. Bergmekanikdagen 1984, 185-195. Stiftelsen BeFo, Stockholm.

Sjöstrand, B. och Stanfors, R., 1975: Geologiska undersökningar för Sydvattentunneln Väg- och vattenbyggaren, nr 8-9. Stockholm.

Stanfors, R., Larsson, I. och Lindström, M., 1967: Sydvatten, Geologisk undersökning för bergtunnel. Huvudrapport. Malmö.

Stanfors, R. och Alestam, M., 1975: Refraktionsseismiska mätningar. Väg- och vattenbyggaren, nr 8-9. Stockholm.

Stanfors, R., Eriksson, L. och Klitten, K., 1982: Prognostisering av vatteninläckage i berg. Geofysiska mätningar för Bolmentunneln. Sydkrafts forskningsstiftelse, Malmö.

Stanfors, R. och Alestam, M., 1975-1986: Bolmenprojektet, råvattentunnel. Bergkartering och förstärkningsarbeten, Sydvatten AB, Malmö.

# BOLMENTUNNELN - ERFARENHETER FRÅN 2 500 FÖRINJEKTERINGAR

# The Bolmen Tunnel - Experiences from 2 500 Pre-groutings

Göran Bäckblom, Sydkraft AB

## 1 INLEDNING

Att sammanställa erfarenheter från 2 500 förinjekteringar i mycket varierande miljöer kan naturligtvis ske på en mångfald olika sätt. Det har inte funnits brist på underlag och materialet har bjudit på rika möjligheter till statistiska bearbetningar. Även ett parti schack kan analyseras statistiskt. Men om vi inte förstår spelreglerna är utsikterna till vinst små, även om statistiken kan beskriva händelseförloppet.

De erfarenheter som redovisas här syftar i första hand till att försöka beskriva de regler som styr injekteringsresultatet.

Metodiken har varit att från representativa typfall nå fram till mer generella iakttagelser.

De ursprungliga typfallen som inventerades delades in i injekteringar, där

- upprepade ominjekteringar inte gett önskat tätningsresultat
- goda tätningsresultat erhållits oberoende av teknik
- tätning av "superledare" - vattenförande slag med öppningen 3-20 cm - utförts

Inventeringen av intressanta injekteringsfall har skett i intimt samarbete med Sydkrafts kontrollanter Valter Didriksson, Hans Ekestubbe och Jan Hallenhed. Utan deras dokumentation, minne och erfarenheter hade inventeringen varit ogörlig. På motsvarande sätt bidrog byggledaren Mats Alestam och fil dr Roy Stanfors väsentligt.

Under bearbetningens gång generaliserades erfarenheterna. Analysen pekar på den styrande inverkan som sprickgeometri och sprickegenskaper har på injekteringsresultatet.

Efter slutförd injektering sker berguttaget. I syfte att "semikvantitativt" utröna avlastningszonens utbredning kring den injekterade tunneln användes finita elementmodeller. Beräkningarna utfördes av Per Jonasson, Björsta Data AB.

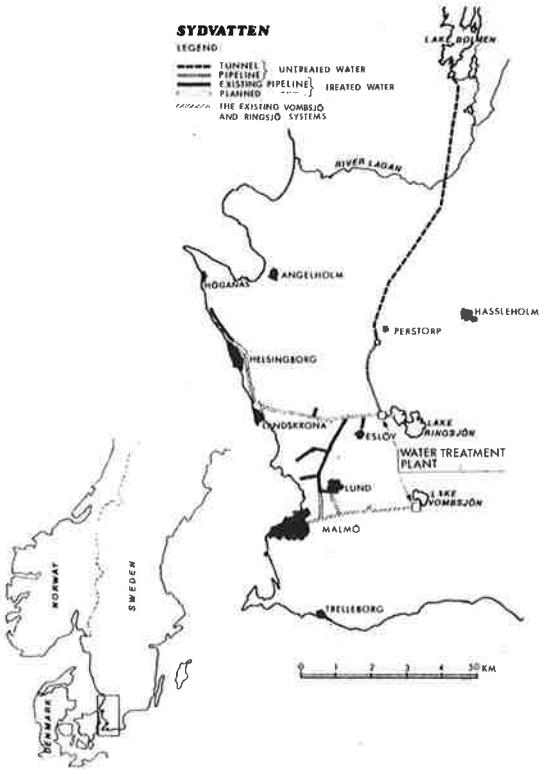
Praktiska erfarenheter visar att ett lyckat injekteringsresultat inte enbart är en teknikfråga; människan är A och O.

## 2 BOLMENPROJEKTET - KORT BESKRIVNING

### Projektet

Skåne är en av landets mest tätbefolkade delar. Områdets vattenförsörjning var fram till 1950-talet helt beroende av lokala vattentillgångar. Trots ianspråktagande av vattentäkterna Vomb och Ringsjön fastslogs i en statlig utredning i mitten av 1960-talet att den framtida vattenförsörjningen måste baseras på vattentäkter belägna utanför Skåne. Ett inter-kommunalt bolag bildades - AB Sydvatten - som skulle svara för den framtida vattenförsörjningen. AB Sydvatten hade i det läget ingen egen personal anställd utan träffade ett samarbetsavtal med Sydkraft AB, som skulle svara för anläggningsprojektets genomförande.

Efter ingående studier av skilda alternativ valdes ett projekt med följande huvuddelar (figur 1).




Figur 1. AB Sydvattens vattenförsörjningssystem
(AB Sydvatten's water supply system)

- Råvatten, maximalt 6 $m^3/s$, hämtas från den sydligaste delen av sjön Bolmen.

- Vattnet leds i en 80 km lång tunnel med tvärsnittsaren 8 $m^2$ till Äktaboden, varefter råvattnet överförs till det befintliga vattenverket vid Ringsjön i en 25 km lång rörledning.

- Efter rening fördelas renvattnet till konsumenterna via det utbyggda rörledningssystemet.

## Tunneln

Tunneln är upphandlad i två entreprenader. Den södra etappen, som omfattade 56 km, påbörjades 1975. Konsortiet ABV, JCC och JM avslutade entreprenaden 1984.

Svåra bergförhållanden medförde teknikförändring och nya avtal från 1981. Sammantaget medförde detta en produktivitetshöjning på mer än 100 %.

Den norra entreprenaden på 24 km, som påbörjades av Skanska AB 1981, avslutades 1985. Teknisk utveckling har skett kontinuerligt.

Tätningsåtgärderna i Bolmentunneln har varit mycket omfattande i vissa delar av tunneln. I figur 2 är dessa översiktligt redovisade. Den 8 mil långa tunneln är indelad i 500 m-sträckor. För varje 500 m anges hur lång del av sträckan som förinjekterats. (Här antas att den injekterade sträckans längd är identisk med skärmlängden.) Materialåtgången för varje 500 m sträcka redovisas som kg injekteringsmedel dividerat med den injekterade sträckan.

I denna uppsats görs dock inga försök att förklara den fördelning som redovisas i figuren.

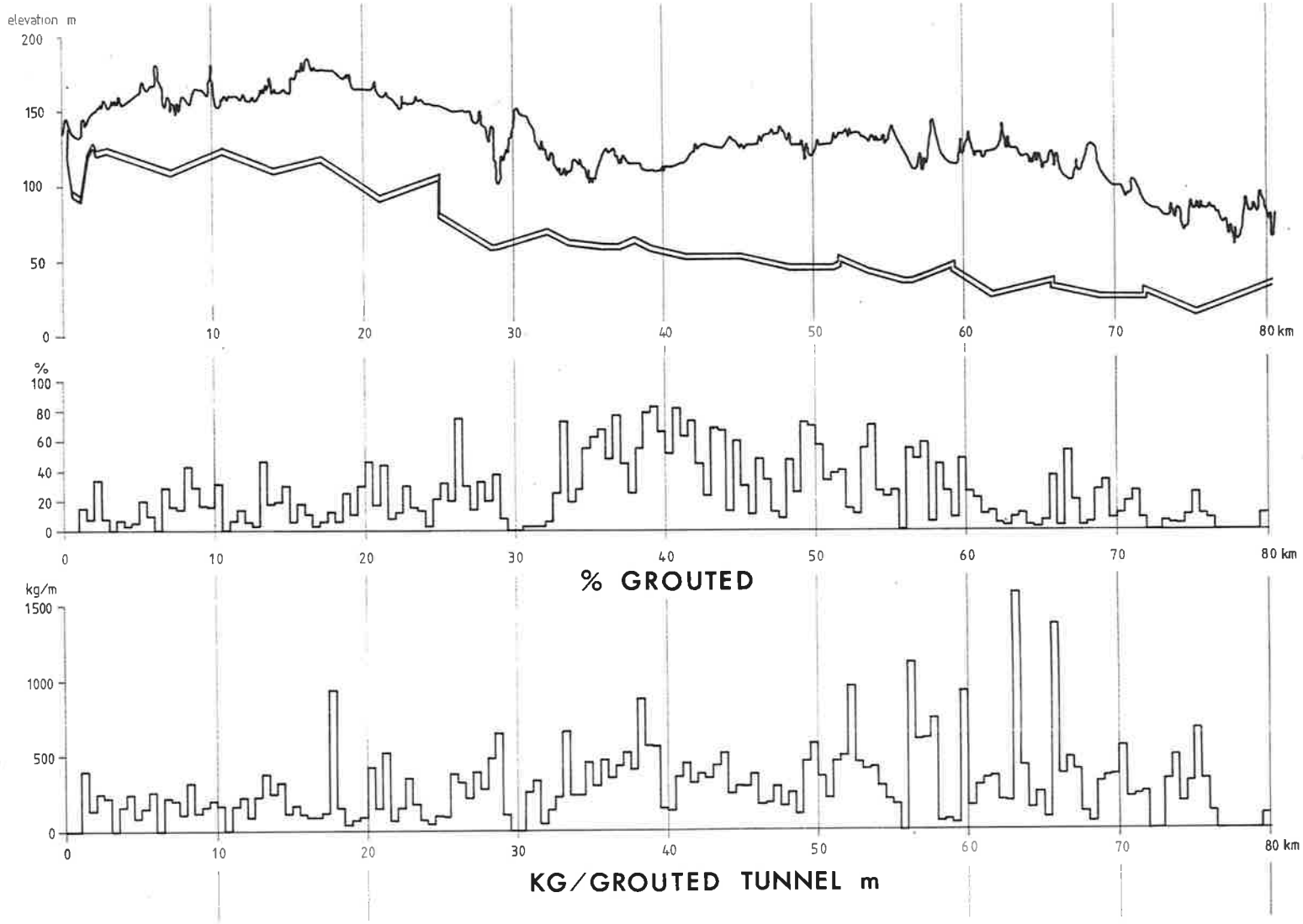
Totalt har 2 567 förinjekteringar utförts. 25 % av tunnelsträckan är injekterad. 310 000 borrmeter är borrade. Cementåtgången blev 10 200 ton eller 125 kg cement per tunnelmeter.

Har då injekteringen varit till någon nytta? Grova överslagsberäkningar visar att den genomsnittliga inläckningen, 430 l/min, och tunnelkilometer, skulle ökat med faktorn 7 om inte injektering vidtagits.

Tunnelarbetena finns närmare beskrivna i (1), (2) och (3).

## Geologi

Bolmentunneln är lokaliserad till den del av Sveriges prekambriska berggrund som brukar benämnas den sydsvästsvenska gnejsregionen. Den del av regionen som tunneln passerar är nästan fullständigt jordtäckt. Detta faktum, i kombination med att inga moderna geologiska beskrivningar fanns att tillgå, nödvändiggjorde omfattande regional- och lokalgeologiska undersökningar. Det befintliga materialet härstammade från Sveriges Geologiska Undersökningars fältarbeten under 1800-talets senare hälft. Geomorfologiska och tektoniska studier möjliggjorde sedermera en indelning av Bolmentunnelns geologi i fem tektoniska enheter.




Figur 2. Injekteringsinsatser i Bolmentunneln
(Grouting work at the Bolmen Tunnel)

De inledande geologiska undersökningarna medförde att två av de tre alternativen till råvattentunnelns sträckning kunde förkastas.

De geologiska undersökningarna kompletterades med bl a omfattande seismiska undersökningar. Totalt har ca 200 km seismik utnyttjats för att närmare precisera den 80 km långa tunnelns läge. Samtliga geologiska och geofysiska observationer inom ett snävare område längs den aktuella tunnelsträckningen redovisades på ritningar, där ritningar och beskrivning kompletterade varandra.

Genomförande av den 80 km långa Bolmentunneln har nödvändiggjort att ingenjörsgeologin blivit en naturlig del i projektet.

Där omfattande störningar i berget förväntats har förundersökningarna intensifierats under pågående entreprenader. Målet med undersökningarna har varit att finna de gynnsammaste tunnelsträckningarna genom störningszonerna.

Fil dr Roy Stanfors, Lunds Universitet, har varit projektets geolog från de första "arkivborrningarna" till den avslutande dokumentationen. Den geologiska förväntningsmodellen har successivt förbättrats under projektets gång, till fromma för både beställare och entreprenör.

Forskning

Under 1983 påbörjades ett forskningsprojekt om Bolmentunneln. Medverkande forskargrupp kommer från CTH, KTH, Högskolan i Luleå samt Lunds Universitet. Projektets rubrik är "Geovetenskaplig och bergbyggnadsteknisk forskning i anslutning till Bolmentunneln" med målen:

1 Utveckla prognosmetoder för bedömning av vattenläckage i tunnlar och läckagens konsekvenser för bergbyggnadsteknik och arbetsmiljö.

2 Fastställa undermarksanläggningarnas inverkan på grundvatten i jord och berg.

3 Kvantifiera bergmassans hydrauliska konduktivitet och grundvatteninläckning som funktion av bergmassans spänningstillstånd.

Projektet är koncentrerat kring Staverhultslinjen (3) och forskningsresultaten beräknas bli slutredovisade 1986.

Ett flertal arbeten har tidigare redovisats om geologi och förundersökningar för Bolmentunneln, (4)-(9). Ytterligare artiklar kan förväntas från forskargruppen under 1986.

## 3 FAKTORER SOM STYR DET SLUTLIGA TÄTNINGSRESULTATET

Geologin i den redan utsprängda tunneln kan delvis vara känd. Kunskapen om hur förhållandena ser ut framför stuffen måste dock betraktas som svag. Sonderingsborrning kan ge föraningar om kommande berg- och vattenförhållanden, men sonderingen blir bara en osäker linjeskattning.

Vi måste därför i praktiken utgå från att den bergmassa som ska injekteras egentligen är ganska okänd.

De geologiska strukturernas riktning är en väsentlig faktor för lyckad injektering.

Under injekteringen skapas stora vätsketryck i sprickorna. Vi kan därför räkna med deformationer i bergmassan, som försvårar tätningen.

Efter sprängningen avlastas vissa delar av tunnelperiferin, medan andra får en ökad belastning. Redan injekterade sprickor kan därmed öppnas i tunnelns närhet. För att få god tätning måste således injekteringsbruket tränga utanför ett visst minimiavstånd från tunneln.

Även sprängningen orsakar skador i injekteringen, framför allt i tunnelbotten, där ingen slätsprängning tillämpas.

De ovanstående faktorerna är externa faktorer som inte på något sätt har sammanhang med injekteringstekniken i sig. Injekteringstekniken i sig innehåller dessutom ett flertal variabler som måste optimeras för ett gott tätningsresultat. I hela denna opimering finns kanske den viktigaste variabeln - människan. Hon ska samspela inte bara med andra människor, utan även med utrustningen och framför allt med berget för att få det önskade tätningsresultatet!

### Geologi

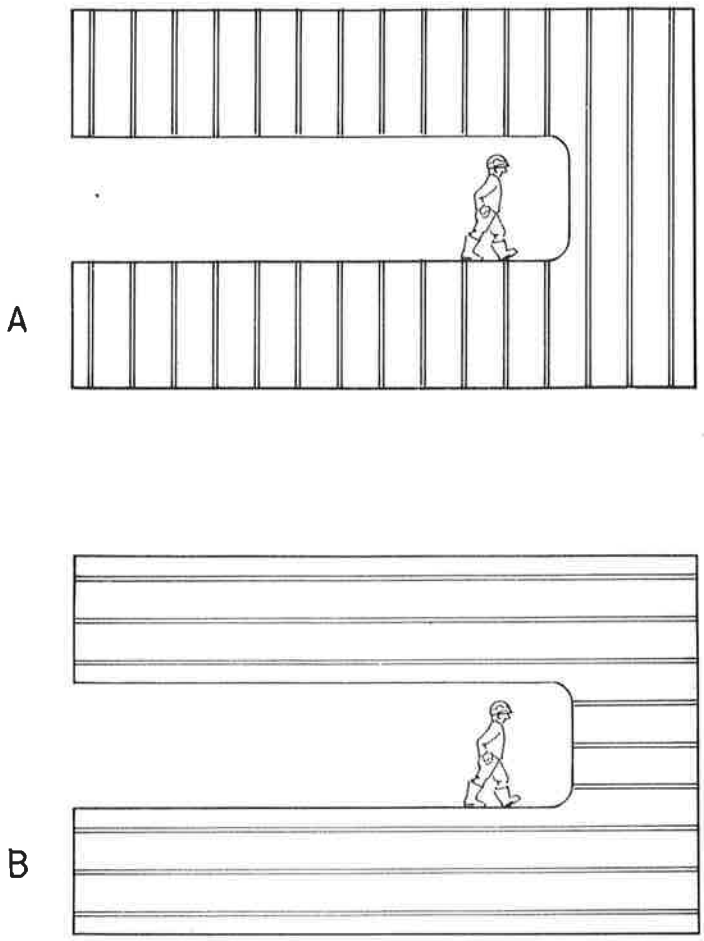
Vi förutsätter att bergmassan, bestående av bergart och sprickor, endast leder vatten i sprickor.

Låt oss till att börja med förutsätta att sprickorna är "öppna". Vilken inverkan har nu sprickornas riktning på det slutliga resultatet? Vi jämför typfallen A och B i figur 3. (Vertikala sprickor parallella med tunneln bedöms här vara ekvivalenta med horisontella sprickplan.)

Vilken möjlighet finns nu att med tekniska åtgärder täta de öppna sprickorna? Vi måste veta:

- att vattenförande sprickor finns

- om flera sprickgrupper finns representerade. Om så är fallet ska vi veta vilken grupp som är vattenförande.




Figur 3. Generaliserad sprickgeometri
A Vertikala öppna sprickor i rät vinkel mot tunneln
B Horisontell öppna sprickor

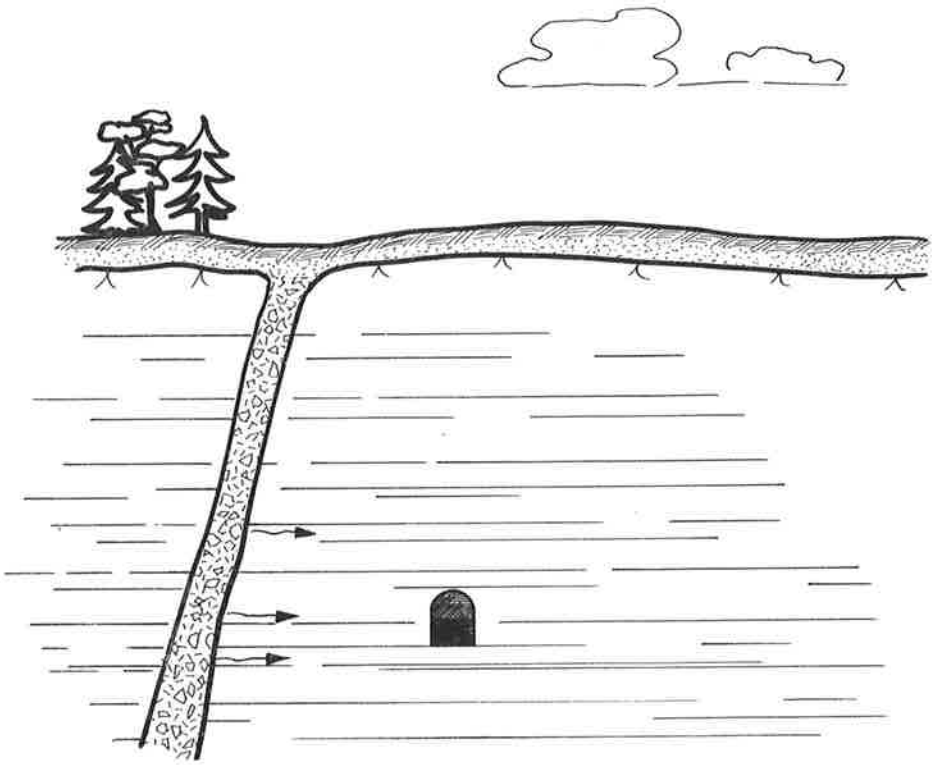
(Generalized joint geometry
A Vertical, open joints, perpendicular to the tunnel
B Horizontal, open joints)

I typfall A kan vi räkna med att existensen av vertikala, öppna sprickor är känd. Detta är inte fallet för typfall B. Vattenförande sprickor kan finnas i tunneltak och tunnelbotten utan att dessa observeras!

I praktiken kan många sprickgrupper vara representerade, men det kanske bara är en grupp som leder vatten. Är denna grupp horisontell finns stora möjligheter att den inte upptäcks. Det är inte heller uteslutet att man inte ens misstänker existensen av

de öppna, horisontella sprickorna och därmed underlåter att vidta intelligenta åtgärder, t ex sonderingsborrning med kraftig lutning i tunnelbotten.

Horisontella sprickor är besvärliga från många synpunkter. En injektering där horisontella sprickor, t ex bankningsplan finns, tätar normalt inte den vattenledare som primärt transporterar vattnet till de horisontella sprickorna. Betrakta figur 4.



Figur 4. Vattenströmning vid horisontella sprickplan
(Water flow situation at horizontal joint)

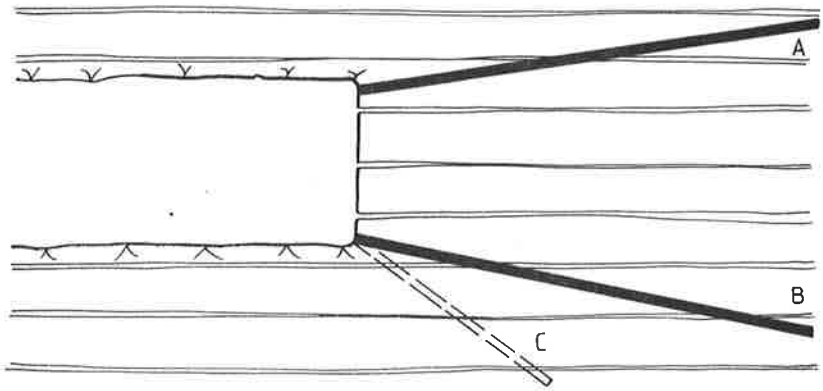
Denna spricksituation har vid ett flertal tillfällen gett svårartade tätningsproblem, speciellt då krosszonen varit i närheten av tunneln. I flera fall har längsgående krosszoner medfört att tunneln sidoförflyttats.

Horisontella sprickplan är även vanskliga rent injekteringstekniskt, figur 5, bl a med hänsyn till risken för stuffläckage.

Omfattningen av stuffläckage är svår att förutsäga innan injekteringen påbörjas. Stuffläckage är av två skilda slag:

- läckage runt injekteringshål

- läckage i befintliga sprickor




Figur 5. Tätning av öppna horisontella sprickor
(Grouting of open horizontal joints)

Läckage runt injekteringshål sker ofta när berget är dåligt. Här kan hända att borrhålen får en diameter av 10 cm eller mer. Alternativt går injekteringsbruket runt manschetten. Stuffläckage kan också ske i öppna befintliga sprickor eller genom att material i sprickorna extruderar under inverkan av injekteringstrycket. Hur kan stuffläckage förhindras? Den viktigaste faktorn är att ha tillräcklig täckning mellan tunnelfront och den vattenförande zonen. Här finns dock ett memento! Det kan vara ödesdigert att göra långa sonderingar om tunnelfronten befinner sig i dåligt berg. Erfarenheterna förskräcker! I samband med den svåraste passagen för Bolmentunneln - Slättsjö - föreslogs ett 150 m långt kärnborrhål i tunnelns längdriktning för att närmare undersöka den framförliggande zonen. Resultatet från kärnborrningen skulle användas för en systematisk tunneldrivningsmetodik i dåligt berg. Borrhålet drog fram stora vattenmängder till den dåliga tunnelstuffen och hålet blev en halv meter stort! Nej, sondering efter vatten utförs helst om tunnelstuffen är i bra berg. I övriga fall bör stuffen vara injekterad. Det är en allmän rekommendation vid dålig stuff eller horisontella vattenförande slag! Täta inte bara tunnelns periferi utan även stuffen, genom att sätta extra hål i stuffens centrala delar. Nu kan trots allt olyckan vara framme. Hur ska stuffläckage åtgärdas? Följande metoder har använts med varierande framgång.

- Kilning, drevning

- Betongsprutning av tunnelstuff

- Avlastning

- Injektering med "Mauring"

- Efterinjektering

Kilning och drevning är en pålitlig metod i många fall, speciellt vid låga tryck eller vid smärre läckage runt injekteringshål eller sprickor.

Betongsprutning och armering av stuffar har använts i några fall. Metoden är helt förkastlig. En spalt bildas gärna mellan berg och betong och bruket rinner fram. Vidare kan stuffen lätt spricka upp. Dessa sprickor är mycket svårare att kila och dreva än normala bergsprickor.

Vid höga vattentryck har vi funnit att avlastning är en utmärkt metod. Bakom stuffen borras hål i tak och väggar. Härigenom kan det vara möjligt att sänka vattentryck och flöden i stuffen, vilket medför att kilning och drevning underlättas.

I några fall har produkten "Mauring" från Rescon A/S utnyttjats med gott resultat. Produkten innehåller grova partiklar (ca 4 mm). Användandet kräver säkert handlag. En fungerande metodik har varit att först injektera med låg hastighet på injekteringspumpen, därefter chockas berget under ca 30 sekunder med stor hastighet på injekteringspumpen och sedan påbörjas ånyo en lugn period osv. Problemet med "Mauring" är att det lätt kan bli stopp, antingen i manschetten eller precis runt hålet. Vidare har problem uppstått vid länshållningspumparna genom att de grova partiklarna som följer med länshållningsvattnet sätter igen pumpsilarna.

Ett annat sätt att klara stuffläckage är att utnyttja den "mexikanska metoden". Den innebär helt enkelt att ta några salvor till, spruta in 4 eller 6 tums rör där flödena är som störst och därefter efterinjektera.

Vad gäller injektering av horisontella sprickplan, figur 5, kan vi även notera att injekteringsbruket måste transporteras långa vägar för att täta mellan tunnelstuff och injekteringshålets skärning med den vattenförande sprickan, t ex vid B. Inträffar inte detta kommer vi att erhålla ny kontakt med den vattenförande sprickan i samband med sprängningen och riskerar att tätningsresultatet spolieras. Detta problem reduceras naturligtvis om borrhål C borras. Detta förutsätter dock att den som borrar är medveten om att det finns horisontella vattenförande slag under tunnelbotten.

Vi har hittills antagit att sprickorna är öppna. Vad händer när sprickorna är materialfyllda?

När man i allmänhet talar om materialfyllda sprickor ligger det nära till hands att benämna dessa som "lerzoner". De ca 150 "lerprover" som analyserats i Bolmentunneln visar dock att den egentliga lerfraktionen, <2 $\mu$m, sällan överskrider 20 %. Resterande "lera" tillhör grövre fraktioner, ofta upp till sand (10). Med denna förutsättning är det således inte alls nödvändigt att kemiska injekteringar är det enda givna vid materialfyllnad i sprickorna.

En faktor att notera vid materialfyllda sprickor är att kommunikationsmöjligheterna i den materialfyllda sprickan successivt kan förändras under injekteringens gång genom urspolning m m. Detta har noterats vid ett flertal tillfällen, speciellt i tunnelns södra delar. När injekteringen håller på att avslutas och trycket stiger kan plötsligt materialfyllnaden ge vika och öppna nya läckagevägar.

Materialfyllnad kan också "självtäta" sprickor. Här kan erfarenheterna från arbetsplats 17, "regnområdet", vara belysande. "Regnområdet" injekterades under 1977--1978 och vattenförlustmätning utnyttjades för beslut om injektering. Vatten rann eller sprutade ur injekteringshålen, men vid vattenförlustmätningen erhölls inga vattenförluster över huvud taget! När mätningen upphörde återvände vattnet. Dessa förhållanden tolkas som att de vattenförande sprickorna sattes igen av limonit när vattenförlustmätning och injektering skedde. En alternativ förklaring är att berget komprimerades kraftigt under vattenförlustmätningen. Med hänsyn till att berget var inspänt förkastas denna hypotes.

Hög sprickfrekvens och materialfyllnad ger svårigheter med att sätta injekteringsmanschetter. De traditionella injekteringsmanschetterna, som ursprungligen är utvecklade för jordinjektering, fungerar bäst vid goda bergförhållanden.

Injekteringsrörets diameter är normalt 1/2 tum, vilket är alltför trångt. Innerdiametern bör i stället vara ca 30 mm för att minska risken att bruket slår stopp vid tjocka blandningar. I många fall används dessutom för korta rör, speciellt när stufflläckage kan påräknas.

När injektering sker mot större tryck krävs dessutom stora kontakttryck mot berget för att hålla kvar manschetten. Stora kontakttryck mellan manschett och berg är dock inte möjliga vid dåliga bergförhållanden. Vi har i mycket dåligt berg tvingats ta in foderrör av stål och skruva fast manschetten i röret. Här hade eventuellt bättre manschetter klarat dessa problem utan att foderrörsslagning vidtagits.

Vad händer nu om vissa sprickor i en sprickgrupp är öppna, medan andra har starkt avvikande hydrauliska egenskaper, t ex är materialfyllda. Erfarenheterna talar för att denna spricksituation är komplex om stora täthetskrav eftersträvas. Injekteringsmedlet tränger in och fyller de öppna sprickorna. När tillräckligt mottryck uppnåtts börjar medlet även tränga in i de materialfyllda sprickorna.

Ett problem uppstår nu om injekteringen avbryts för tidigt. De materialfyllda sprickorna med lägre permeabilitet och därmed lägre transporthastigheter hinner inte sprida bruket tillräckligt långt ifrån injekteringshålen. Efter ytterligare någon salva och ny sonderingsborrning påträffas förmodligen nya kraftigt vattenförande sprickor. Nu upprepas samma procedur som tidigare. De nya öppna sprickorna fylls. De redan injekterade öppna sprickorna är täta. De tidigare halvtätade materialfyllda sprickorna för ny dos, men med otillräcklig spridning. Resultatet blir naturligtvis smärre läckage eller takdropp.

Här finns ytterligare en möjlig aspekt för att förklara den dåliga inträngningsförmågan i de materialfyllda sprickorna. Transporthastigheten är produkten av permeabilitet och hydraulisk gradient. När transporten av injekteringsmedel avbrutits i de öppna sprickorna är det inte uteslutet att trycksituationen är helt förändrad kring de materialfyllda sprickorna.

Ett memento kan noteras för snabbhärdande injekteringsmedel eller om injektering skett under lång tid i samma hål med cementbruk. När injekteringen påbörjas fylls hålet med bruk. Bruket flyter ut i de öppna sprickorna. När dessa är fyllda och de fina sprickorna ska injekteras har redan bruket stelnat i hålet. Resultatet blir naturligtvis läckage från de fina sprickorna.

Sammanfattningsvis:

- Sprickgeometrin är en väsentlig parameter för tätningsresultatet. Svårighetsgraden ökar när sprickornas strykning är parallella med tunneln.

- När bergmassan innehåller sprickor med kraftigt varierande hydrauliska egenskaper bedöms det vara svårt att erhålla fintätning.

Bergmekanik

Den bergmekaniska disciplinen handlar ofta om stabilitetsfrågor, där de stora spänningarna analyseras.

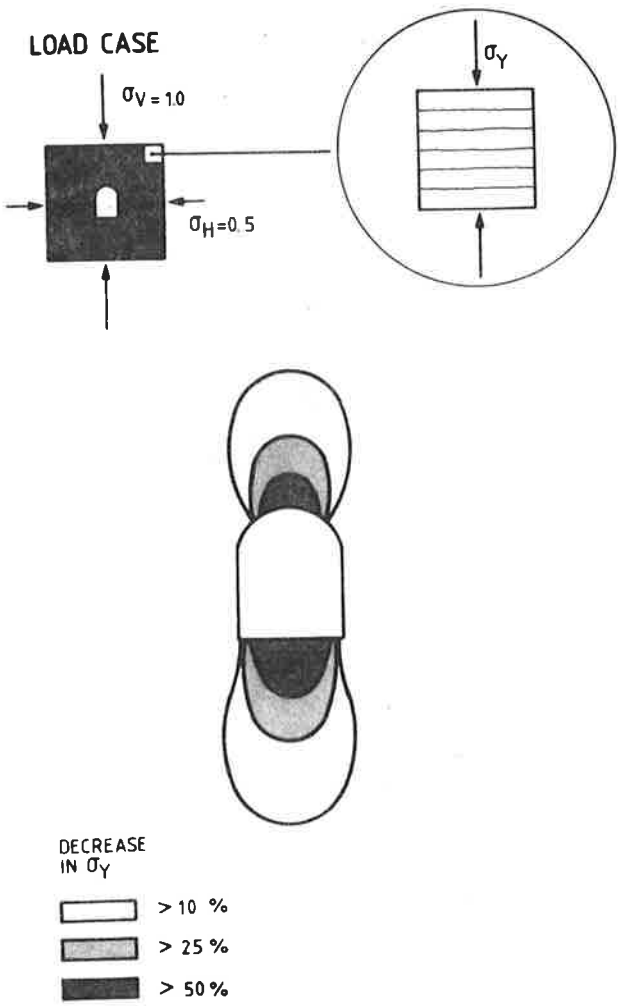
Analys av strömning i sprickor kräver dock även förståelse för att små spänningsförändringar kan förändra flödesbilden. Forskare har utnyttjat bl a kopplade finita elementmodeller med olinjära sprickelement för att beskriva hur flödet varierar med belastning i en sprucken bergmassa. En författare (11) presenterar slutsatsen att: "As a result of this movement, the joint apertures became so small that they were essentially closed to the flow of water. In other words, water is only ably to move along central fractures that intersect at the wellbore, but no through the rest of the rockmass!"

Det är med andra ord väsentligt att injekteringstryck anpassas till bergmassans deformationsegenskaper.

Vid arbetsplats 13 uppträdde stora svårigheter. Krosszoner parallella med tunneln ledde fram vatten i flacka strukturer. Efter utsprängning framkom att centimeterbreda cementfyllda sprickor växellagrade med ca 3 cm gnejsskivor. Det är inte uteslutet att bergmassans deformationer var en bidragande orsak till svårigheter.

Injektering sker i berggrund där initiella förhållanden råder. Efter sprängning sker en omlagring av de initiella bergspänningarna och vissa partier av tunnelperiferin blir därmed avlastade. Om god tätning önskas måste därför injekteringsbruket tränga utanför den avlastade zonen för att inte nya läckagevägar ska

öppnas. Dessa situationer är analyserade i några enkla linjär-elastiska finita elementanalyser. Låt oss först studera vad som händer med spänningar i horisontella sprickplan, figur 6.



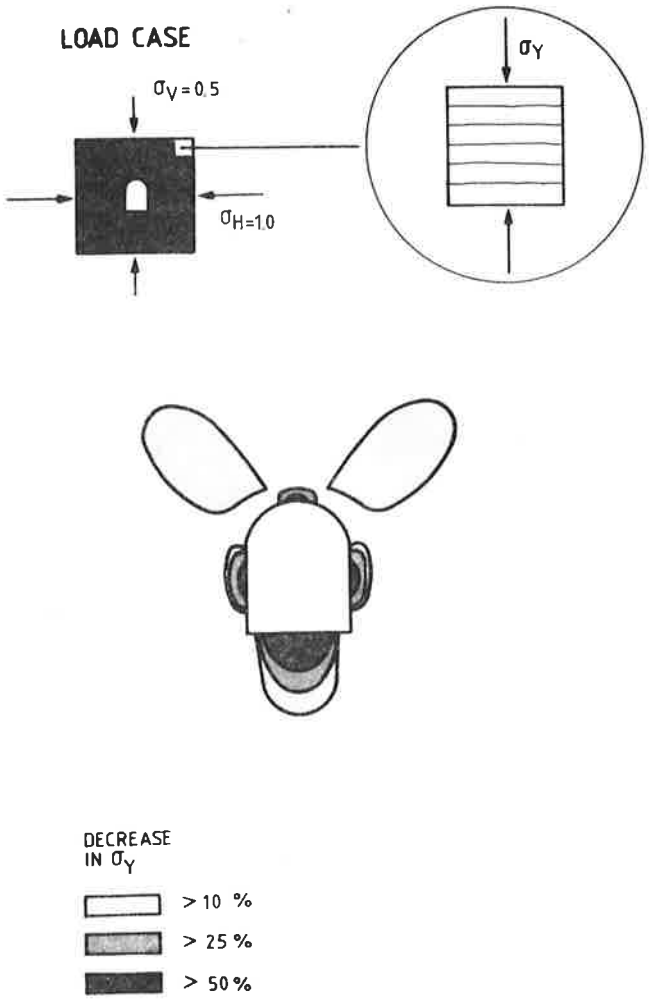

Figur 6. Avlastning av horisontella sprickplan, $\sigma_H = 0{,}5 \times \sigma_V$
(Un-loading of horizontal joints, $\sigma_H = 0{,}5 \times \sigma_V$)

Vi noterar att de horisontella sprickor som injekterats är avlastade till 25 % åtminstone en tunnelbredd under sulan. I taket är 25 % av spänningen avlastad ca en halv tunnelbredd.

För övervägande horisontella spänningar, figur 7, noteras att avlastning framför allt sker i tunnelbotten med 25 % till ca en halv tunnelbredd från periferin.

Låt oss nu studera vad som händer om sprickplanen är vertikala och tunneln är utsatt för huvudsakligen vertikala spänningar! De vertikala sprickorna är avlastade 25 % närmare en tunnelbredd ut från periferin, figur 8.

För huvudsakligen horisontella spänningar gäller slutligen att vertikala sprickor i väggar är avlastade 25 % mer än en tunnelbredd från periferin, figur 9.




Figur 7. Avlastning i horisontella sprickplan, $\sigma_H = 2 \times \sigma_V$
(Un-loading of horizontal joints, $\sigma_H = 2 \times \sigma_V$)

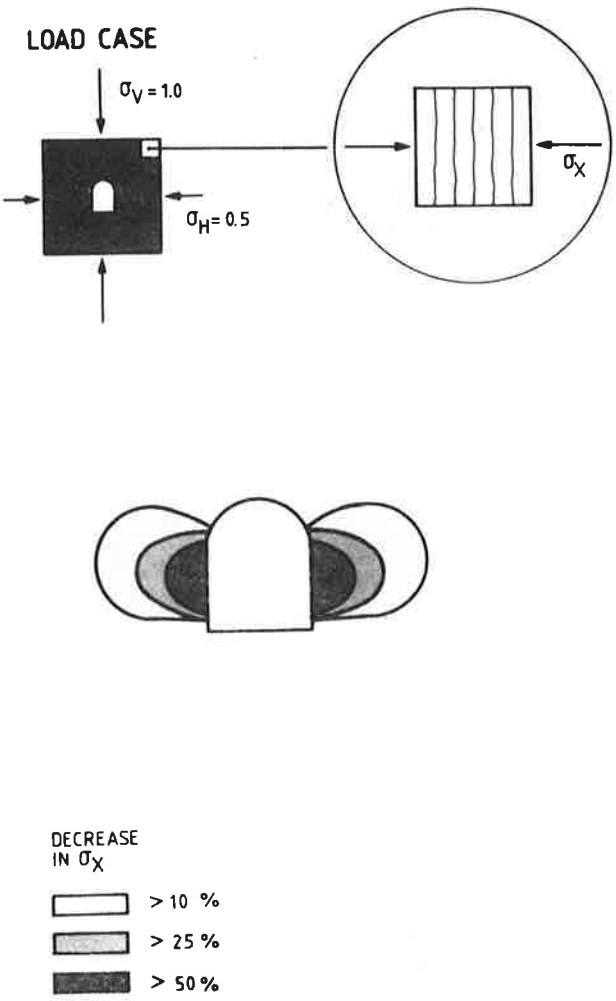
Vilka praktiska konsekvenser får ovanstående figurer? En konsekvens bör vara att säkerställa att borrning sker, så att injekteringsmedel sprids åtminstone en tunnelbredd från periferin. Detta gäller speciellt om fintätning önskas.

Ett exempel: Anta att en tunnel med bredden 4 m drivs parallellt med vertikala sprickor och att horisontalspänningen $\sigma_H = 2\sigma_V$. Med en horisontalspänning av 4 MPa har normalspänningen minskat med 1 MPa så långt som 7 m från periferin. Med en normalstyvhet om 30 GPa/m blir således spricköppningen ca 0,03 mm på detta avstånd. På 2 m avstånd är sprickavlastningen hela 3 MPa, motsvarande en öppning om ca 0,1 mm.

Liknande resonemang kan göras vid tunneldrivning med horisontella sprickplan.

Sammanfattningsvis:

- Injekteringen kan skapa både elastiska och kvarstående deformationer i bergmassan.




Figur 8. Avlastning i vertikala sprickor, $\sigma_H = 0,5 \times \sigma_V$
(Un-loading of vertical joints, $\sigma_H = 0,5 \times \sigma_V$)

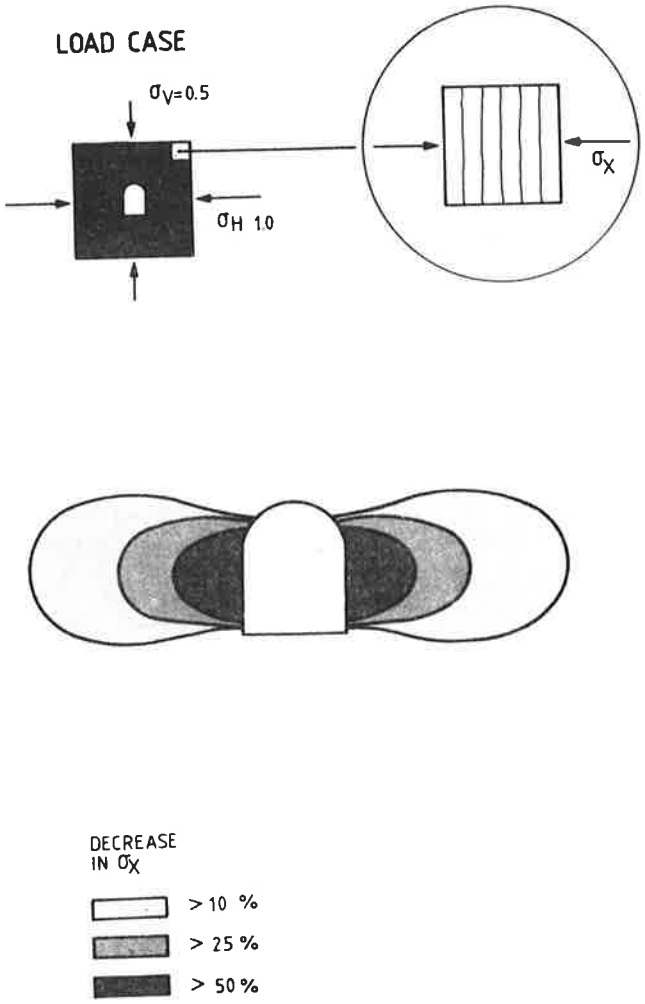
- Avlastning vid tunneldrivningen medför att injekteringsmedel måste tränga utanför en zon med minst en tunnelbredd för att säkerställa fintätning. Injekteringsborrningen blir av avgörande betydelse om endast en vattenförande sprickgrupp finns i bergmassan.

Efter utförd injektering finns visst läckage. Vi bedömer att 75 % av detta läckage kommer från tunnelbotten. Avlastning av sprickplan är en tänkbar orsak. En annan är att sprängning av tunnelbotten skadar utförd injektering.

Sprängning

Sprickgeometrins betydelse för skadezonen har berörts i (12). Ur rapporten kan utläsas att berggrund med vertikala sprickor tycks vara känsligare än berggrund med horisontella slag.

I tunnelbotten laddas normalt med sprängämne Dx 32 mm eller grövre. Vilka sprängskador kan påräknas med denna laddningsmängd? Normalt brukar sprängskadezonen anges till ca 1 m för DxB 32,0 mm, men bedömningen är att dessa skador når väsentligt längre, speciellt där vi har en uppsprucken bergart som kan




Figur 9. Avlastning i vertikala sprickor, $\sigma_H = 2 \times \sigma_V$
(Un-loading of vertical joints, $\sigma_H = 2 \times \sigma_V$)

deformeras under sprängningen. Den tätning som injekteringen har skapat förstörs sannolikt till stor del, speciellt i tunnelns botten.

Injekteringsteknik

Arbetena på Bolmentunneln har bedrivits på entreprenad. I kontraktet finns en beskrivning över hur injekteringsarbeten ska bedrivas.

Det ursprungliga kontraktet föreskrev en traditionell injekteringsmetodik, där vct skulle minska efter det att vissa fastställda minimimängder cement hade injekterats. Vidare föreskrevs att de minsta läckagen skulle tätas först.

Kontraktet för norra entreprenaden föreskrev att injekteringen skulle vara tidsstyrd. Vct skulle minskas som funktion av tiden, där injekteringstiden sattes till en timme, eller injektering med vct 0,5 tills stopptryck erhölls, om inte injekteringen avbrutits inom en timme. Vidare skulle de stora läckagen injekteras först. Denna metodik har fungerat utmärkt och övervägande delen av hålen har injekterats klart inom en timme.

Den utveckling som skett på Bolmentunneln genom användning av Cemsil från Rescon A/S samt Stabilators Bolmenbruk är en ännu enklare metodik. Här används ett konstant vct genom hela injekteringsförloppet. Med Cemsil-metoden tillsätts accelerator separat. Bolmenbruket innehåller redan en accelerator, se vidare (2).

Metodiken har principiellt fungerat utmärkt. Injekteringen påbörjas alltid i botten. Härigenom hinner bruket härda innan salvborrningen påbörjas i tunnelbotten, vilket kan vara nödvändigt med hänsyn till den korta tiden mellan avslutad injektering och salvborrning. Injektering har vanligtvis skett genom att två hål injekteras samtidigt, vilket har varit väl anpassat till manskapets storlek.

Under åren har en lång rad olika injekteringsmedel använts, bl a:

- cement
- injekteringscement
- Cemsil
- Bolmenbruk
- vattenglasbaserad kemisk injektering
- TACSS-skum

I början av tunnelarbetena användes injekteringscement. Detta medel övergavs efter en tid, eftersom leverantören inte klarade att hålla kvaliteten; specifika ytan varierade kraftigt mellan olika leveranser.

I början av 1980-talet påbörjades injektering med Cemsil från Rescon A/S. Härigenom förkortades brinntiden till ca 30 minuter. Det råder dock delade meningar om tätningsresultaten. Användningen av Cemsil resulterade inte i en helt tät tunnel, utan dropp noterades vanligtvis. Metoden är annars enkel. En basblandning med vct 2 injekteras oavbrutet. För varje 50 kg Cemsil tillsätts därefter 150 gram accelerator i pulverform. Cemsil hårdnar dock aldrig, utan slutprodukten blir degig, vilket kan vara en nackdel med hänsyn till beständighet. Vid stora vattentryck krävs därför sprutbetongförsegling.

Under utvecklingsarbetet på norra entreprenaden testades ett Bolmenbruk baserat på cement, Stabilodur F och bentonit. Utvecklingsarbete på arbetsplatsen visade så småningom att blandningen benämnd 251 gav utmärkta resultat. Mycket goda tätningsresultat har uppnåtts även i svåra miljöer. Likaså har ominjekteringsfrekvensen minskat kraftigt. Vilka egenskaper i Bolmenbruket som ger dessa resultat är dock inte klarlagt.

På vissa arbetsplatser, framför allt arbetsplats 15, har keminjektering utförts för att möjliggöra påföljande sprutbetongförstärkning. Injektering har skett med medel sammansatt av

vattenglas, glyoxal och ättiksyra. Innan keminjekteringen påbörjades injekterades en skärm med cement för att minska materialåtgången. Trots injektering med först cement och därefter med kem blev resultatet varierande.

Vid några tillfällen har injektering skett med TACSS-skum från Sweba. Produkten är baserad på polyurethan. Medlet har använts vid några efterinjekteringar med gott resultat. TACSS-skummet har dock använts i mycket liten omfattning p g a ett mycket högt materialpris.

Människan är A och O för ett gott tätningsresultat.

I en småtunnel som Bolmen har det varit naturligt att injekteringspersonalen varit integrerad med bergsprängningen. Det är oerhört väsentligt att den personal som sonderingsborrar och injekterar är kompetent och kommunicerar med varandra. Av praktiska skäl kan kommunikationen vara en svag länk, eftersom aktiviteterna kan ske på skilda skift eller att arbeten pågår på flera stuffar samtidigt.

Kommunikation är väsentlig även mellan entreprenörer och byggherrar. Vi har betraktat kontraktets injekteringsanvisningar som en flexibel grundmodell, vilket gav utrymme för teknisk utveckling under projektet. Injektering är svårt. Det är klart att arbetets utförande ibland avviker från kontraktet. Detta kan bl a vara orsakat av att entreprenörens utrustning inte är anpassad till rådande förhållanden. Injekteringsbeskrivningarna å sin sida är ofta generellt hållna och otillräckliga för verkligt krävande förhållanden. Tydliga beskrivningar, typ "receptbok", vore därför i många fall önskvärt.

Sammanfattning

Styrande parametrar för slutligt tätningsresultat bedöms framför allt vara:

* Geologi

  - sprickgeometri
  - materialfyllnad
  - sprickfrekvens

* Bergmekanik

  - bergmassans deformationsegenskaper

* Injekteringsteknik

  - injekteringsborrning
  - injekteringsmedel
  - injekteringstryck

* Sprängning av tunnelbotten

* Kommunikation

  - bergsprängare, injekterare
  - projektör, producent

Parametrarna är "triviala" - det vi redan vet.

Injekterbarhet som funktion av sprickgeometri och materialfyllnad redovisas i en sammanfattande bedömning i figur 10.

## 4 SLUTSATSER

En lyckad injektering är en kedja av lyckade delhändelser. Den nuvarande kunskapen om vilka delsteg som är nödvändiga för ett gott tätningsresultat är dock oklar. Kunskapen om varför injekteringar lyckas eller misslyckas är fragmentarisk. På basis av de erfarenheter som erhållits i Bolmentunneln presenteras följande slutsatser.

1 Lyckad injekteringsborrning är en funktion om sprickgeometrin. Enklaste förhållanden råder när sprickor är vertikala och räta i vinkel mot tunneln. Svåraste förhållanden råder när sprickor är horisontella eller vertikala och parallella med tunneln.

2 Stora svårigheter uppstår när stuffläckage inträffar. Risk för läckage ökar om horisontella sprickor eller sprickor parallella med tunneln finns närvarande. Inga bra metoder finns för att på ett effektivt sätt täta stuffläckage.

3 Injektering av berggrund där två eller fler sprickgrupper har väsentligt skilda hydrauliska egenskaper försvårar injekteringen avsevärt.

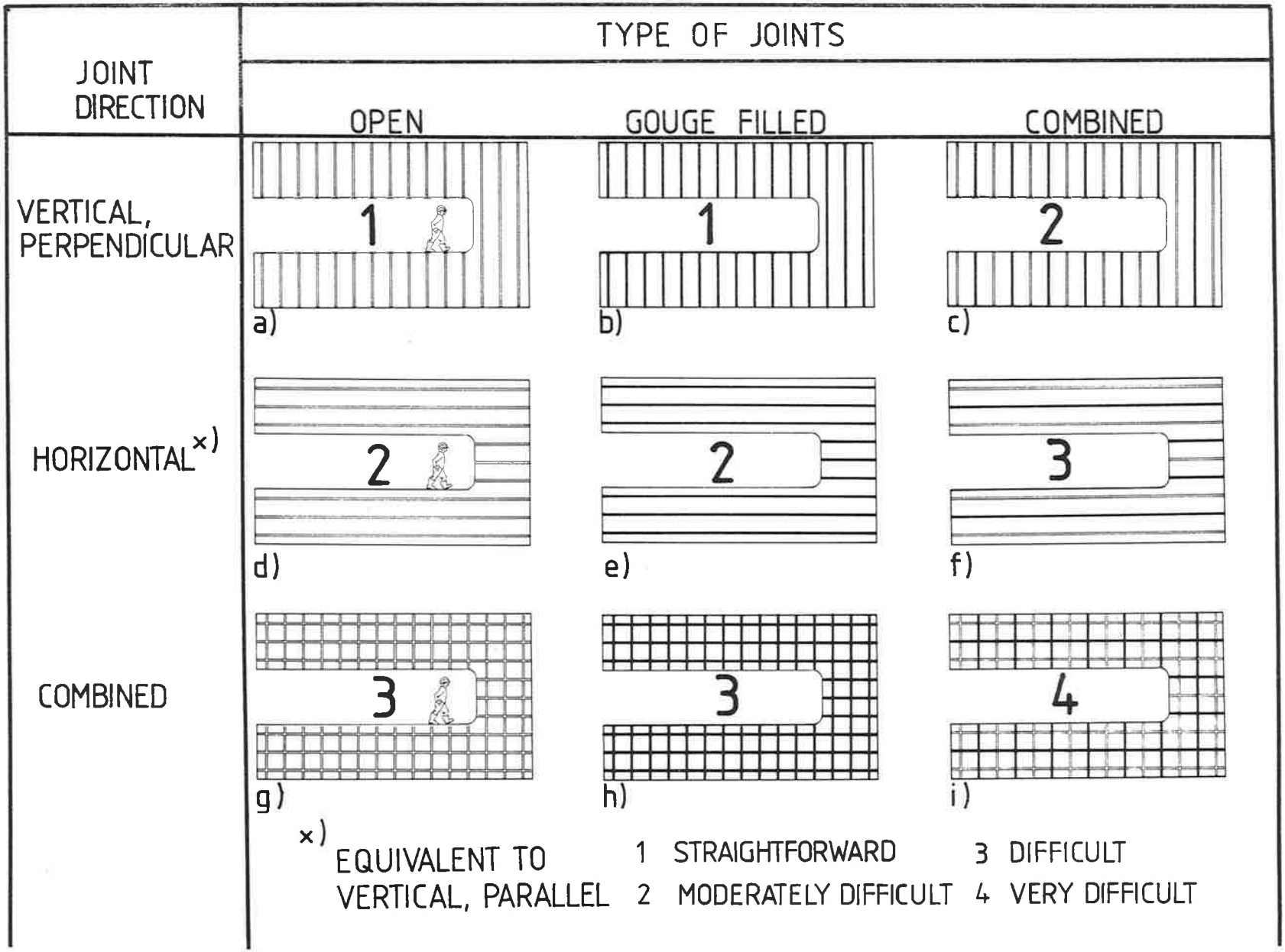
4 Bergmassan deformeras under pågående injektering. Deformationen är en funktion av sprickgeometri, sprickfrekvens, materialfyllnad och injekteringstryck. Deformationen i bergmassan ökar med ökande injekteringstryck, med ökande sprickvidd och med ökande sprickfrekvens. De injekteringsanvisningar som används i dag tar ingen hänsyn till detta.

5 Injekteringsmedlet måste tränga visst minimiavstånd utanför tunnelperiferin. Härigenom undviks att tunneldeformationen öppnar redan injekterade sprickor. Baserat på en elastisk analys ska denna zon vara minst en tunnelbredd.

6 Sprängning skadar utförd injektering. Tunnelbotten är extra känslig p g a stora laddningsmängder. Försiktig sprängning tillämpas endast i tak och väggar.

7 Lågviskösa injekteringsmedel med accelerator har givit omedelbara förbättringar i tätningseffekt och i minskad resursåtgång. Nya metoder och utrustningar har förenklat injekteringsarbetet.

8 Fortsatt teknisk utveckling kan leda till stora fortsatta förbättringar av injekteringsresultat.




Figur 10. Klassificering av injekterbarhet som funktion av sprickgeometri och materialfyllnad i sprickorna (Classification of groutability as a function of joint geometry and joint filling)

9 Injekteringsarbetets utförande kan vara A och O för resultatet. Trots detta finns ingen utbildning i injektering, vilket måste ses som en klar brist.

## 5 SAMMANFATTNING

Erfarenheter från 2 500 injekteringar kan återges på alternativa sätt.

Här har valts att framför allt föra kvalitativa resonemang framför att kvantifiera. Bakgrunden till detta är att den nuvarande kunskapen om varför injekteringen lyckas eller misslyckas är fragmentarisk.

Erfarenheterna från Bolmentunneln pekar på att horisontella vattenförande sprickor många gånger har skapat svårigheter. Injekteringen tätar inte de primära vattenledarna, vilket medför ominjekteringar. Risken för svåra stuffläckage ökar väsentligt med svåra produktionsstörningar som följd.

Tätning av sprickor med starkt skilda hydrauliska egenskaper kan bli komplex om fintätning eftersträvas.

Vid flera tillfällen har tätningsproblem uppstått då bergmassan haft möjlighet att deformeras. Nuvarande injekteringsanvisningar tar inte hänsyn till bergmassans egenskaper vid val av injekteringstryck.

Sprängning av tunneln skadar redan utförd injektering, framför allt i tunnelbotten där försiktig sprängning inte tillämpas.

Vid utsprängningen av tunneln sker avlastning i vissa partier runt tunneln. Injekteringsmedlet måste nå utanför en viss minimizon, så att inte tätningen äventyras av lavlasntingen i sprickor. Minimizonens utsträckning varierar med spänningstillstånd och sprickgeometri. Som praktisk tumregel ska borrning ske så att åtminstone en tunnelbredd täcks in runt väggar, tak och tunnelbotten. Detta är framför allt väsentligt då bergmassan endast har en vattenförande sprickgrupp.

Teknisk utveckling under projektet har givit omedelbara fortsättningar i tätningsresultat och minskad resursåtgång. Fortsatt teknisk utveckling kan leda till stora fortsatta förbättringar av injekteringsresultatet.

## 6 REFERENSER

(1) Sylvan, C, 1978: The Bolmen Water Tunnel. Tunnels & Tunnelling, April 23-26

(2) Nilsson, T, 1984: Förinjekteringsmetodens utveckling i Bolmentunneln. Bergsprängningskommittén, Stockholm, s 239-250

(3) Bäckblom, G & Stanfors, R, 1985: The Bolmen Tunnel - Tunnelling through the Staverhult Fault Zone. Engineering Geology (in press)

(4) Sjöstrand, B et al, 1975: Geologiska undersökningar för Sydvattentunneln. Väg och Vattenbyggaren, nr 8-9

(5) Stanfors, R et al, 1975: Refraktionsseismiska undersökningar, Väg och Vattenbyggaren, nr 8-9

(6) Helfrich, H et al, 1979: Förundersökningars värde och omfattning. BeFo-18, Stiftelsen BeFo, Stockholm

(7) Palmqvist, K, 1983: Tätning av tunnlar. Injekteringsutförande och resultat. Stiftelsen BeFo, Stockholm, 140 s

(8) Stanfors, R et al, 1985: Electrical Measurements for assessing Water Ingress into the Bolmen Tunnel. Tunnels & Tunnelling, September, 39-41

(9) Stanfors, R, 1986: Förundersökning - Prognos - Verklighet. Bergmekanikdagen 1986. Stiftelsen BeFo Stockholm (i press)

(10) Stanfors, R, 1985: Personlig kommunikation

(11) Noorishad, J et al, 1972: The Influence of Fluid Injection on the State of Stress in the Earth's Crust, Proc. ISRM Symp. Percolation through Fissured Rock. Stuttgart, T2-H, pp. 1-11

(12) Mäki, K, 1985: The influence of Discontinuities on Rock Fracturing and Damage from Blasting. Luleå University, 1985:008L, 139 s

SUMMARY

The following are the conclusions from the experience gained from work on 2 500 pre-groutings in the Bolmen Tunnel, most of which were treated with cement.

1 The joint geometry is a parameter of paramount importance. Vertical joints, perpendicular to the axis of the tunnel are the easiest to detect and penetrate when drilling for grouting. Severe problems were encountered many times in conjunction with horizontal joints as a result of:

- difficulty in detecting them, especially beneath the tunnel floor
- the failure of grouting horizontal joints to prevent leakage from the vertical zones of crushed rock that are the main source of supply to the horizontal joints
- flows from the tunnel face preventing effective sealing of the joints. Different techniques were applied to stop leakage from the tunnel face, but they have all specific drawbacks.

2 It is difficult to obtain good sealing when joints have essentially different hydraulic properties. When open and gouge-filled joints are grouted at the same time, the grout starts flowing into the open joints first. Grout containing accelerator quickly becomes very viscous and inhibits flow into narrow cracks or gouge-filled joints when the open joints have been filled.

3 Grouting deforms the rock mass. It is believed that this deformation occasionally caused severe sealing problems. The contract documents do not take into account the optimal grouting pressure as a function of the rock mass deformability.

4 It is estimated that about 75 % of the leakage into the grouted parts of the tunnel emanated from the tunnel floor. Semi-quantitative finite element analyses imply that the grouted zone must extend at least one tunnel width beyond the periphery of the tunnel to ensure that sealing will still be effective after blasting and unloading of the rock mass.

5 Cautious blasting was not used at the tunnel floor, so the damage caused by blasting at the grouted tunnel floor may explain some of the leakage from this part of the tunnel.

6 New grouting techniques, using low-viscosity grout and accelerator, provide much better sealing than normal cement grout. The tunnel work benefited as well, due to the shorter time required for grouting and curing.

Summing up the above factors, the groutability experienced is shown in figure 10.

# AKTUELLA METODER OCH MEDEL FÖR INJEKTERING

## Current methods and materials for grouting

Civilingenjör Ture Nilsson, Stabilator AB, Stockholm

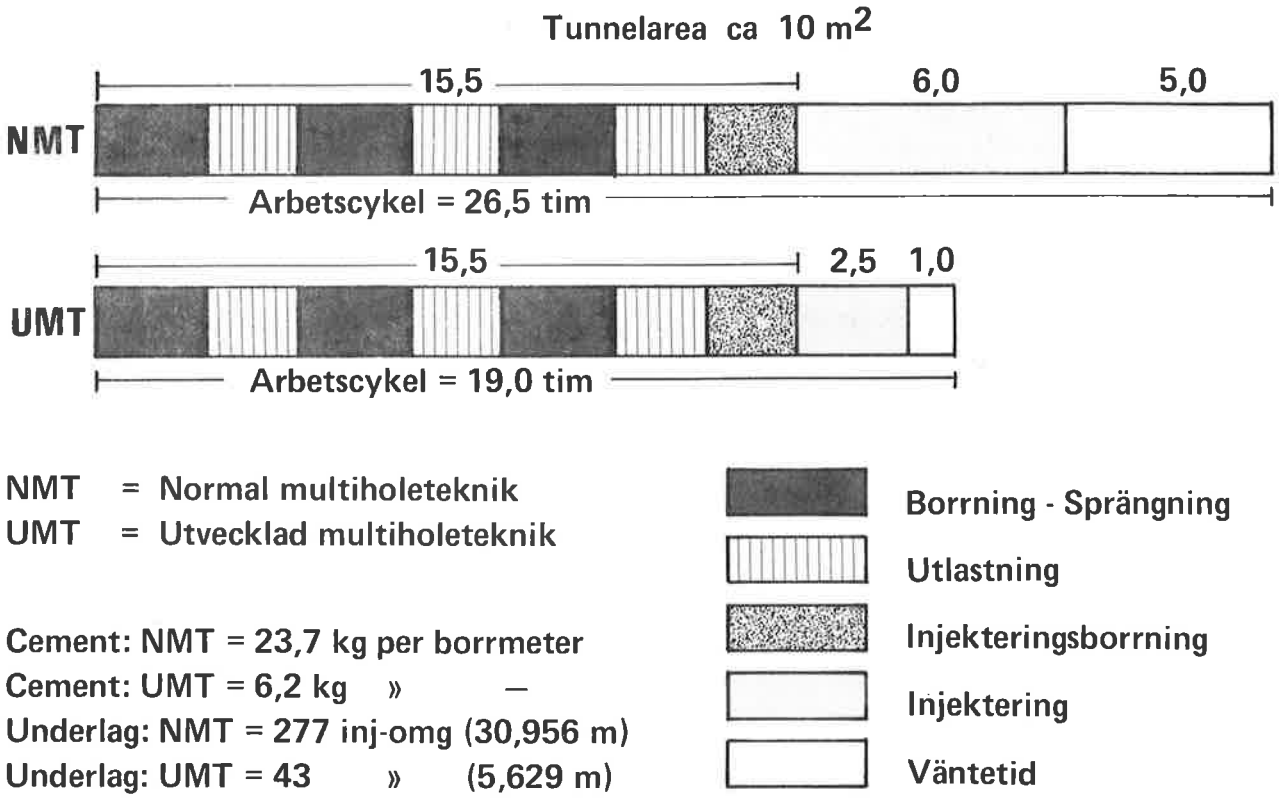
På Bergsprängningskommittén 1984 presenterades det pågående utvecklingsprojektet i Bolmen avseende förinjektering.

Målsättningen var därvid att reducera tiden i arbetscykeln sprängning-utlastning-injektering med bibehållen kvalitet.
Projektet blev rakt igenom mycket lyckat, (fig.1).

Vid en avstämning i årsskiftet 1983-1984 kunde vi konstatera en reducering av tid i arbetscykeln med 7,5 tim motsvarande c.a 30%, och av den direkta injekteringstiden med c:a 70%.
Andra effekter blev att cementåtgången per borrmeter väsentligt reducerades.
För att uppnå det här resultatet hade vi bearbetat samtliga komponenter i injekteringsprocessen, injekteringsmedlet, materialhantering, blandning, pumpning och avslutning.

"Bolmenmetoden" kan i korthet beskrivas med att vi använder:

- Ett injekteringsmedel bestående av cement-bentonite i kemisk lösning.
- En enda på förhand bestämd injekteringsblandning.
- Kort men kontrollerad pumptid.
- Ingen väntetid mellan avslutad injektering och påbörjande av salvborrning.
- Automatiserad utrustning med stor frihet vad avser arbetstryck och kapacitet.



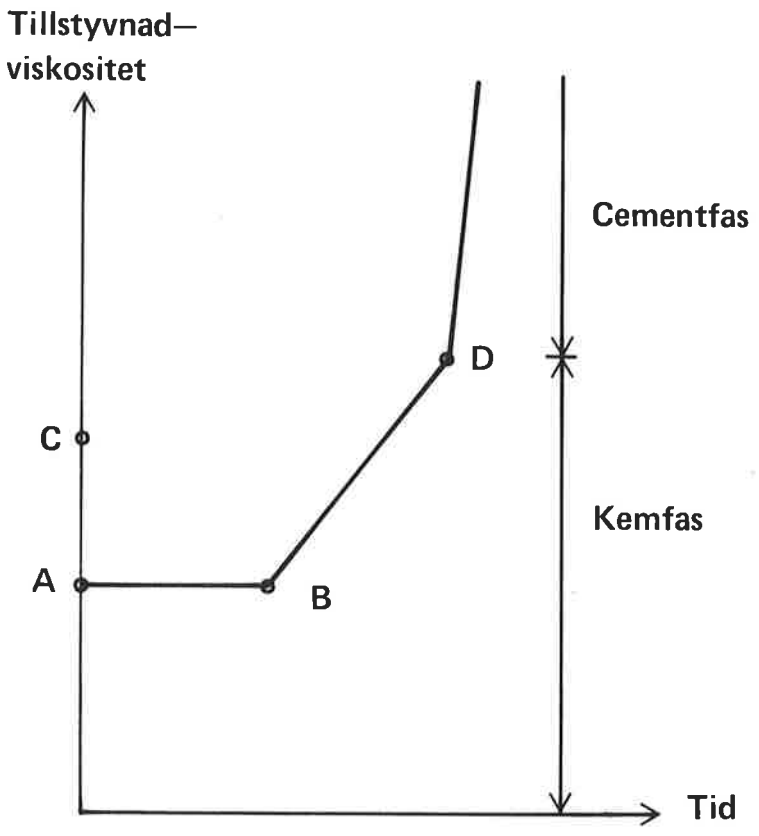

(Fig.1). Jämförelse av tidsåtgång för arbetscykler vid tunneldrivning med förinjektering.
Comparison of time-consumption for working-cycles at tunnelexcavition with pregrouting.

Den tveklöst viktigaste komponenten är injekteringsmedlet.
"Bolmenbruket" har en kemfas och en cementfas, där varje fas kan arbeta var för sig eller i kombination vad avser inträngningsförmåga och tillstyvnad, (Fig.2).

Utgångsblandningen, (A), kan anpassas till den berggeologiska information som föreligger och som därvid påverkar vikositet och inträngningsförmåga.
Gelpunkten, (B), kan styras och därmed pumpbarhetstiden.
Vi har hittills arbetat med en geltid som varierar mellan 0,5-1,5 timme beroende på givna förutsättningar.

Redan i kemfasens slutskede, (C), har bruket en tillräcklig stabilitet för att motstå det vattentryck som kan uppstå i ett berg med normala sprickvidder, självfallet hänger detta också samman med injekteringsmedlets fyllnadsgrad i sprickorna, jmfr Cambefort.
Bruket har ingen vätskeseparation och med beaktande av de höga vätskecementtal vi tillämpar, får vi en seg slutprodukt med en relativt låg hållfasthet (0,2-2MPa), i fritt tillstånd.

## »BOLMENBRUK»

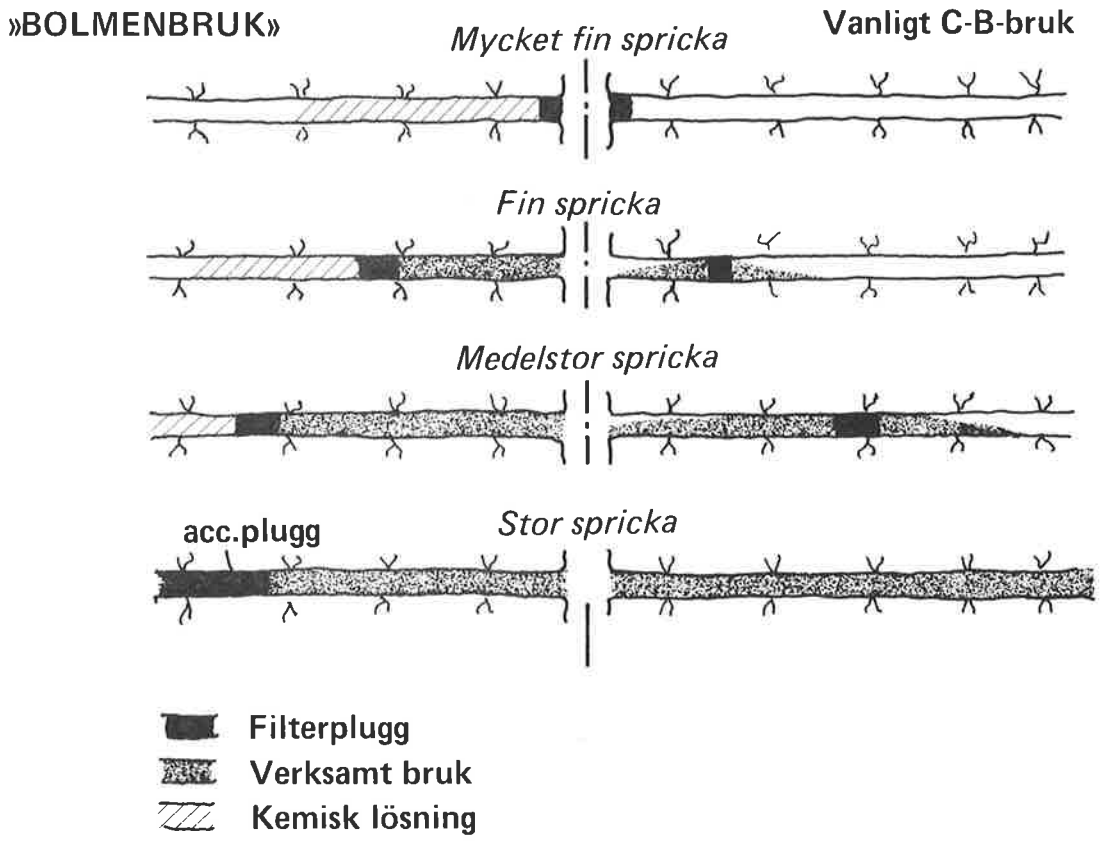



A = Utgångsviskositet, kan styras
B = Gelpunkt, kan styras
C = Gräns för pumpbarhet
D = Brytpunkt Kem–Cementfas

(Fig.2). Tillstyvnadsprincip, för "Bolmenbruket"
Hardening-Principle for "Bolmengrout"

Vi har konstaterat vid injektering att "Bolmenbruket" har en bättre inträngningsförmåga än vanligt cement-bentonitbruk, vi får en bättre tätningseffekt och en någorlunda kontrollerad spridning i berget.

Vid en tryckinjektering med cementbruk bildas normalt förr eller senare en plugg i bergsprickorna, partikelhastigheten avstannar och en filterplugg bildas, varvid vattencementtalet sänkes genom att överskotts-vatten pressas vidare.
Med "Bolmenbruket" sker samma sak, skillnaden är att det som pressas vidare är en kemisk lösning som bildar en gel och som speciellt i dom fina sprickorna ger ett verksamt bidrag till tätningseffekten, (Fig.3).



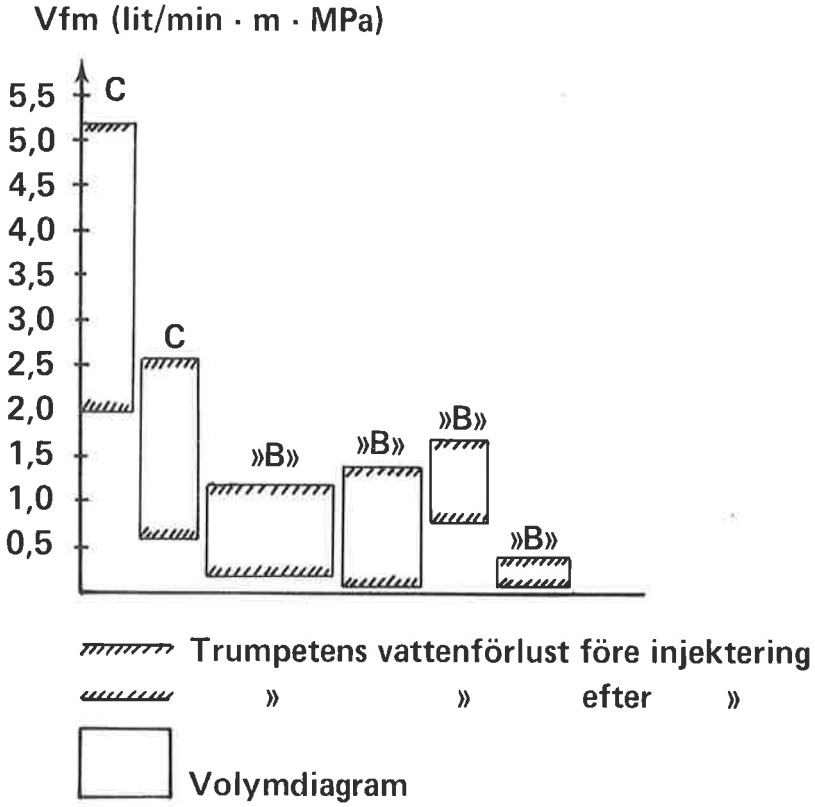

(Fig.3) Inträngningshypotes
Hypothetical penetration

I en mycket fin spricka får vi pluggen vid hålväggen och därför ingen effekt av cementinjekteringen, medan vi med "Bolmenbruket" pressar en gelbildande blandning vidare.
I en fin och medelstor spricka sker samma sak, filterpluggen hamnar bara längre in i sprickan.
Skillnaden här mellan "Bolmenbruk" och vanligt cementbruk är, förutom att vi även här trycker vidare en kemisk lösning, att bruket som stannar före pluggen inte separerar utan fyller ut sprickan.
I en grov spricka utbildas ingen filterplugg med vanligt cementbruk och normala injekteringstider, medan man med "Bolmenbruket" uppnår sitt sluttryck med hjälp av accelerationseffekten i bruket.

Hypotesen förutsätter injektering med ordentliga arbetstryck.

Vid fältförsöket i Bolmen gjordes jämförelse mellan trumpeter injekterade med cement-bentonite, (2 st), och trumpeter injekterade med "Bolmenbruk" (4 st). Trumpetens medelvattenförlust, Vfm, uppmättes före och efter injektering, samt injekterad volym, (Fig.4).

Underlaget är för magert för en säker bedömning.
Vi vet dock erfarenhetsmässigt att cementinjektering knappast är effektivt vid vattenförluster mindre än 1 liter/min,m,MPa, en tendens som också framgår här.
Vi kan också notera en klar tendens till bättre inträngningsförmåga hos "Bolmenbruket" med relativt stora mängder inpumpat bruk vid vattenförluster mindre än 1 liter/min,m,MPa samt också en tendens till bättre tätningseffekt. Med tre värden vid 0,1 l/min,m,MPa efter injektering.




(Fig.4) Jämförelse av trumpetens vattenförlust före och efter injektering mellan cement-injekterad stuff och stuff behandlad med "Bolmenbruk".
Comparison of trumpet water-loss before and after grouting, between cementgrouted face and face treated with "Bolmengrout".

Fältförsöket i Bolmen omfattade 43 injekterings-trumpeter innan alla modifieringar beträffande material och maskiner genomförts.
Uppföljning har sedan skett av ytterligare 144 injekteringstrumpeter med denna metod i Bolmen, motsvarande c:a 16,500 borrmeter.

På arbetsplatserna 11 och 12 där det utförts både cementinjektering och injektering med "Bolmenbruk" enligt multiholeprincipen, har en jämförelse gjorts mellan de båda metoderna. Geologiska förutsättningar var likartade och antalet injekteringar av samma omfattningar, (Fig.5).

| Parametrar | C-B-injektering | »Bolmenbruk» |
|---|---|---|
| Antal trumpeter | 92 st | 88 st |
| Borrmeter | 11,324 m | 10.127 m |
| Total tid/trumpet | 9,9 tim | 3,9 tim |
| Pumptid/hål | 54 min | 33 min |
| Ominjektering | ~ 12 % | ~ 5 % |
| Cement/borrmeter | 22,7 kg | 9,9 kg |
| Volym/trumpet | 6.580 lit | 3.295 lit |
| D:o netto i berg | 2.308 lit | 3.065 lit |
| Vct/Väct | ~ 2 : 1 | ~ 2,6 : 1 |

(Fig.5) Jämförelse mellan "Bolmenmetoden" och vanlig cementinjektering vid påslag 11 och 12 i Bolmen.

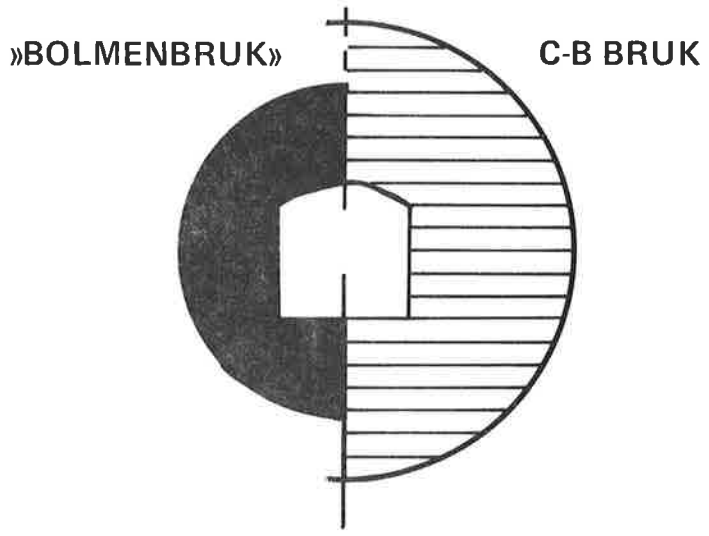
Comparison between the "Bolmenmethod" and ordinary cementgrouting of the openings 11 and 12 at the Bolmen project.

Vi kan notera mycket kortare injekteringstider med "Bolmenbruket", 9,9 tim för cement-injekteringen och 3,9 tim för "Bolmenbruket".
"Bolmenmetoden" ger också mycket korta pumptider med ett genomsnitt av 33 min per hål, vilket hänger samman med filterpluggeffekten.
Nästan alla hål är avslutade mot stopptryck.

Vi kan också konstatera en tendens till mindre ominjektering samt att cementåtgången per borrmeter kraftigt har reducerats.
Vidare ser Vi att injekterad bruttovolym för trumpeter med cementinjektering är mer än dubbelt så stor, medan den verksamma nettovolymen efter vatten-separation är väsentligt lägre än för "Bolmenbruket". Vattencementtalet för cementinjektering var i genomsnitt strax under 2:1 och för "Bolmenbruket" var vätskecementtalet c:a 2,6:1.

Om vi med givna värden antar en för injektering tillgänglig porvolym = 0,5 % i berget, finner vi med mycket förenklade antagande att spridningsradien från tunnelcentrum med cement-bentonitebruk är c:a 5m och med "Bolmenbruk" c:a 3,6m, (Fig.6).

$$\pi r^2 (11{,}5 + r) = \frac{\text{inpumpad volym}}{0{,}005}$$




(Fig.6) Jämförelse av teoretisk spridning i berget mellan vanlig cementinjektering och injektering enligt "Bolmenmetoden".

Comparison of theoretical spreading on rock between ordinary cementgrouting and grouting with the "Bolmenmethod.

Skillnaden är att cement-bentonitbruket sitter som pluggar här och var med vatten eller tomrum emellan, medan "Bolmenbruket" helt fyller ut de sprickor där det trängt in.
Det framgår klart att det med nödvändighet pumpas onödigt mycket vatten vid en vanlig cement-injektering.
Givetvis är inte den verkliga spridningsbilden symetrisk, men vi kan för enkelhetens skull göra detta antagande, vilket i sådana fall ger oss en injekterad mantel som sträcker sig c:a 2m utanför tunnelns periferi.

Om föregående antagande på spridning är riktig kan vi få en indikation på de marginaler som råder beträffande risken för destruktiv störning av injekteringen pga för tidig sprängning, genom att sätta in "Bolmenbrukets" hållfasthetsutveckling i Cambeforts formel, (Fig.7).

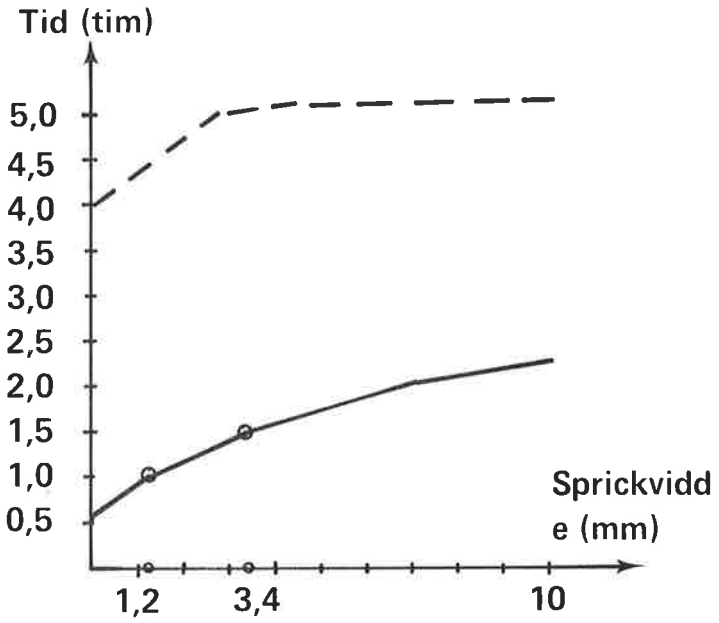
Vi kan då konstatera att om tunnelsalvan går ut 1 timme efter avslutad injektering så skulle injekteringen motstå grundvattentrycket i samtliga sprickor mindre än c:a 1,2mm och efter 1,5 timme i samtliga sprickor mindre än c:a 3,4mm. Motsvarande värden för cement-bentonitebruk med Vct 0,8 är väsentligt sämre.

Med dagens teknik är de inte realistiskt att tro att man hinner byta utrustning vid stuff,borra,ladda och spränga inom loppet av 1,5 timme.
Vattenförande sprickor av denna storlek är relativt sällsynta, dessutom utföres normalt vattensondering vid tunneldrivning. Om inga anmärkningsvärda läckage noteras i sonderingshålen anser vi därför att start av salvborrning kan ske omedelbart efter avslutad injektering i de fall där vi injekterat med "Bolmenbruk".

Vi har ännu inte råkat ut för en förstörd injektering trots att vid ett hundratal tillfällen salvborrningen startat mindre än en halvtimme efter avslutad injektering och bruket haft en mycket låg hållfasthet vid sprängningstillfället.

$$P = C\left(\frac{\pi}{2} + \frac{L}{2e}\right)$$

P = Gränstryck för gelen i sprickan (~ 0,8 MPa)
C = Gelens skärhållfasthet, (varierar med tiden)
L = Inträngningsdjup i sprickan, ( ~ 200 cm)
e = Sprickvidden




(Fig.7) Jämförelse av hållfasthetsutvecklingen i relation till sprickvidden, (e), i Cambeforts formel, mellan vanligt cement-bentonitebruk och "Bolmenbruk".

Comparison of the development of strength in relation to the width of crack (e). Between ordinary cement-bentonite-grout and "Bolmengrout", Cambeforts formula.

"Bolmenmetoden" har också tillämpats vid förinjektering i Stockholm, bla för värmepumpverket i Solna och i Energiverkets tunnlar i Sickla och vid Södra station samt en tunnel i Värtan.
Solna-Nockebytunneln hade en längd av c:a 4500m med en area av c:a 19$m^2$.
Grundkravet var att ingen sänkning av grundvattenytan fick ske. Tätningskraven under driftstadiet varierade över olika avsnitt med hänsyn till den skada en grundvattensänkning kunde medföra. Tillåten inläckning var 5 liter per/min och 100m tunnel på en sträcka av c:a 800m och 7 liter per/min och 100m tunnel på resten av tunnelsträckan.

Vi betraktade inte tätningskraven som svåra och valde därför ett recept hos "Bolmenbruket" med relativt lågt vätskecementtal och kort geltid.
I 5-liter zoner utfördes systematisk förinjektering och på övriga avsnitt utfördes sonderingsborrning, där vattenförlusterna sedan avgjorde injekterings-behovet.
Tillämpat kriterium var den av Sten G A Bergman presenterade formeln där medelvärdet för stuffens vattenförluster, Vfm, ställes i relation till Q, som är acceptabel inläckning i liter per 100m tunnel.

$$Vfm \geq Vg = C \frac{Q}{U\sqrt{P}}$$

Vfm=Trumpetens medelvattenförlustvärde (lit/min,m,Mpa)

Vg=Beräknat empiriskt gränsvärde (lit/min,m,Mpa)

C=Konstant = 1

Q=Tillåtet läckage i färdigt tunnelavsnitt (lit/min, 100m tunnel)

U=Tunnelns totala omkrets, (m)

P=Grundvattentryck på tunnelmittnivå (MPa)

(Fig.8) Tillämpat intäckningskriterium
Leakage criterion applied

Över hela tunneln utfördes 171 injekteringstrumpeter motsvarande 28155 meter borrning och med genomsnitt inpumpad mängd injekteringsmedel av 18,2 liter per borrmeter.
Resultatet blev en faktiskt inläckning av c:a 4 liter i femliterszonerna och c:a 5,5 liter i sjuliters-zonerna.

Injekteringarna gick extremt snabbt, genomsnittlig behandlingstid för en 11-hålstrumpet låg på 2 tim 8 min och totaltiden inklusive in-och uttransport var 2 tim 55 min.
Vi har i den här tunneln flera exempel på att man i början av sitt 7,2 timmarsskift startat med sonderingsborrning, mätt vattenförlusterna, borrat upp injekteringstrumpeten, injekterat, borrat och skjutit ut en salva innan man gått av sitt skift.
Den genomsnittliga störningstiden på bergdriften understeg 5 timmar per injekteringstrumpet.

Den här tunneln kan nog representera ett praktiskt exempel på Sten G A Bergmans och Gunnar Nords rapport "Täta tunnlar lagom". Med "lagoma" tätningskrav utfördes en "lagom" tätning med en "lagom" insats.

I Solna-Nockeby tunneln gjordes också en samman-ställning av sonderade och vattenförlustmätta trumpeter, (Fig.9).

Vid indelning i rätt grova gränser för medelvatten-förluster, Vfm, kan vi notera ett samband mellan stuffens totala vattenförlust och inpumpad volym injekteringsmedel.
Vi har också, liksom från Bolmen, klara indikationer från injekteringarna i Solna-Nockeby tunneln att "Bolmenbruket" är verksamt ner till vattenförluster motsvarande 0,1-0,2 liter per min,m,MPa.

SOLNA - NOCKEBY - TUNNELN

PÅSLAG LINTA ÅKESHOV

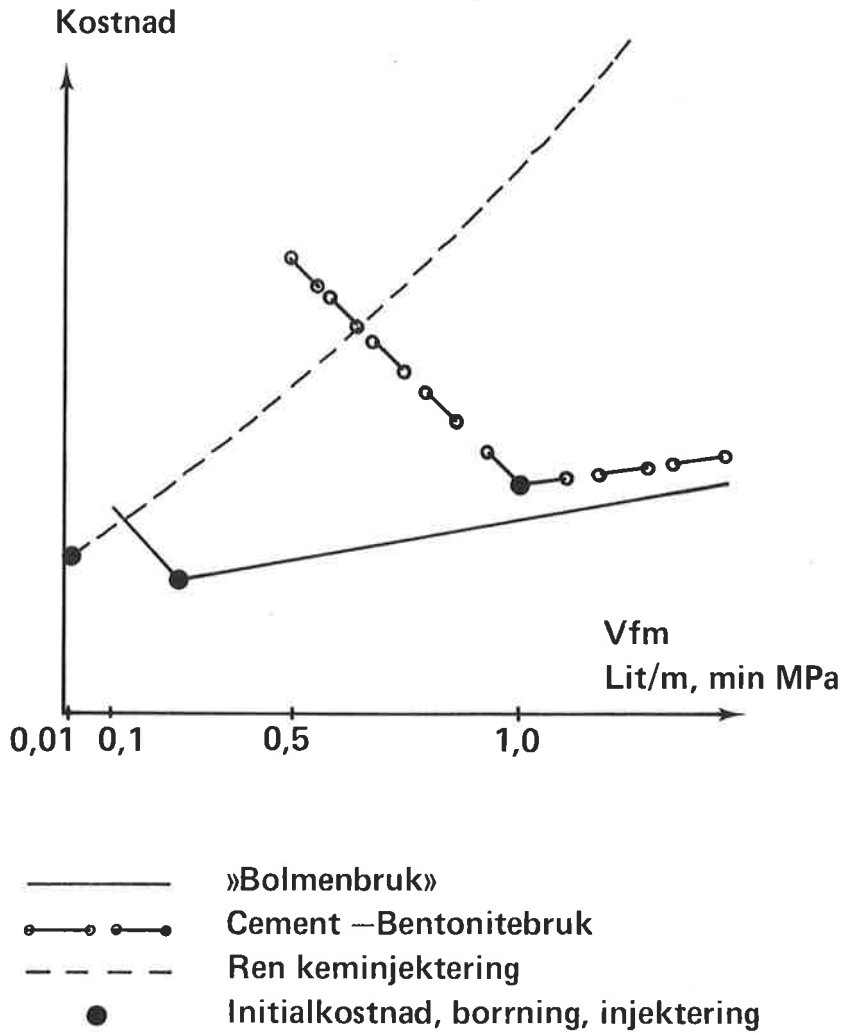
Injekterad tunnellängd c:a 650 m

| Vfm lit/m · min · MPa | Antal trump | MÄNGD trump (liter) | MÄNGD Borrm (liter) | MÄNGD tunnelm (liter) |
|---|---|---|---|---|
| < 0,5 | 17 | 786 | 4,6 | 51 |
| 0,5 – 1,0 | 12 | 1214 | 7,1 | 78 |
| 1,0 – 5,0 | 13 | 5745 | 33,8 | 372 |

(Fig.9) Samband mellan stuffens medelvattenförlust, (Vfm), och inpumpad mängd "Bolmenbruk". Relations between the average water loss of the face and the grouted quantity of "Bolmengrout".

Om vi tillämpar nämnda inläckningskriterium så skulle vi med "Bolmenbruket" och normala borrplaner teoretiskt klara att täta en normalstor tunnel på normalt djup ner till ett inläckningsvärde av c:a 1,5 liter per 100m tunnel.
Praktiskt finns inte något direkt samband mellan slutlig inläckning i en tunnel och utförd tätningsinsats annat än vid extremt hårda tätningskrav, då också val av injekteringsmedel blir väsentligt.
Självfallet har geologi och sprickighet stor betydelse för resultatet liksom arbetstrycket vid injekteringen. Framhållas bör också att man vid tunneldrivning ibland träffar på partier som är mycket svåra att klara ur tätningssynpunkt och som fordrar specialåtgärder.

Vid tidsbegränsad hålbehandling, som i de flesta fall tillåtes vid föriniektering i Sverige kan vi erfarenhetsmässigt få en hygglig relativ kostnadsjämförelse av olika injekteringsmetoder i relation till trumpetens medelvattenförlust, (Vfm), (Fig.10)




(Fig.10) Kostnadsjämförelse av olika metoder i relation till trumpetens medelvattenförlust Vfm.
Comparison of cost between different methods in relation to the average waterloss of the trumpet Vfm.

Den fasta initialkostnaden omfattar därvid borrning och injektering.
Ökad kostnad med ökad vattenförlust är en materialkostnad och ökad kostnad med minskad vattenförlust utgöres av merarbete i form av borrning och injektering.

"Bolmenbruket" har den lägsta initialkostnaden vilket beror på att även om vi har samma geltid som vid ren keminjektering så erhålles en kortare injekteringstid pga brukets förmåga att bygga upp pluggar i sprickorna.
Cementinjekteringen har högre initialkostnad pga längre injekteringstid och en väntetid av vanligen minst 2 tim innan salvborrning kan påbörjas.
Vidare kan vi notera en stor sannolikhet för merkostnad om man cementinjekterar en trumpet där Vfm understiger 1 liter per min,m,MPa. Samma sak gäller för "Bolmenbruket" vid Vfm under 0,2 liter per min,m,MPa.
Ren keminjektering som vid lågt Vfm ger ett säkrare resultat har nackdelen med en snabb kostnadsökning med ökande Vfm pga sitt högre materialpris.
"Bolmenbruket" i sin tur är dyrare än vanligt cement-bentonitbruk vilket ger utslag på trumpetkostnaden vid Vfm 5-10 liter per min,m,MPa.
Hypotesen blir givetvis säkrare med ökande antal - och mindre spridning av de värden som ingår i Vfm.

OBSERVERAS bör att i jämförelsen har ej beaktats vinster pga minskad störningstid av bergdriften, ej heller vinsten av ett tidigare färdigställande av hela projektet.

Stabilator har idag tillsammans med Skanskas anläggningsavdelning i Stockholm, utfört totalt c:a 500 injekteringstrumpeter enligt "Bolmenmetoden" med mycket bra resultat.
Utvecklingsprojektet är en av flera markeringar på Sydvattens stora satsning på teknisk utveckling vid Bolmentunneln.
"Bolmenmetoden" är dessutom en typisk produkt av ett öppet förtroendefullt sammarbete mellan en erfaren beställare och en erfaren entreprenör där såväl ekonomiska - som tekniska aspekter beaktas.

SUMMARY

The main purpose of the project of development in the "Bolmentunnel" was to reduce time for the pregrouting in the workcycle blasting-mucking out-grouting with retained quality. The project was a complete success, (Fig.1).
The "Bolmenmethod" can briefly be described as using:

- A grout consisting of cement-bentonite in a chemical solution.
- One sole in advance prescribed groutmix.
- Short, but controlled, pumping-time.
- No stand-by time between completed grouting and starting of blastholedrilling.
- Automated equipment with a high range of choice in respect to grouting pressure and capacity.

The most important component is without doubt the grout. The "Bolmengrout" has one chemical phase and one cement phase, where each phase can work separately or in combination in respect to penetration capability and stiffening, (Fig.2). Already in the final stage of the chemical phase, the grout has enough stability to resist the waterpressure which can arise in rock with normal fissure width.

During pressure grouting with cementgrout normally, a plug is sooner or later formed within the cracks, the particle velocity decreases and a filterplug is formed at which the water-cement-ratio is reduced due to the fact that the surplus water is pressed on.
The same thing happens with the "Bolmengrout", but here it is a chemical solution which is pressed on and gels.
Especially in fine fissures it gives an active contribution to the sealing effect (Fig.3). We have found that the "Bolmen-
grout" has a higher penetrationcapability and a better sealing effect than ordinary cement-bentonitegrout (Fig.4).
On comparison between the "Bolmenmethod" and ordinary cementgrouting in the openings 11 and 12 in the Bolmen-tunnel (Fig.5 and 6), we found much shorter groutingtime and less dispersion, but a higher efficiency with the "Bolmen-grout". We get an indication on what margins we have regarding the risk of destructive disturbances in the injected grout by early blasting, by putting in the values of development of strength for the "Bolmengrout" into Cambeforts formula. As you can see in (Fig.7), the risk is very small that the effect of the grouting will be damaged by blasting, which in fact never has happened when the grouting is made with "Bolmengrout".

The "Bolmenmethod" has also been applied to pregrouting in Stockholm, among other places in the heat-pumpplant in Solna. Applied criterion was the formula presented by Sten G A Bergman, in which the average waterloss of the face, Vfm, is related to Q, which is the acceptable leak-in in liter per 100m tunnel, (Fig.8).

Along the line of the tunnel, 171 groutingtrumpets (corresponding to 28155 drillmeters) were performed with an average amount of pumped-in grout of 18,2 liters per drillmeter.The result was an actual leak-in of about 4 liters in the fiveliterzones and about 5,5 liters in the seven-literzones.
The grouting processingtime for an 11 holetrumpet was 2 hours 10 minutes. The average disturbance of the tunneling works was below 5 hours per grouting-trumpet.
By classifying into rather wide limits for average water-losses, Vfm, we can notify a relation between the total waterloss of the face and pumped-in grout, (Fig.9).

By time-limited hole-treatment, which in most cases are approved for pre-grouting, we can by experience get a reasonable comparison of costs of different groutingmethods in relation to the average waterloss of the trumpet, Vfm, (Fig.10).
The "Bolmengrout" has the lowest initial cost.
The cementgrouting has higher initial cost due to longer groutingtime and a normal waitingtime of at least 2 hours before the blastholedrilling can start.
More-over we can note a high degree of probability for additional costs if we cementgrout a trumpet with a waterloss less than 1 liter per min,m,MPa.
The same thing is valid for "Bolmengrout" if we have water-losses less than 0,2 liter per min,m,MPa.
Pure cementgrouting gives a more secure result when having small Vfm, but has the disadvantage of a rapid increase of cost with increasing Vfm due to high materialcost.

Note that in the comparison we have not paid attention to profits made by shorter time disturbance in tunnelling nor the profit made by an earlier completition of the whole project.

Stabilator has sofar, together with Skanska's Construction Division in Stockholm, totally performed about 500 grouting-trumpets (Corresponding to about 60 000 drillmeters) using the "Bolmenmethod" with very good results.
The "Bolmenmethod" is a good example of a trusting cooperation between an experienced constructor and an experienced contractor where economical as well as technical aspects have been considered.

REFERENSER


1. Bergman Sten G.A.
   Lindman Kjell
   Lundström Lars
   Söderman Pehr
   Ullerud Sten
   Tunneltätning mot små läckage. Byggforskning R25:1975

2. Nilsson Ture
   Kemisk injektering, praktikfall och utvecklingstendenser. Bergmekanikdag 1977 sid 201-213.

3. Morfeldt Carl-Olof
   Är injektering en svartkonst. Bergmekanikdag 1977 sid 189-200.

4. Bergman Sten G.A.
   Nord Gunnar
   Täta tunnlar lagom. Stiftelsen Bergteknisk forskning, BEFO nr 64: 1/82.

5. Palmkvist Kaj
   Tätning av Bergtunnlar Stiftelsen Bergteknisk forskning BEFO nr 66: 1/83

6. Nilsson Ture
   Förinjekteringsmetoden Utveckling i Bolmentunneln Bergsprängningskommittén 1984 sid 239-250.

# BERGSPÄNNINGSMÄTNINGAR LÄNGS BOLMENTUNNELN

# ROCK STRESS MEASUREMENTS AT THE BOLMEN TUNNEL

Bjarni Bjarnason och Bengt Leijon

Avdelningen för bergmekanik, Tekniska Högskolan i Luleå.

## INLEDNING

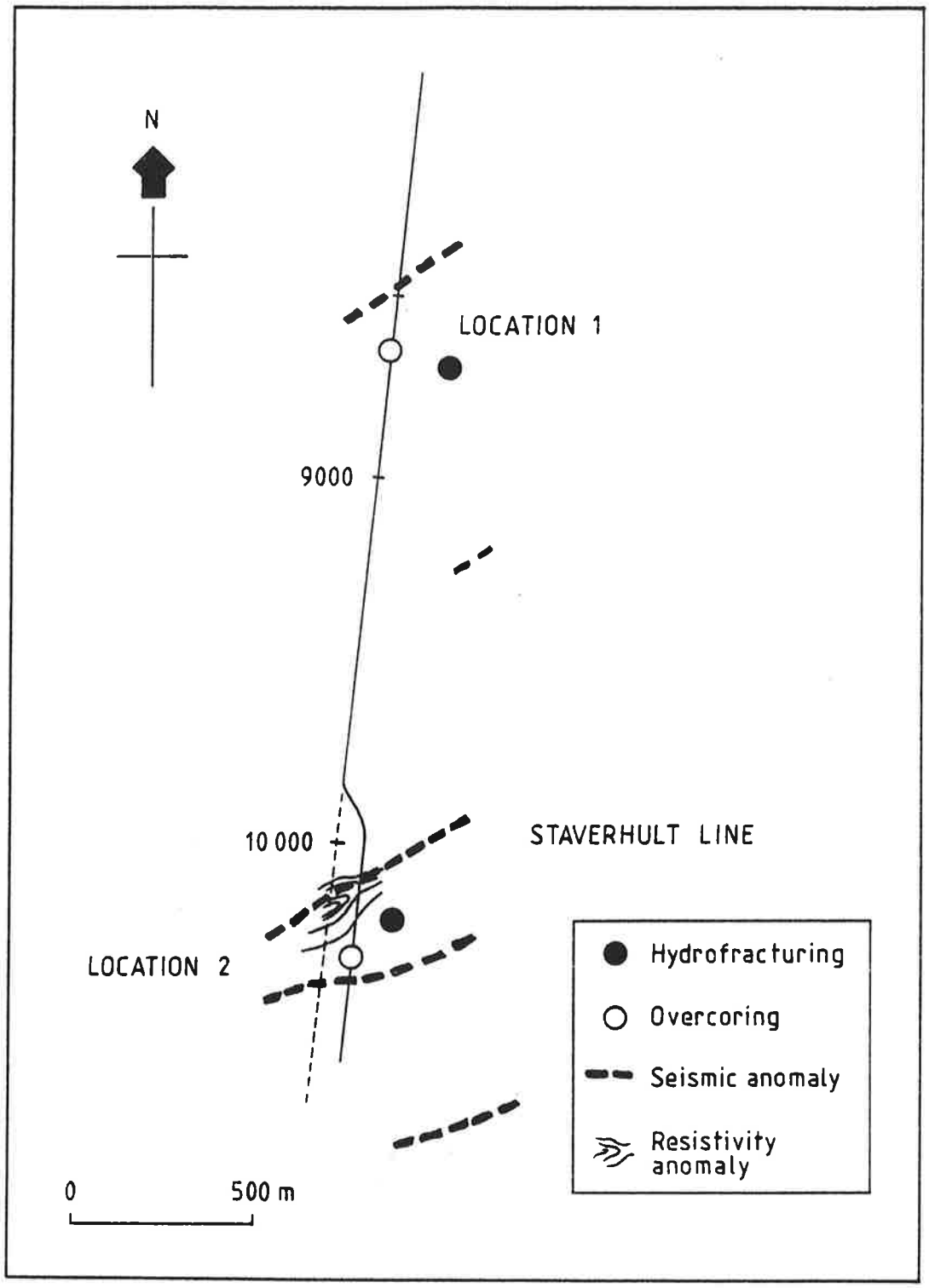
De bergspänningsmätningar längs Bolmentunneln som redovisas nedan utgör en del av det samlade Bolmenprojektet som presenterats i föregående föredrag. I detta innlägg begränsar vi oss därför till de resultat som uppnåtts med bergspänningsmätningarna utan att redogöra för Bolmenprojektet i övrigt. Föredraget är en kort sammanfattning av den rapport som skrivits om mätningarna (1).

Syftet med bergspänningsmätningarna var följande:

- Bestämma bergspänningarnas storlek och riktning samt spänningsfältets ändring med djupet inom ett kritiskt område på tunnelsträckningen.

- Ge underlag för studier av spänningarnas inverkan på bergets hydrauliska konduktivitet samt bergspänningarnas roll i de stabilitetsproblem som uppkommit i tunneln.

I enlighet med övriga delprojekt i Bolmenprojektet förlades mätningarna till ett område i och kring den aktuella svaghetszonen vid Staverhult. Två undersökningsplatser utvaldes, den ena i ett relativt bra bergparti mitt i själva svaghetszonen, den andra i ostört berg 1.5 km norr om Staverhultslinjen. Avsikten med detta var att konstatera om svaghetszonen orsakar lokala förändringar i spänningsbilden jämfört med det regionala spänningsfältet uppmätt på den norra försöksplatsen. Mätplatserna visas i figur 1.




Figur 1. Försöksplatsernas läge längs Bolmen tunneln.

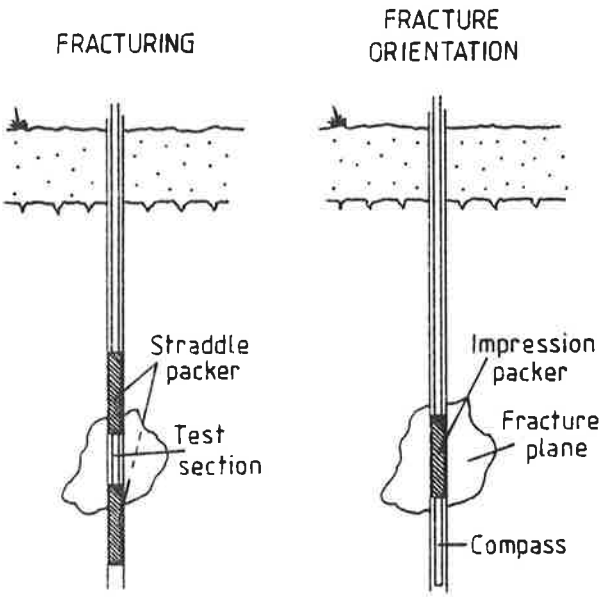
Stress measurement locations along the tunnel.

Bergspänningarna mättes med två i grunden olika metoder:

Hydraulisk spräckning

Metoden är tvådimensionell, mäter enbart spänningar i planet vinkelrätt mot borrhålets axel. Den lämpar sig bäst för användning i djupa, vattenfyllda hål borrade från markytan. Ett kort, sprickfritt avsnitt av borrhålet isoleras med hjälp av två högtrycksmanschetter. Vatten pumpas in mellan manschetterna och tryck byggs upp i den avtätade sektionen tills en spricka uppstår i borrhålsväggen. Vattenflödet stängs av och trycket i mätsektionen faller snabbt ned till ett nära konstant värde - det så kallade "shut-in" trycket. Shut-in trycket antas vara ett direkt mått på den spänning som råder vinkelrätt mot sprickplanet. I isotropt, sprickfritt berg bestäms sprickorienteringen av spänningsfältet kring borrhålet. I ett lodrätt borrhål uppstår sprickan således i ett lodrätt plan vinkelrätt mot den minsta horisontella spänningen. Den största horisontella spänningen beräknas på analytisk väg ur information från tryck-tid kurvorna som registreras under mätningarna. När spräckningen är färdig registreras sprickans orientering med hjälp av en speciell avtrycksmanschett, figur 2.

Hydraulisk spräckning applicerades i 2 st vertikala hål, ett på varje försöksplats. Syftet med dessa mätningar var att på olika djup bestämma det regionala spänningsfältet i horisontalplanet.



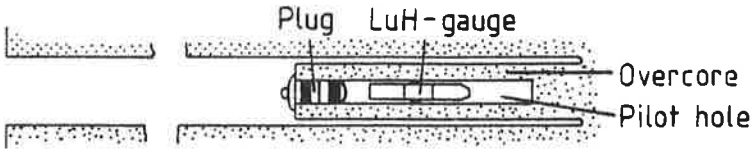

Figur 2. Testuppsättning i borrhålet.

Test configuration in the borehole.

Överborrning

Mätningarna utfördes med LUH-cellen som är en modifiering och vidareutveckling av den väl kända Leeman cellen. Metoden är tredimensionell, dvs. den fullständiga spänningstensorn bestäms utifrån mätningar i ett

borrhål. Trådtöjningsgivare med varierande inbördes orientering limmas på väggarna i ett litet pilotborrhål varefter pilothålet överborras med en borrkrona av större diameter. Bergvolymen som givarna sitter på frigjörs således från yttre spänningar och de töjningar som följer avlastningen registreras, figur 3.




Figur 3. LUH-cellen installerad i den överborrade kärnan.

The LuH-gauge installed in the overcore.

Om bergets elastiska parametrar, E och $\nu$ är kända kan huvudspänningarnas storlek och riktning räknas analytiskt från de uppmätta töjningarna.

Metoden användes i korta hål borrade från tunneln. På var och en av försöksplatserna borrades sålunda ett mäthål upp i tunneltaket. Hålen förlades så nära de från markytan slagna spräckningshålen som möjligt. Syftet med överborrningsmätningarna var följande:

- Att mäta det sekundära spänningsfältet i tunnelns omedelbara närhet.
- Att närmare bestämma alla tre huvudspänningarnas orientering.
- Att verifiera resultaten från mätningarna med hydraulisk spräckning.

## FÄLTFÖRHÅLLANDEN

Borrplatserna för de två hålen för hydraulisk spräckning valdes med stöd av tidigare geofysiska mätningar som utförts längs tunnellinjen, (2). Båda hålen borrades ned till 250m djup. Sprickkartering av borrkärnan visade att berget på norra försöksplatsen var kraftigt uppspruckit från markytan ned till 60m djup. Under 60m var berget av relativt god kvalitet. Borrkärnan från hålet i Staverhultslinjen var av betydligt sämre kvalitet, och mellan 150 och 160m djup var berget sönderkrossat. På grund av ras i den krossade zonen kunde mätningar inte utföras på större djup en 150 m i detta hål.

De korta hålen för mätningar med överborrningsmetoden visade oväntat hög sprickfrekvens omedelbart ovanför tunneln, vilket tillsammans med vattenflöde in i hålen försvårade mätningarna.

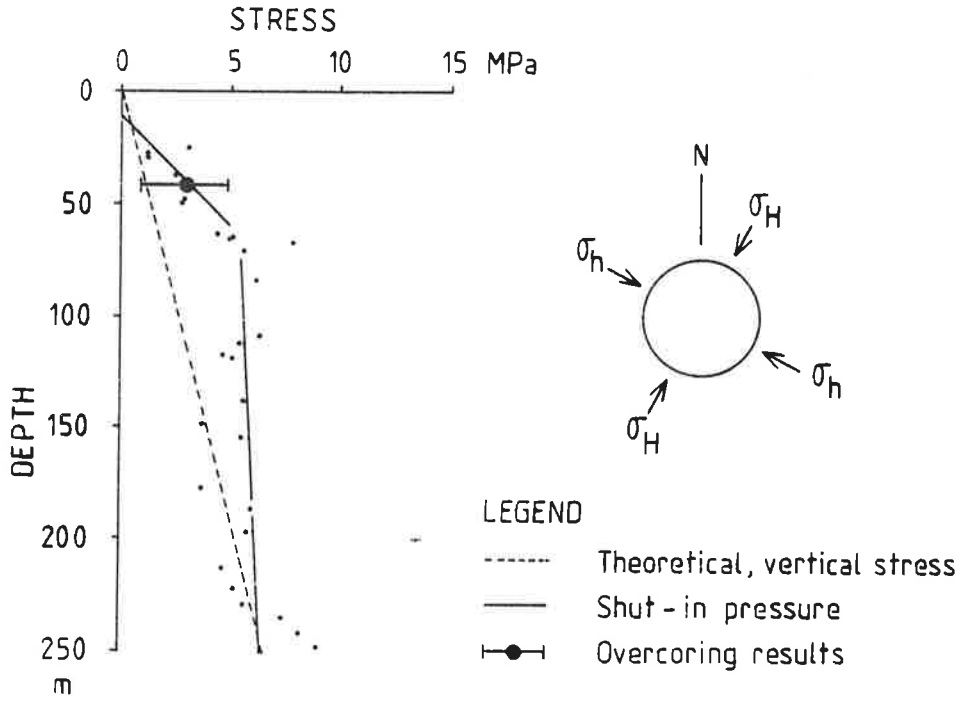
## RESULTAT

### Norra försöksplatsen

Hydraulisk spräckning:

Mätningar gjordes i 28 punkter fördelade från 24.5m till 248m djup. Resultaten visas i figur 4: Shut-in trycket ökar snabbt från markytan ned till circa 70m djup där det ligger mellan 5 och 6 MPa. Mellan 70 och 230m djup ligger shut-in trycket nära oförändrat kring 5 MPa. Mellan 230 och 250m ökar shut-in trycket igen. De heldragna linjerna fås genom linjär regression av mätpunkterna mellan 0-60m respektive 70-250m djup.

På grund av besvärliga försöksförhållanden med hög sprickfrekvens mellan 0 och 60m djup kan största och minsta horisontella spänningen inte beräknas. Shut-in trycket får här istället ses som ett mått på den genomsnittliga spänningsnivån i berget. Från 70m och nedåt kan shut-in trycket däremot antas representera den minsta horisontella spänningen.




Figur 4. Norra försöksplatsen. Sammanfattning av resultat.

Test area north of the Staverhult Line. Summary of results.

De horisontella huvudspänningarnas riktning visas till höger i samma figur. Största horisontella spänningen ligger NNÖ-SSV, $30^0$ från norr. Överensstämmelsen mellan mätpunkter på olika djup är i detta hänseende mycket god.

Överborrning:

Sju mätningar gjordes på avstånd mellan 2.6m och 6.1m från tunneln. Hög sprickfrekvens uteslöt mätningar på mindre djup en 2.6m, varför resultaten återspeglar primärspänningarna i berggrunden men inte det sekundära spänningsfältet förorsakat av tunneln. De uppmätta spänningarna är mycket låga. Magnituden är av samma storleksordning som mätmetodens upplösning under aktuella förhållanden, vilket ger upphov till en betydande spridning i resultaten. Medelvärdet av de tre huvudspänningarna ger dock en uppskattning av spänningsnivån på tunneldjupet.

Tabell 1. Norra försöksplatsen. Spänningsmagnituder beräknade för varje mätpunkt.

Test area north of the Staverhult Line. Computed stress magnitudes for each overcoring test.

| Test No. | Hole depth (m) | Stresses (MPa) | | | | | | | | Angle |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | $\sigma_1$ | $\sigma_2$ | $\sigma_3$ | $\sigma_{pa}$ | $\sigma_{pe}$ | $\sigma_v$ | $\sigma_H$ | $\sigma_h$ | $\Theta$* |
| 1 | 2.60 | 5.5 | 4.4 | 2.0 | 3.0 | 4.5 | 4.3 | 4.8 | 2.8 | 112 |
| 2 | 3.15 | 5.2 | 3.4 | 0.5 | 3.1 | 3.0 | 3.1 | 4.0 | 2.1 | 45 |
| 3 | 3.55 | 6.4 | 3.5 | 3.2 | 3.2 | 3.7 | 6.2 | 3.7 | 3.2 | 96 |
| 4 | 4.65 | 7.5 | 3.2 | 2.5 | 3.3 | 7.3 | 2.5 | 7.5 | 3.1 | 81 |
| 5 | 5.05 | 2.8 | 0.5 | -1.7 | -0.8 | 2.8 | -0.3 | 2.8 | -0.8 | 85 |
| 6 | 5.76 | 4.2 | 1.1 | 0.4 | 2.0 | 3.2 | 0.4 | 4.2 | 1.0 | 56 |
| 7 | 6.10 | 2.8 | 0.9 | -1.0 | 0.8 | 0.2 | 1.6 | 1.0 | 0.1 | 25 |
| Mean value | | 4.9 | 2.4 | 0.8 | 2.1 | 3.5 | 2.5 | 4.0 | 1.6 | 71 |
| Std. dev. | | 1.8 | 1.5 | 1.8 | 1.6 | 2.1 | 2.2 | 2.0 | 1.6 | 31 |

$\sigma_1$ = Största huvudspänningen
$\sigma_2$ = Mellersta huvudspänningen
$\sigma_3$ = Minsta huvudspänningen
$\sigma_{pa}$ = Horisontell normalspänning parallellt tunneln
$\sigma_{pe}$ = Horisontell normalspänning vinkelrätt tunneln
$\sigma_v$ = Vertikalspänningen
$\sigma_H$ = Största horisontella spänningen
$\sigma_h$ = Minsta horisontella spänningen
* = Riktning på $\sigma_H$ räknad medurs från norr

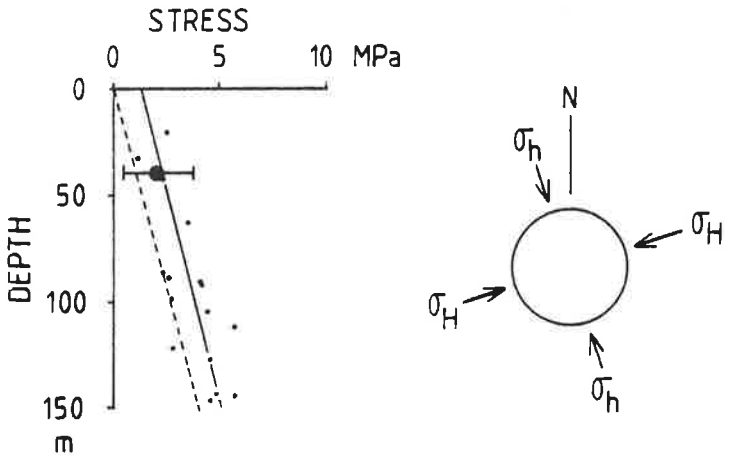
Spridningen är stor v.b. huvudspänningarnas orientering. Resultaten visar dock en tendens till horisontell orientering av $\sigma_1$ och $\sigma_2$.

Södra försöksplatsen (Staverhultslinjen)

Hydraulisk spräckning:

Spänningarna mättes i 16 punkter mellan 20m och 147m djup. Resultaten visas i figur 5: Shut-in trycket ökar med djupet och ligger kring 5 MPa mellan 100m och 150m djup men spridningen är relativt stor. Regressionlinjen ligger nästan parallellt med den teoretiska vertikalspänningen. På grund av hög sprickfrekvens antas shut-in trycket återspegla den genomsnittliga spänningsnivån i berget.

Den största horisontella spänningen ligger ÖNÖ-VSV, ca. $70^0$ från norr. Detta överänsstämmer med Staverhultslinjens strykning.




Figur 5. Södra försöksplatsen (Staverhultslinjen). Sammanfattning av resultat.

Test area within the Staverhult Line. Summary of test results.

Överborrning:

Fyra tekniskt lyckade mätningar gjordes från 2.2m till 4.2m djup. Även här ger resultaten information om det primära spänningsfältet. Resultaten visas i tabell 2 och figur 5. Åter noteras låga spänningar och stor spridning.

Tabell 2. Södra försöksplatsen (Staverhultslinjen). Spänningsmagnituder beräknade för varje mätpunkt.

Test area within the Staverhult Line. Computed stress magnitudes for each overcoring test.

| Test No. | Hole depth (m) | Stresses (MPa) | | | | | | | | Angle |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | $\sigma_1$ | $\sigma_2$ | $\sigma_3$ | $\sigma_{pa}$ | $\sigma_{pe}$ | $\sigma_v$ | $\sigma_H$ | $\sigma_h$ | $\Theta^*$ |
| 1 | 2.18 | 4.4 | 2.6 | 0.8 | 2.8 | 2.8 | 2.2 | 3.2 | 2.4 | 45 |
| 2 | 2.71 | 5.3 | 2.3 | 1.2 | 3.8 | 3.6 | 1.4 | 5.3 | 2.1 | 43 |
| 3 | 3.71 | 2.2 | 1.7 | -0.1 | 1.8 | 1.4 | 0.7 | 2.2 | 1.0 | 144 |
| 4 | 4.20 | 2.7 | 1.2 | -0.5 | 1.3 | 2.6 | -0.5 | 2.7 | 1.2 | 77 |
| Mean value | | 3.7 | 2.0 | 0.4 | 2.4 | 2.6 | 1.0 | 3.4 | 1.7 | 77 |
| Std. dev. | | 1.4 | 0.6 | 0.8 | 1.1 | 0.9 | 1.1 | 1.4 | 0.7 | 47 |

## SLUTSATSER

- Kraftig avlastning av spänningar inom den uppspruckna zonen nära markytan ned till ca. 60m djup. Tunneln ligger i denna zon.
- Spänningar på tunneldjupet är låga och tämligen isotropa i horisontalplanet.
- Metoderna visar god överensstämmelse vad gäller den genomsnittliga spänningsnivån på tunneldjupet:

| | Hydraulisk spräckning | Överborrning |
|---|---|---|
| Norra försöksplatsen | 2.8 MPa | 2.7 MPa |
| Staverhultslinjen | 2.3 MPa | 2.0 MPa |

- Den största horisontella spänningens riktning skiljer sig med cirka $40^0$ mellan försöksplatserna. Inom Staverhultslinjen ligger den parallellt med svaghetszonens strykning.

## REFERENSER

1. Bjarnason, B., Leijon, B. och Stephansson O.: The Bolmen Project - Rock Stress Measurements Using Hydraulic Fracturing- and Overcoring Techniques. BeFo 1986. I tryck.

2. Bäckblom, G. och Stanfors, R.: Bolmentunneln - passage av Staverhultslinjen. Bergmekanikdag 1985 - Föredrag och diskussioner. sid. 189-207.

## SUMMARY

This contribution presents the results from rock stress measurements conducted at two locations along the Bolmen tunnel in Southern Sweden. The work formed a part of the Bolmen Project - a multidisciplinary research project concentrating around water problems associated with the tunnel work.

The two locations of stress measurements represented different geological conditions. One location was within the Staverhult Line - a major zone of weakness intersecting the tunnel near its northern end. The other was about 1.5 km north of the Staverhult Line. Two principally different measuring methods, overcoring and hydraulic fracturing, were applied at each location. The hydraulic fracturing measurements were made in vertical, 250m deep surface boreholes. One hole was drilled near to the tunnel route at each location. The measurements in these holes aimed at determining the far-field stress conditions. This included determination of the vertical stress gradient. The overcoring method was used in short holes drilled from the tunnel. These measurements were conducted in order to determine the local stress field in the very proximity of the tunnel.

The results from the hydraulic fracturing tests show that the minimum horizontal stress increases with depth and reaches a magnitude of about 5 MPa at depths of the order of 100-200m. The data from one of the test holes indicate that the stress gradient is much higher at shallow depths than at deeper levels. The azimuth of the maximum horizontal stress, as determined from the hydraulically created fractures, is NNE-SSW at the location north of the Staverhult Line, but ENE-WSW at the location within the weakness zone.

The overcoring results show average stress magnitudes of about 2.5 MPa at the tunnel depth (about 40m). The range of variation is of the order of 1-5 MPa. No significant differences are noted when comparing the results from the two locations. These results are in good agreement with the data from the hydraulic fracturing tests at the corresponding depth.

Considerable experimental uncertainty is attached to both the hydraulic fracturing data and the overcoring data. This is due to the fact that the stress magnitudes were low, in fact of the same order of magnitude as the accuracy inherent in the measuring techniques. A further reason was technical difficulty due to the relatively fractured rock mass. In the case of hydraulic fracturing this implied

that the magnitude of the maximum horizontal stress could not be determined at shallow depths. In the case of overcoring, these non-ideal test conditions precluded determination of the secondary state of stress around the tunnel. Another consequence was that the directions of the principal stresses could not be satisfactorily evaluated from the data.

DISKUSSION

Gunnar Gustafson

Mitt första tillägg är att det här är en del i ett större forskningsprogram som drivs framför allt kring Staverhultslinjen. Förutom det arbete Högskolan i Luleå har lagt ned och så självfallet Roy Stanfors, arbetar också två andra grupper, dels en grupp vid Chalmers som jag ansvarar för, som har hand om bergmassans hydrauliska egenskaper, dels en grupp vid KTH, där Gert Knutsson vid Kulturteknik ansvarar, som indelar påverkan på omgivningen och vattenkemi i de här sammanhangen. Projektet går ut på att koppla bergspänningar och hydrauliska egenskaper i bergmassan, och det visar sig att vi har en tydlig koppling, även om det som område betraktat inte är särskilt typiskt. Vad man normalt finner när man tittar på hydrauliken är att vi har en utpräglad anisotropi, dvs att vi har en riktning som har en högre permeabilitet än övriga riktningar. Och det får man då man har en huvudspänning som är mycket större än de andra. I det här fallet har Bjarne visat att spänningarna är låga och skillnaden mellan spänningar i olika riktningar är liten.

Vi har genomfört ett borrningsprogram med undersökningsborrhål där vi har provpumpat, vi har gjort manschettmätningar för att karakterisera permeabiliteten. Denna skiljer sig också ifrån normalfallet genom att den är högre än normalt, men framför allt genom att det är ett förvånansvärt homogent område. Vi kan alltså konstatera att den genomsläpplighet vi har i borrhålen ligger alla inom samma tiopotens. Det är faktiskt ovanligt. Vanligtvis är spridningen mycket större. Det andra vi har funnit, som stämmer mycket väl med bergspänningsmätningarna är att någon direkt anisotropi inte har kunnat konstateras. I vanliga fall har man en riktning som avsänkningarna kilar iväg längs, som också är knuten till en sprickgrupp och den bergspänning vi har. I det här fallet har vi nästan en cirkulär avsänkningstratt kring de provpumpningar, som gjorts. Detta stöder de resultat vi har från bergspänningsmätningarna, att det är relativt isotropt. Vad vi har funnit är alltså att bergspänningsmätningar och hydraulik stämmer väl överens, att vi har ett isotropt system

men det vi inte har är ett bra exempel på ett normalfall, som fungerar på ett radikalt annorlunda sätt.

Hans Helfrich

Jag tycker de här föredragen har varit så värdefulla och intressanta att de förtjänar lite generella kommentarer. Först och främst tycker jag Roy du har varit ödmjuk i överkant. Vid ett så excellent arbete då kan man just gärna sticka fram hakan. Följande generella slutsatser skulle jag vilja härleda ur vad vi har hört. Det är bra med att göra prognoser, det skall krävas av beställare, av entreprenörer, geologer skall svara för dem, vi kommer senare i eftermiddag närmare in på detta. Det behövs inte veta att ett speciellt problem uppträder på ett bestämt ställe utan vad man skall veta är ungefär mängden och typen hur den kan uppträda och i vilken fördelning. Det är en gammal visdom att tunneldesignen inte är avslutad för att tunneln är färdig.

Det är alldeles riktigt att man skall inte dra sig för att sluta med undersökningar när man börjar med tunneln utan de skall fortsätta. Vi har ett gammalt problem med flacka strukturer och inte minst horisontella. De blir oftast bortglömda av geologerna därför att man har en modellföreställning att allting är vertikalt i urberget men det är det ju inte och där stöter seismiken på patrull och vi har sett så vackert att 45° strukturer får man inte fram i seismiken. Gör man en geologisk modell där sådana strukturer finns, vet seismikern att han skall räkna annorlunda.

Tunnelbottnar som man brukar rita horisontella i de här matematiska modellerna om det nu är FEM eller liknande, ritas egentligen alldeles fel och det har Bäckblom visat väldigt bra. Det är första gången det har nämnts att så ser tunnelbotten inte ut, utan den har efter utsprängningen en helt annan konfiguration än den som vi ritar i allmänhet. Pallarna sprängs på ett annat sätt, där sker en uppsprickning i underliggande berget, och det är inte "berg" som hör till tunnelstabiliteten.

Kvarstår en slutsats: Vi måste alltid räkna med att vi har stora variationer i spänningsriktningarna. Tack.

Ove Stephansson

Jag skulle vilja göra en ytterligare kommentar till bergspänningsmätningarna som redovisas av Bjarnasson. Om ni minns hans bild så såg ni att Bolmentunneln ligger alldeles nära, där spänningsnivån går upp i magnitud. Det må kanhända vara så att hade man gjort några enkla bergspänningsmätningar i borrhålen med hydraulisk spräckning eller någon annan metod och vetat om det här redan från början då kan det ha varit idé att förlägga tunneln lite djupare. Då hade man fått tillräckligt med spänningar på de svaghetsplan som Göran Bäckblom talat om och på det sättet klämt ihop sprickorna och därmed minskat vatteninläckningen. Samma låga spänningsbild återfinns också lite längre söderut och lite vid sidan av själva Staverutslinjen i ett ställe som heter Stidsvi, där spänningssituationen ser nästan exakt likadan ut. Spänningarna kommer alltså upp i normala nivåer, dvs runt 10 MPa först på 80 m djup. Jag vill också göra en annonsering av ett arbete som pågår just på bergspänningsmätningsområdet. En grupp nordiska forskare sätter nu ihop en databas om de existerande bergspänningarna i Fennoskandiska skölden och vi kommer nu att uppsöka forskargrupper, konsulter, entreprenörer etc som vi vet har bergspänningsmätningsdata liggande i sina arkiv. Vi vill komma åt dem för att göra en så bra databank som möjligt. Är det så att ni ställer era mätresultat till förfogande så får ni också en flexiskiva (datamedium) där ni själva har tillgång till en egen databas som ni kan à jour-hålla eller använda er av i framtiden.

Ingvar Bogdanoff, Hagconsult

Att sprängningen kan skada injekteringen det ondgör man sig alltid när man pratar om injektering och alltid så skriver man att sprängningen skadar injekteringen. Sprickutbredningen från slätsprängning är 0,3 m, ungefär. Den injekterade zonen utanför tunnlarna 2 m, mellan 2 och 5 m kanske. På mig förefaller det ju kanske något obefogad oro för att sprängningen skadar injekteringen och då frågar jag, har ni gjort någon undersökning eller utvärderat om spräng-

ningen skadar injekteringen och som följdfråga har jag då: varför slätspränger man inte i botten då. Och då svarar man naturligtvis att man kan inte ladda med gurit i bottenhålen. Men slätsprängning är ju inte bara gurit utan det räcker ju faktiskt att kanske borra lite tätare. Vad jag alldeles med säkerhet vet är att uppsprickningen minskar med tätare hålsättning. I en liten tunnel som Bolmentunneln kanske det räcker med 2 eller 3 extra hål i botten för att få en tillräcklig slätsprängningseffekt med kanske sprickutbredning på 0,3-0,5 m.

Göran Bäckblom, Sydkraft

Vi har inte undersökt de sprängda bottnarna vetenskapligt men läckaget sker i huvudsak från tunnelbotten.

Nils Tegner, JM

Vi den här tiden för 10 år sedan så höll man på med nedfartstunnlar till Bolmentunneln. Jag var då engagerad som representant för tunnelkonsortiet. Vi hade tillgång till Roy Stanfors mycket omfattande undersökningar och de visade t o m var man trodde att det skulle bli sprutbetong och bultning etc. Men det fanns ingenting angivet om var man skulle injektera någonstans. Helt enkelt - antar jag - därför att man inte visste detta. Det framgick inte heller av efterkalkylen i Göran Bäckbloms föredrag. Han visade hur mycket injektering det hade varit, men ingen jämförelse med vad man trodde innan. Men hur som helst - vi hade ingen anledning att tro att det var mera vatten här än i någon annan tunnel till att börja med. De vattenmängder som var uppsatta i handlingarna stämde väl överens med vår tidigare erfarenhet från andra objekt i Stockholm. 90 minutliter per kilometer, det bedömde vi inte som märkvärdigt. Sedan skulle vi då gå ned till ett relativt stort djup, 90 m, och vi hade den uppfattningen - som en gammal tumregel - att ju djupare man gick desto tätare var berget. Nedfartstunnlarna var väl i stort sett som vanligt också. Det var dock i två nedfartstunnlar som man hade vattenläckage. Och det klarade man av med vanliga metoder. Tills man senare kom ned på huvudnivån, där var det väldigt mycket vatten under hela byggnadstiden.

Nu undrar jag bara så här, håller inte den gamla tumregeln längre att berget är tätare ju djupare man kommer? Eller var det något alldeles speciellt för Bolmentunneln.

Hans Helfrich

Jag tror att jag har ett ganska generellt svar för så kan man inte resonera. Vattenföringen beror ju alldeles på vilken tektonik som kännetecknar området. Att betrakta Sverige eller svensk berggrund som ett homogenitetsområde med avseende på vattenföring är helt orimligt. I fallet Bolmen har man ett regionalt störningssystem som naturligtvis har ett stort djupgående. Det består i stort sett av mycket uthålliga vertikala slag och sprickor och förskjutningszoner och då har man helt andra vattenförhållanden än t ex i Sörmlandsgnejsen, där man måste leta efter vatten i bergrummen. Det har byggts många bergrum och det finns enbart lite vatten. Det finns inte regionala störningszoner. Vi har ett annat exempel, Linköping, där finns en regional förkastning i närheten som kommer ända från Närkesområdet och man hade haft en hel del vatten. Stora regionala störningszoner påverkar vattenföringen dramatiskt!

Roy Stanfors, Lunds Universitet

I stort sett håller jag väl med vad Hans Helfrich sagt i denna fråga och till Nils Tegner vill jag säga att det är alldeles riktigt att det inte fanns den detaljerade prognos för vatteninläckning och injektering som det fanns för sprutbetongförstärkning. Vad det däremot fanns var ett underlag med seismik och geologi som talade om just detta som Hans var inne på, att vi hade att räkna med de två regionala zoner som jag redovisade. Det intressanta är väl att det är just den här nord-nordostliga zonen, som jag pekade på, som tunneln tangerat framför allt i den mellersta delen, men som även har haft inflytande på stora delar av den övriga sträckan. Enligt min uppfattning har den helt enkelt verkat som en vertikal "matarledning" till Bolmentunneln och lett vattnet ned till de horisontella zonerna och sprickorna, vilket försvårat det hela. Det som kanske är nytt geologiskt sett är just dessa öppna sprickor i riktning nord-nordost, parallellt protoginzonen, som jag inte tror man har haft någon uppfattning om tidigare. Befinner man

sig inom en regional zon av detta slag så spelar det nog mindre roll för vatteninläckningen var man är på djupet.

Sten G-A Bergman

Göran Bäckblom nämnde här i sin mycket trevliga framställning om injekteringar - möjligen lite i förbigående - att man skulle se upp med tunnelbottnarna. Jag tycker det är en högst befogad varning för alla som håller på med att försöka producera täta tunnlar. Jag skulle dock gärna önska att Göran förtydligade sig och gick in lite mera på varför man skall göra detta. Vill Du göra det?

Göran Bäckblom

Det är klart att det går att spränga försiktigare i injekterade tunnelbottnar. Det bör föreskrivas i entreprenadhandlingarna om höga täthetskrav eftersträvas. Vi planerar ett kraftverk som förhoppningsvis skall byggas om något år. I projektet ingår en tunnel på 1 200 m som vi vill få "heltät", eftersom det senare kommer att byggas en pappersfabrik över tunneln.

Hans Helfrich

Jag skall tillägga angående Bergmans fråga och Bäckbloms svar. Jag har av en händelse fått se hur en tunnel ser ut i botten. Det var i Renströmsgruvan på 800 m nivån, där hade man en skärning av en tunnel och den såg ut så här.* Och då vet vi ju en sak att tunnelkonturen sprängs väldigt försiktigt. Finns det en viss uppluckring kanske uppe i taket används bultar för att ha allting på plats. Men i botten såg tunneln egentligen ut som en blockhög. Allt detta, det var inte fast berg. Egentligen är det en stor brunn som man har sprängt och plötsligen kan naturligtvis vattnet skjuta till. Därför säger jag också att när man opererar med modeller då skall man utgå från tunnelns slutform. I verkligheten finns inte spänningskoncentrationer nere i botten. De ritade hörnen existerar inte i verkligheten.

Sten G-A Bergman

Om du nu hade förinjekterat den här tunneln före utsprägningen, vad hade då hänt? Vad tror du förinjekteringen i botten hade haft för funktionsduglighet efter bergschaktningen?

Hans Helfrich

Jag skulle vilja säga att med den sprängningsteknik man tillämpar så hade man nog skjutit sönder den.

Tomas Franzén

Jag är övertygad om att det finns delade meningar om detta och jag har nu ett förslag och det är att vi ajournerar den här diskussionen till om ca 1 år.

# BERGKLASSIFICERING
# Rock Classification

# BERGKLASSIFICERING

Prof. Håkan Stille

Herr ordförande, ärade bergklassificerare av olika sorter. Vem minns inte den gamle bergmästaren som med sin kloka blick och sitt delvis orakelmässiga uttalande beskrev bergmassans kvalitet och förstärkningsbehov. Svårigheten med dessa uttalanden var att de var starkt subjektiva. Därmed har det varit svårt för oss att direkt ta till vara deras erfarenhet. Ett behov har därför funnits att försöka systematisera den här erfarenheten om berggrunden, berggrundens kvalitet och åtgärder till något mer generell form. Problematiken har funnits ute i världen och under de senaste tio åren har det därför vuxit fram ett flertal internationella klassificeringssystem. Värderingen av bergmassans kvalitet, klassificeringen av den, är dock inget mål i sig utan det är ett medel att gå ifrån de ingenjörsgeologiska förutsättningarna till en prognos av förstärkningsbehov, tätningsbehov, stabilitetsproblem eller också drivningsproblem och drivningsförhållanden. Vi kommer här i dag att prata om - eftersom det är bergmekanikdagen - klassificeringar och bergklassificeringar i anslutning till i första hand stabilitet och förstärkning. Det finns två vägar att gå för att bedöma förstärkningsbehovet. En väg innebär att man via bedömningar av bergmassans kvalitet uppskattar med hjälp erfarenhet (empiriska regler) erforderlig förstärkning. Ett annat sätt är att via beräkningar uppskatta erforderlig förstärkning. En viktig del är därvid bergmassans egenskaper och även här har det visat sig att det är en framkomlig väg att man använder någon form av klassificering av bergmassan för att bestämma egenskaperna. Vi kommer i dag att höra fyra olika föredrag som på olika sätt belyser den här problematiken. Första föredraget handlar om borrhålsradar, ett sätt att se genom berg för att försöka fastställa förutsättningarna. Nästa föredrag som handlar om uppföljning och förundersökningar för SFR-lagret i Forsmark är ett sätt att gå på helheten utan att gå in alltför mycket på klassificeringssystemet. Det tredje föredraget som handlar om bergklassificering för hållfastighetsbestämning i gruvor är ett exempel på att använda beräkningar för stabilitetsanalys. Och till slut det sista föredraget som handlar om klassificering av unga vulkaniska

bergarter vid kraftverksbygge i Indonesien, som handlar om helheten, dvs användningen av de internationella systemen från ingenjörsgeologisk förutsättning till en prognos på stabilitet och förstärkningar. Och med det skulle jag väl hälsa den första föredragshållaren välkommen hit på podiet. Det är docent Olle Olsson från SGAB som alltså kommer att prata om Borrhålsradar - ett sätt att se genom berg.

# BORRHÅLSRADAR - ETT SÄTT ATT SE GENOM BERG

Borehole radar - a method of seeing through rock

Docent Olle Olsson, Sveriges Geologiska AB (SGAB), Uppsala

## INLEDNING

De radarsystem som används för geologisk karakterisering i olika former arbetar normalt inom frekvensområdet 10-900 MHz. Markradarsystem används till exempel för studier av tjälutbredning, jorddjupsbestämningar, torvinventeringar, grundvattenkartering och detektion av nedgrävda rör och kablar (se t. ex. Annan och Davis, 1976, Ulriksen, 1982). Kommersiella markradarsystem har funnits tillgängliga sedan mitten av 70-talet och ungefär vid denna tid påbörjades även utvecklingen av borrhålsradarsystem.

Radar har i saltgruvor använts både i borrhål och från orter för att detektera sprickor, saltgränser, samt orter och borrhål (Thierbach, 1974, Unterberger, 1978, Nickel, Sender, Thierbach och Weichart, 1983). Dämpningen av radarvågor i bergsalt är mycket liten och i salt är det möjligt att erhålla radarräckvidder på flera kilometer. I kristallint berg är dämpningen dock avsevärt högre och för att nå acceptabla räckvidder i sådant berg ställs väsentligt större krav på radarsystemen. System för kristallint berg har bland annat utvecklats av Nilsson (1983) och Wright och Watts (1982).

Utvecklingen av det radarsystem som beskrivs i denna artikel har skett inom ramen för det internationella Stripaprojektet. Stripaprojektet har till syfte att utveckla teknik som är av betydelse fÖr säkerheten i samband med slutförvaring av högaktivt radioaktivt avfall. Projektet bedrivs inom ramen för OECD/NEA-samarbetet och för närvarande deltar 9 länder. Ett av de forskningsprogram som ingår i projektets fas 2, vilken påbörjades 1983, är det så kallade mellanhålsprogrammet. Det syftar till att utveckla tekniker för att detektera och karakterisera sprickzoner på avstånd från tillgängliga borrhål. Mellanhålsprogrammet innefattar utveckling av utrustning och tolkningsförfaranden samt fältförsök med radar, seismik och en ny hydraulisk mätmetod. Denna artikel syftar till att beskriva borrhålradartekniken och de resultat som uppnåtts inom projektets ram samt en del andra resultat av intresse.

## RADARVÄGORS UTBREDNING I BERG

Radarvågorna är elektromagnetiska vågor och påverkas således av bergets elektriska egenskaper. De väsentliga egenskaperna är i detta fall dielektricitetskonstanten och den elektriska ledningsförmågan. Ett radarsystem måste konstrueras så att den använda frekvensen ger både acceptabel upplösning och godtagbar räckvidd. Den bästa upplösning som kan förväntas kommer att bli av samma

storleksordning som våglängden och räckvidden bestäms i huvudsak av mediet, dvs. berg- eller jordarten. Det bör observeras att även om upplösningen är ungefär en våglängd så kan väsentligt mindre föremål detekteras om de har stor kontrast i elektriska egenskaper i förhållande till omgivningen.

De elektriska egenskaperna hos olika bergarter vid radarfrekvenserna skiljer sig väsentligt från de vid låga frekvenser. I de flesta fall är den elektriska ledningsförmågan väsentligt högre vid radarfrekvenser medan dielektricitetskonstanten är något lägre. En av de relativt få mätningar som redovisats om bergarters egenskaper vid höga frekvenser ha utförts av Cook (1975) och den visar att det bör gå att uppnå godtagbara radarräckvidder i granit, kalksten och vissa typer av kol (storleksordningen 100 m). Användbara men kortare räckvidder borde kunna uppnås i gips och torra sandstenar. Cook visade också att räckvidden bör avta med ökande frekvens beroende på att ledningsförmågan och därmed dämpningen ökar med frekvensen. Den elektriska ledningsförmågan i många bergarter beror väsentligen på vattenhalten och vattnets elektriska egenskaper är således av stor betydelse. Nilsson (1978) har visat att dämpningen i vatten är i stort sett oberoende av frekvensen upp till 100 MHz men för högre frekvenser stiger dämpningen snabbt. Genom att använda radarfrekvenser under 100 MHz borde således rimliga räckvidder kunna erhållas även i berg med hög vattenhalt (Olsson och Sandberg, 1984). Frekvenser under 100 MHz motsvarar våglängder i berg av storleksordningen några meter, vilket medför acceptabel upplösning i de flesta fall.

## BESKRIVNING AV RADARSYSTEMET

Det radarsystem, RAMAC, som tagits fram av SGAB inom Stripa-projektets ram är ett kortpulssystem, dvs. den utsända pulsen har en längd som är av storleksordningen en våglängd, och det fungerar i princip på följande sätt: En kort strömpuls skickas ut på en sändarantenn som genererar en elektromagnetisk puls som utbreder sig genom berget. Strömpulsen är så kort som möjligt för att ge hög upplösning. En mottagare med en likadan antenn som sändaren tar emot den utsända pulsen, förstärker signalen och registrerar dess styrka som funktion av tiden. Placeringen av mottagaren är valfri, den kan antingen placeras i samma hål som sändaren eller i något annat borrhål. Med borrhålsradarsystemet kan avståndet (gångtiden) till en reflektor, reflexens styrka och dämpningen av den direkta vågen mellan sändare och mottagare mätas (Olsson, Forslund, Lundmark, Sandberg, Falk, 1985).

Radarsystemet består av fyra olika delar:

* en mikrodator med två 5-tums flexskiveenheter (alternativt 20 Mbyte Winchester) för kontroll av mätningen, datalagring, presentation av resultat direkt i fält och signalanalys.

* en kontrollenhet som sköter om generering av trigsignaler, kommunikation med borrhålssonderna samt medelvärdesbildning (stacking) och lagring av en enskild mätning.

* en borrhålssändare för att skicka ut de korta radarpulserna.

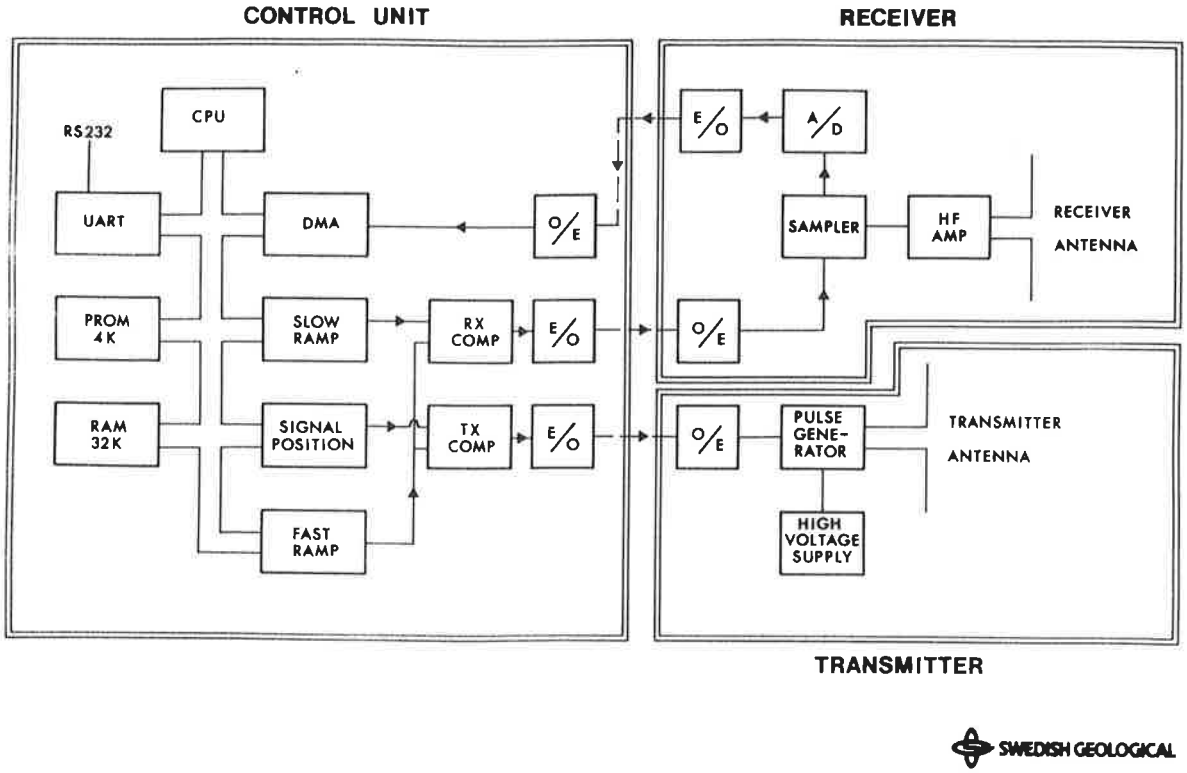
* en borrhålsmottagare för mottagning, förstärkning och digitalisering av radarsignalerna.

Antenner har tagits fram för följande centrumfrekvenser: 25, 45 och 60 MHz.

Ett blockschema över kontrollenhet, sändare och mottagare visas i Figur 1 och systemets tekniska specifikationer finns sammanfattade i Tabell 1.

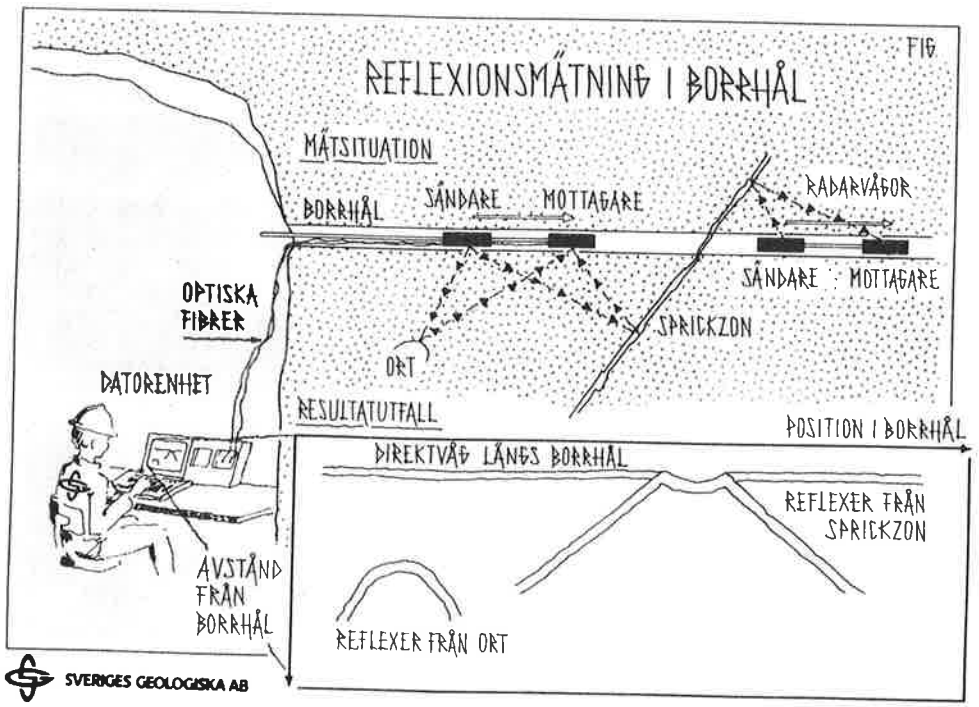
Table 1. Technical specifications for the RAMAC borehole radar system.

| | |
|---|---|
| **General** | |
| Frequency range | 20-80 MHz |
| Total dynamic range | 150 dB |
| Sampling time accuracy | 1 ns |
| Maximum optical fiber length | 1000 m |
| Maximum operating pressure | 100 Bar |
| Operating temperature range | 0-40 $^{o}$C |
| Outer diameter of transmitter/receiver | 48 mm |
| **Transmitter** | |
| Peak power | 500 W |
| Operating time | 10 h |
| Length | 4.8 m |
| Weight | 16 kg |
| **Receiver** | |
| Bandwidth | 10-200 MHz |
| A/D converter | 16 bit |
| Least significant bit at antenna terminals | 1 uV |
| Data transmission rate | 1.2 MBaud |
| Operating time | 10 h |
| Length | 5.4 m |
| Weight | 18 kg |
| **Control unit** | |
| Microprocessor | RCA 1806 |
| Clock frequency | 5 MHz |
| Pulse repetition frequency | 43.1 kHz |
| Sampling frequency | 30-500 MHz |
| No of samples | 256-4096 |
| No of stacks | 1-32767 |
| Time window | 0-11 us |




Figur 1. Blockschema för borrhålsradarsystemet RAMAC.

Figure 1. Block diagram for the borehole radar system RAMAC.




Figur 2. Princip för reflektionsmätning med borrhålsradar.

Figure 2. Principle of the borehole reflection radar and the patterns generated by plane and point reflectors.

Kontrollenheten fungerar i princip som ett digitalt samplings-oscilloskop, dvs. för varje utsänd puls registrerar mottagaren bara ett värde (sample) vid en given tidpunkt. När nästa puls skickas ut så registreras ett nytt värde som förskjutits något i tiden. Efter att antal pulser erhålles således en registrering av hela tidsförloppet.

Borrhålssonderna kommunicerar med kontrollenheten via optiska fibrer. Två fibrer används för att skicka tidsinformation från kontrollenheten till sonderna och en fiber för att skicka data från mottagaren till kontrollenheten. En speciell borrhålskabel har tagits fram för att tåla de påfrestningar mätningar i borrhål innebär.

Mätförfarandet med RAMAC är förhållandevis enkelt. Efter initialisering av en dataskiva och val av vissa systemparametrar så stoppas borrhålssonderna ner i hålet och mätningen påbörjas. Mätningen sker sedan i det närmaste helt automatiskt. Vid varje mätpunkt hålls sonderna stilla i hålet. När mätningen är färdig ger datorenheten en signal till operatören att flytta till nästa mätposition och på detta sätt fortsätter det tills mätningen av hålet är färdig. Mätpunktsavståndet är normalt 1 m och varje mätning tar mellan 20 och 40 sekunder bl.a. beroende på antalet samples. Detta betyder att mäthastigheten blir ungefär 100 m borrhål i timmen.

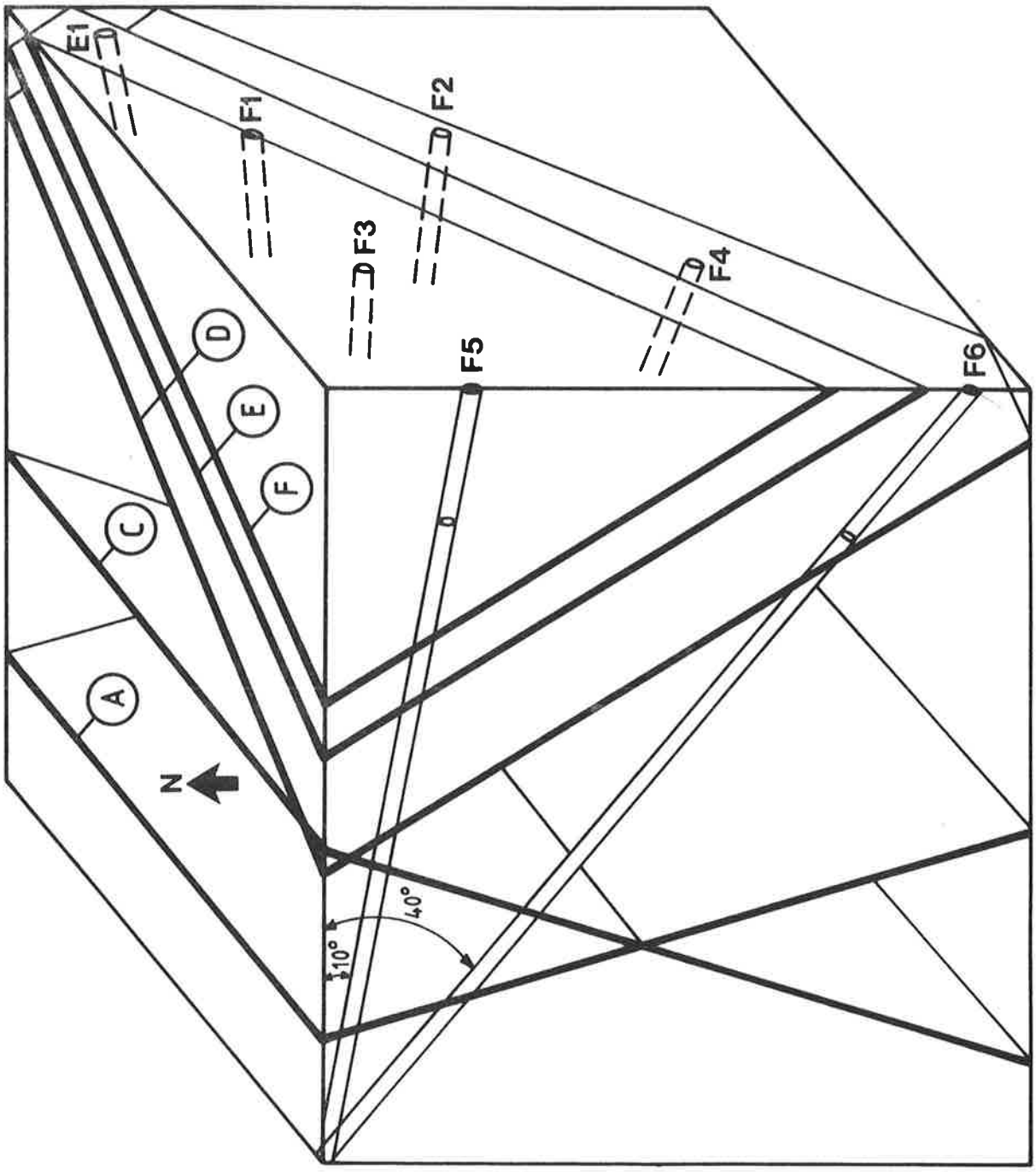
RAMAC-systemet har varit i drift sedan sommaren 1984 och sedan dess har ett omfattande mätprogram genomförts med både enhålsoch mellanhålsmätningar. Mätningar har utförts i Stripa, Finnsjön, Ävrö och Grimsel (Schweiz), totalt motsvarande en borrhålslängd av c:a 100 km.

## RESULTAT FRÅN REFLEKTIONSMÄTNINGAR

Vid en reflektionsmätning sänks sändare och mottagare succesivt ner i samma borrhål på konstant avstånd från varandra (Figur 2). Resultatet redovisas i form av ett diagram där sondernas läge i borrhålet visas längs ena axeln och avståndet från hålet längs andra axeln. Den mottagna signalens amplitud visas i gråskala, där svart svarar mot stor positiv signal, vitt stor negativ signal och grått liten signal. När sändare och mottagare flyttas i hålet ändras avståndet till reflektorerna i borrhålets närhet och ger upphov till ett karakteristiskt mönster i diagrammet. Sprickzoner, som är i stort sett plana reflektorer, ger upphov till två linjer i v-form och en punktformig reflektor ger upphov till en hyperbellinje.

På grund av borrhålens små dimensioner används dipolantenner, vilket medför att bilden i Figur 2 har cylindrisk symmetri. Detta medför att man inte kan få en fullständig bestämning av en sprickzons orientering genom att mäta bara i ett hål, men genom att kombinera resultaten från flera närliggande hål kan en bestämning av zonens orientering i allmänhet ske (Olsson, Falk, Sandberg, Carlsten, Magnusson, 1985). Utvecklingsarbete pågår för närvarande för att konstruera en antenn med riktverkan så att en sprickzons strykning och stupning ska kunna bestämmas genom mätning i endast ett hål.

På 360 m nivån i Stripa har det borrats sju hål som utgår från i




Figur 3. Borrhålskonfiguration och läget för några av sprickzonerna i Stripa gruva.

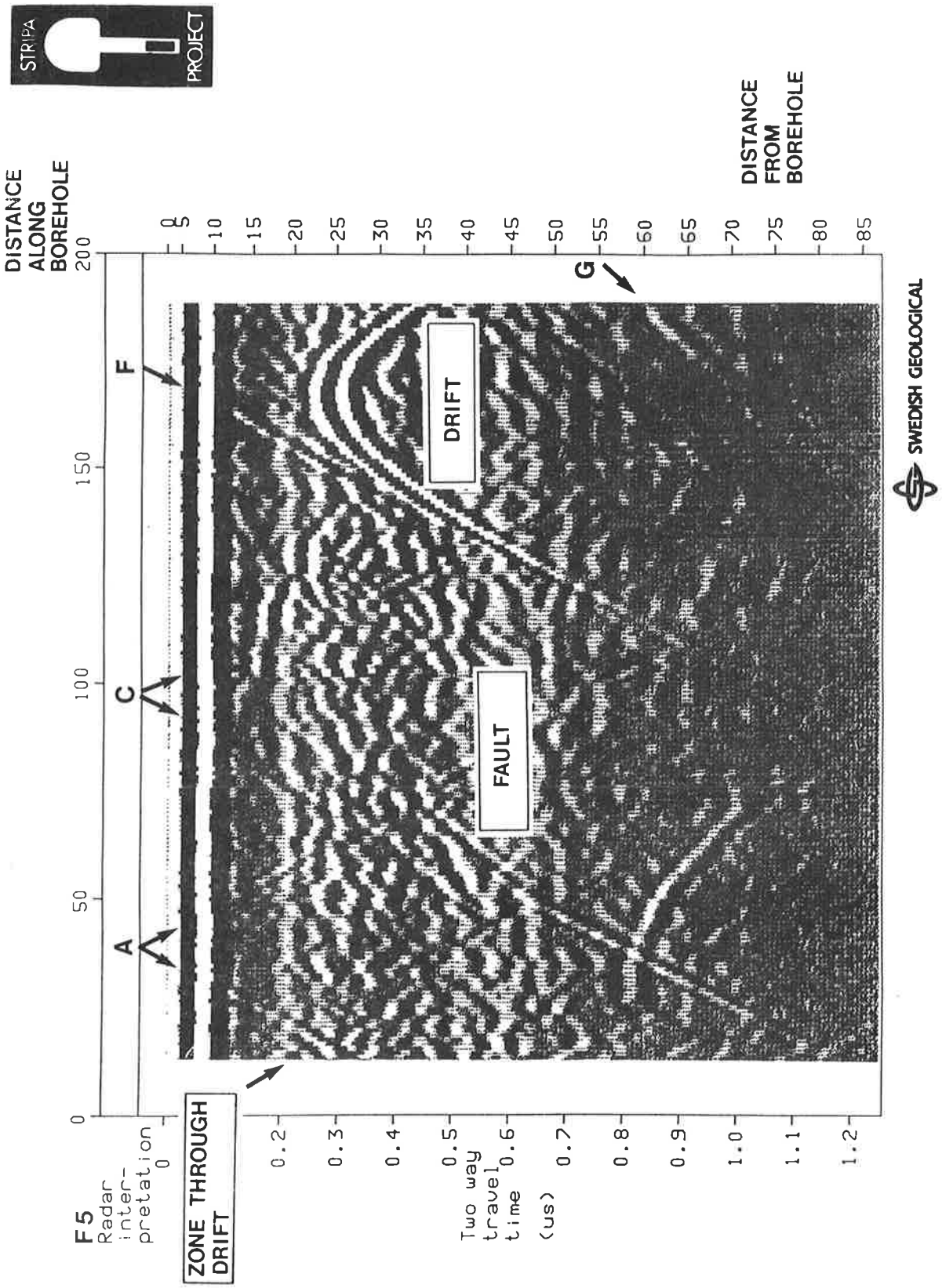
Figure 3. The configuration of the boreholes and some of the fracture zones.

stort sett en punkt och spänner upp en liggande pyramid (Figur 3). Borrhålen är mellan 200 och 250 m långa och det största avståndet mellan hålen (pyramidens bas) är ungefär 200 m. Ett omfattande undersökningsprogram med standardmetoder (kärnkartering, geofysisk logging och hydraultester) har genomförts i dessa borrhål med syftet att ta fram en databas som kan utgöra en referens mot vilken radarresultaten och andra mellanhålsudersökningar kan jämföras (Carlsten, Magnusson och Olsson, 1985). Genom att korrelera resultaten från de olika borrhålen har vi byggt upp en bild av sprickzonernas läge i försöksområdet. Bergarten är granit och zonerna karakteriseras av varierande grad av tektonisering (brecciering och mylonitisering) och förhöjd hydraulisk konduktivitet.

I Figur 4 visas resultatet av en reflektionsmätning i borrhålet F5 i Stripa med centrumfrekvensen 25 MHz. I figuren framträder flera linjära strukturer som motsvaras av sprickzoner. I denna mätning kan zonerna följas ut till ett avstånd av ungefär 80 m från borrhålet. Vid en mätning i borrhålet V1 i Stripa har sprickzoner detekterats på ett avstånd av upp till 115 m (Falk, Sandberg och Olsson, 1985). I Figur 4 framträder en förkastning av zon ´C´ på ett avstånd av c:a 30 m från hålet mycket tydligt. Zon ´C´ är den mest markanta zonen inom den undersökta pyramiden och den har en bredd som varierar mellan 1 och 8 m. Vid en borrhålslängd av 175 m framträder en stark reflex med hyperbelform. Denna reflex orsakas av en ort som går vinkelrätt mot borrhålet och således uppträder som en punktreflektor. Det är också av intresse att notera att det är möjligt att detektera zoner som inte skär borrhålet. Ett exempel på detta är zon ´G´ som skulle skära borrhålet vid 268 m om det hade borrats så långt.

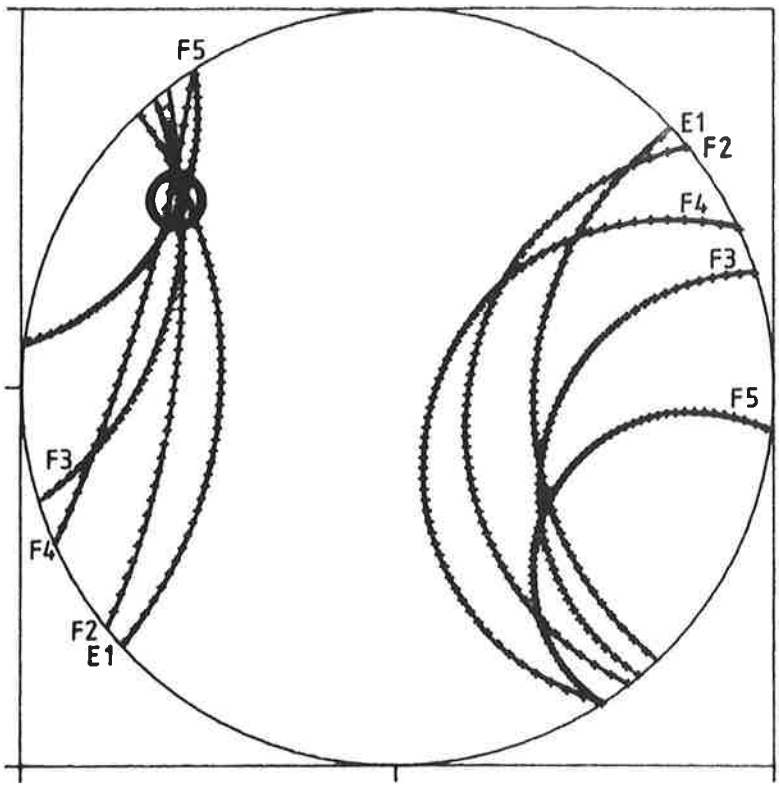
Ur en radarmätning kan man bestämma skärningsvinkeln mellan sprickzonen och borrhålet. Detta sker med ett beräknat nomogram med vilket reflexerna jämförs. Den sökta skärningsvinkeln kan då avläsas direkt. Det bör dock observeras att noggrannheten i bestämningen varierar: för zoner som skär borrhålet under en flack vinkel kan bestämningen göras på några grader när medan för zoner som är i stort sett vinkelräta mot hålet blir osäkerheten tiotals grader. En bestämning av vinkeln mellan ett hål och ett sprickplan innebär att sprickplanet fortfarande kan rotera runt en konisk yta. Alla möjliga orienteringar för sprickplanets normal bildar då en cirkel på enhetssfären. Denna cirkel kan med fördel representeras med en Wulffprojektion. Om skärningsvinkeln för samma zon kunnat bestämmas i flera hål så erhålles flera cirklar och deras skärning ger då en unik bestämning av sprickzonens orientering. Ett exempel på en sådan analys ges i Figur 5 där radarvinklarna för en zon som skär orten från vilken borrhålen borrats (´zone through drift´ i Figur 4) visas. Bestämningen av zonens orientering och läge är entydig (obs att denna zon inte skär något av hålen) och den har också återfunnits på rätt plats och med rätt orientering i orten.

I Figur 6 visas resultatet från en mätning i F3 med centrumfrekvensen 60 MHz. På grund av den högre frekvensen blir upplösningen bättre och det är möjligt att se en hel del detaljer i bilden, vilket gör att den för ett otränat öga kan framstå som ´grötig´. Räckvidden vid denna frekvens är ungefär 50 m jämfört med ungefär det dubbla vid 25 MHz. Zonerna ´A´ och ´C´ framträder tydligt även vid den högre frekvensen. Vid 60 MHz ger de närliggande borrhålen (F1, F2, E1, F4 och F5) tydliga reflexer medan de inte



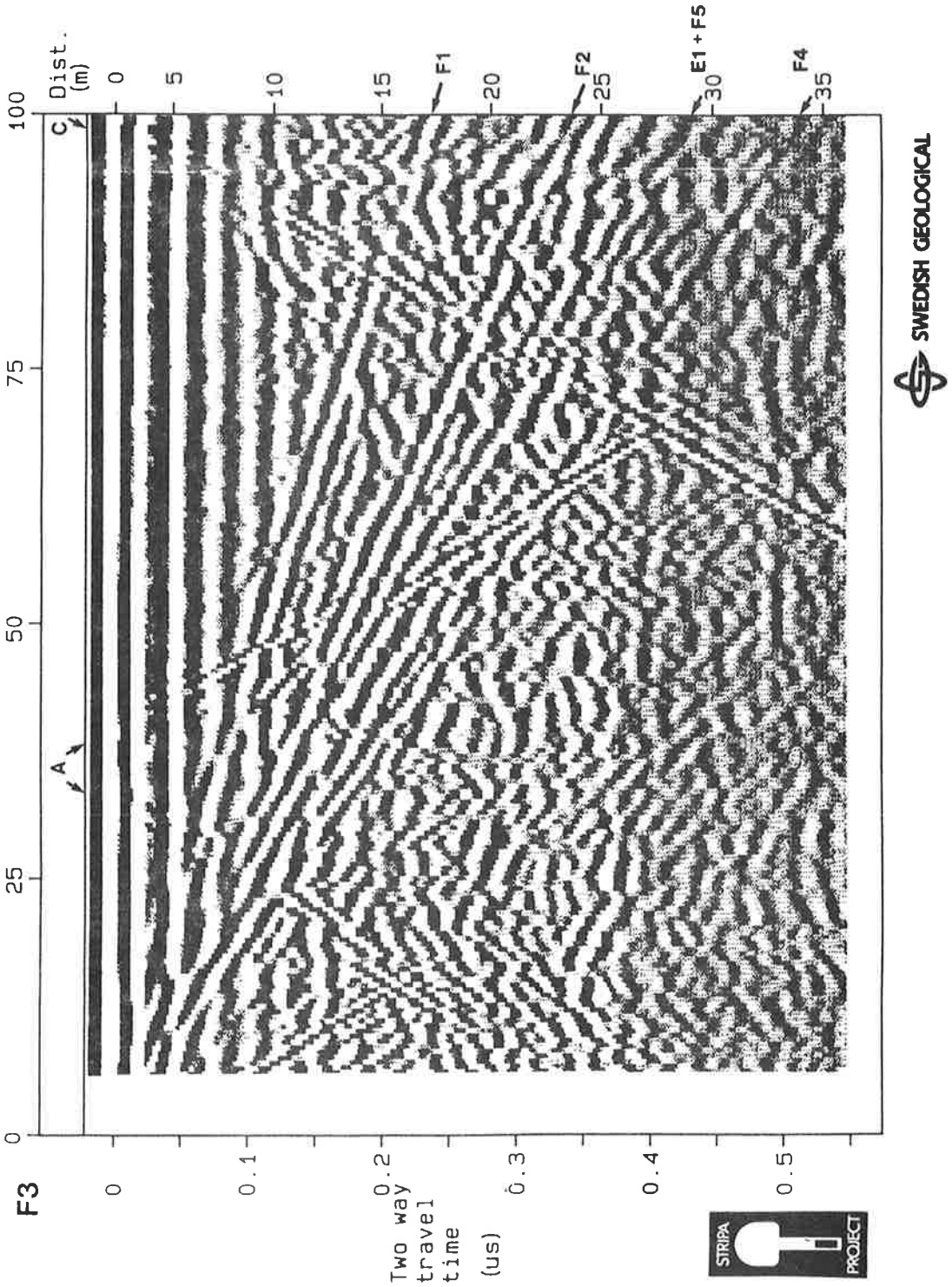

Figur 4. Resultat från reflektionsmätning i borrhålet F5 med centrumfrekvensen 25 MHz.

Figure 4. Radar map from borehole F5 (25 MHz) with the fracture zones indicated.



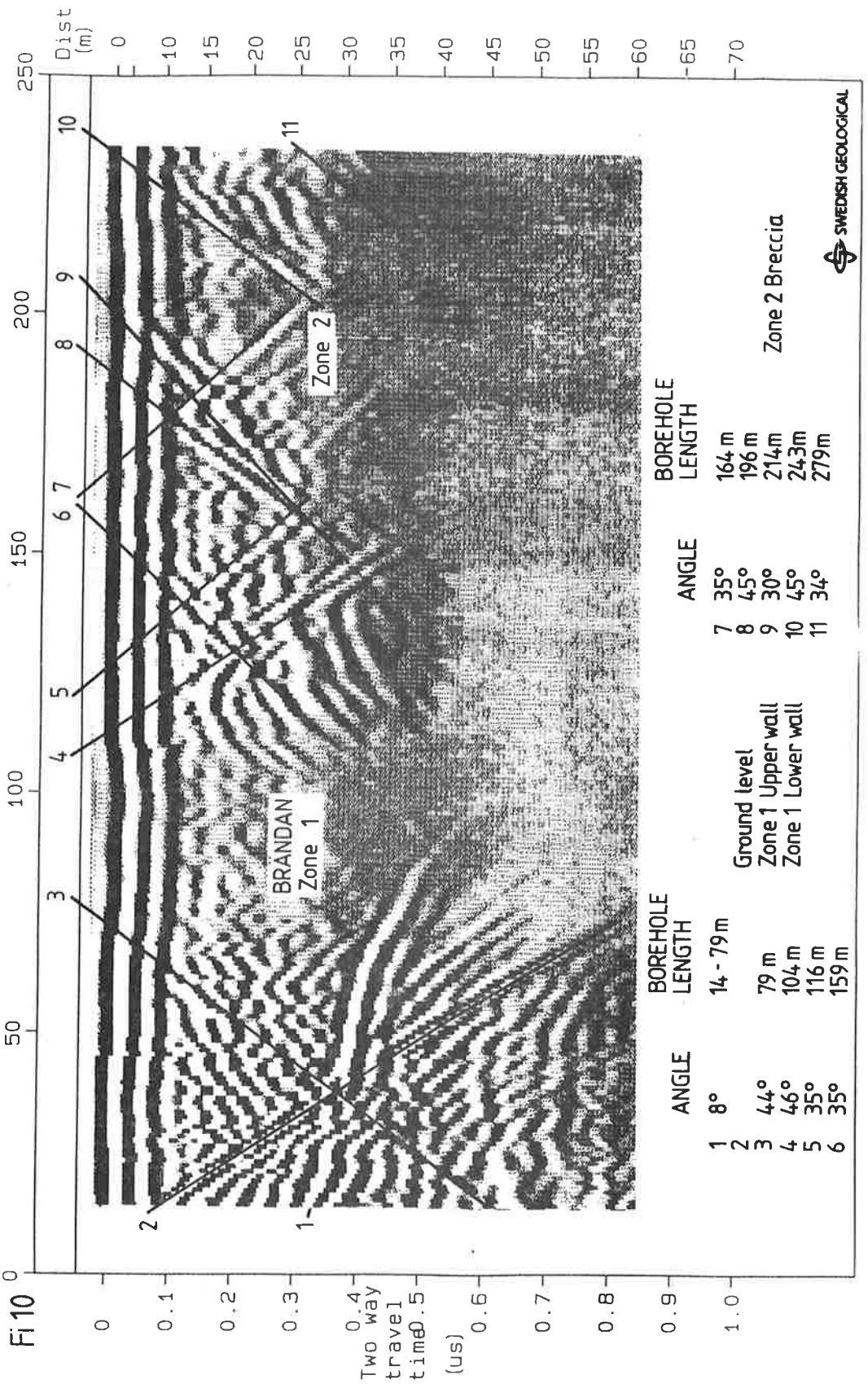

Figur 5. Wulffdiagrammet som använts för att bestämma orienteringen för den sprickzon som skär orten.

Figure 5. The Wulff diagram used to determine the orientation of the fracture zone passing through the site.




Figur 6. Resultat från reflektionsmätning i borrhål F3 med centrumfrekvensen 60 MHz. Reflexerna från de närliggande borrhålen och några sprickzoner har markerats.

Figure 6. Radar map from borehole F3 measured at a frequency of 60 MHz. The reflexes from the adjacent boreholes and some of the fracture zones have been indicated.




Figur 7. Resultat från reflektionsmätning i borrhål Fi 10, Finnsjön, med centrumfrekvensen 25 Mhz.

Figure 7. Radar map from borehole Fi 10 at the Finnsjö site measured with a center frequency of 25 MHz.

synts alls vid 25 MHz. Borrhålen är 76 mm i diameter och fyllda med vanligt grundvatten med en salthalt av ungefär 150 ppm. Vid denna frekvens har radarn således en mycket god upplösning.

Ett relativt omfattande mätprogram med RAMAC har även utförts inom ramen för det så kallade ´sprickzonsprojektet´ som utförs av SGAB på uppdrag av SKB (Tiren, Ahlbom och Stråhle, 1985). Projektet genomförs i Finnsjön i norra Uppland. Huvudbergarten i området är granodiorit. Ett exempel på radarresultat från detta område visas i Figur 7. Borrhålet (Fi 10) är borrat med $50^{o}$ stupning från markytan, vilken ger upphov till en stark reflex (´2´). En mindre zon (´1´) i det närmaste parallell med hålet ger även den upphov till en stark reflex. I samband med att hålet skär zon ´1´ minskar radarräckvidden till 25-30 m. Detta beror dels på att zonen består av dåligt berg men också på att grundvattnet blir salt under denna zon (salthalten är ungerfär dubbelt så stor som i Ålands hav). Reflexer erhålles i huvudsak från zonernas begränsningsytor. I detta fall är porositeten i zonerna så hög att radarvågens hastighet minskar och en fördröjning av direktvågens ankomst kan observeras.

## RESULTAT FRÅN MELLANHÅLSMÄTNINGAR

Vid en mellanhålsmätning placeras sändare och mottagare i skilda borrhål. Hastigheten och amplituden hos den radarpuls som går direkt från sändaren till mottagaren ger information om bergets egenskaper mellan borrhålen. Efter direktpulsen kan man ofta observera signaler som reflekterats från någon sprickzon och på så sätt kan information erhållas om en relativt stor volym i anslutning till borrhålen.

I Figur 8 visas ett exempel på en registrering från en mellanhålsmätning mellan borrhålen E1 och F2. Sändaren har vid denna mätning varit placerad i F2 vid en borrhålslängd av 190 m och mottagaren har varit placerad i E1, där mätningar skett varannan meter. För varje mätpunkt visas signalen som en funktion av tiden på samma sätt som för enhålsmätningarna. Den båge (hyperbel) som bildas av direktpulsen beror på att avståndet mellan sändare och mottagare ändras när mottagaren flyttas i E1. I denna figur kan man också observera reflexer från två sprickzoner (´C´ och ´D´). Den geometriska information som erhålles från dessa reflexer kan analyseras på ungefär samma sätt som de vinklar som erhålles från enhålsmätningar.

En mellanhålsmätning kan även användas för bestämning av den genomsnittliga hastigheten och dämpningen. På detta sätt kan alltså den hastighetskalibrering erhållas som är nödvändig för att bestämma skärningsvinklar mellan borrhål och sprickplan i en enhålsmätning. I Stripa har hastigheten bestämts till 120 m/us och dämpningen till 28 dB/100 m.

Mellanhålsmätningar kan också utvärderas med så kallad tomografisk analys, både med avseende på hastighet och dämpning. I en tomografisk analys indelas planet mellan borrhålen i ett antal celler. Syftet med den tomografiska analysen är sedan att bestämma de fysikaliska egenskaperna i varje cell, dvs. våghastighet eller dämpning. En förutsättning för att kunna bestämma en cells egenskaper är att mätningar utförts för så pass många olika kombinationer av sändar- och mottagarpositioner att flera strålar

skär samma cell.

Ett exempel på en tomografisk analys av dämpningen ges i Figur 9. Mätningen är gjord mellan borrhålen F4 och F5 i Stripa. Sändaren var placerad i F5 och flyttades i 4 m steg i intervallet 50-190 m medan mottagaren flyttades med samma steglängd i intervallet 60-200 m i F4. Detta förfarande resulterar i totalt 1296 strålar. Den tomografiska analysen har utförts med ett program utvecklat på FOA (Ivansson, 1985). I figuren motsvaras de mörka partierna av hög dämpning, dvs. sprickzoner eller dåligt berg, medan de ljusa motsvarar låg dämpning.

## SLUTSATSER

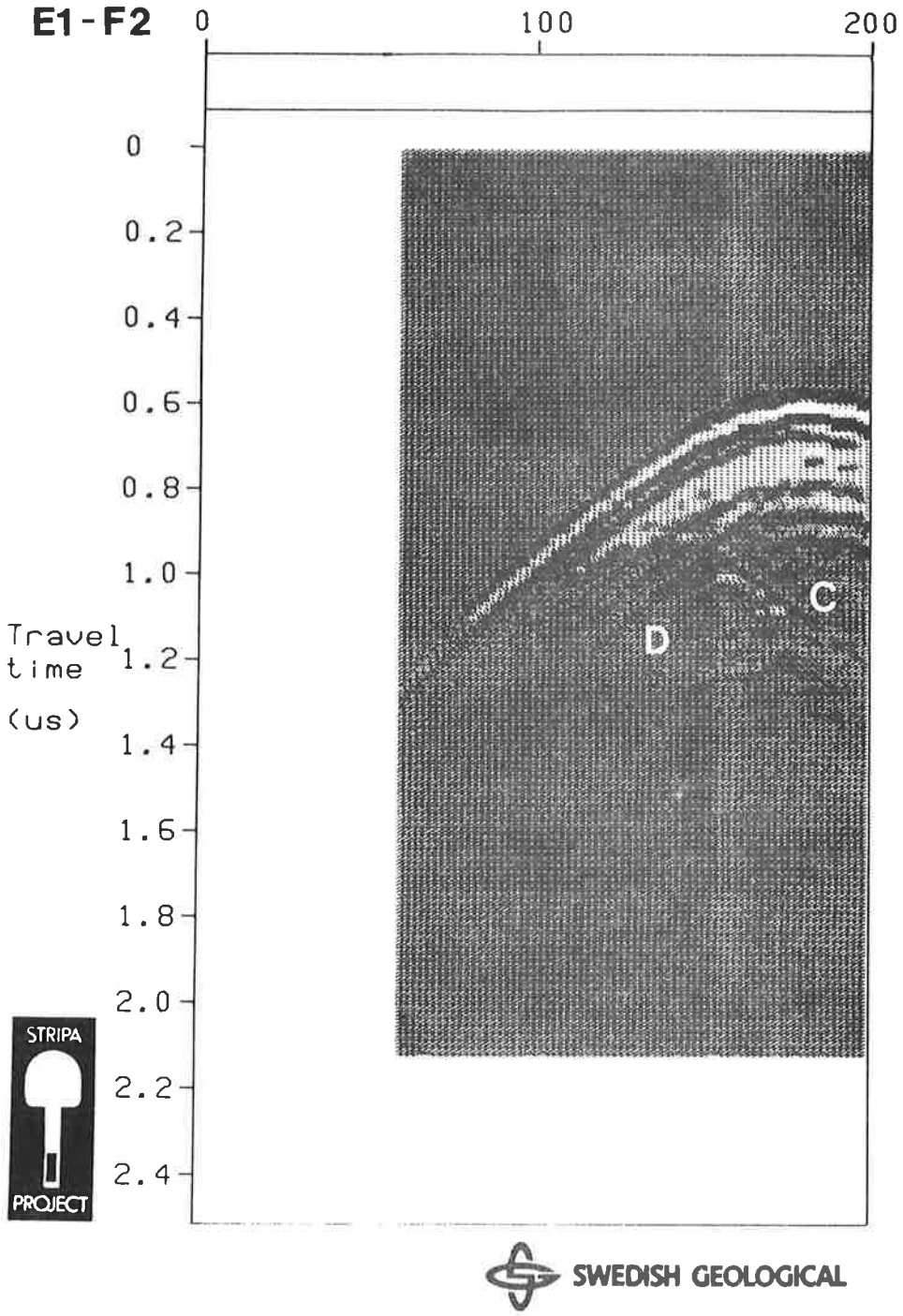
Med det nyutvecklade borrhålsradarsystemet, RAMAC, har reflexer från sprickzoner kunnat detekteras på över hundra meter får ett borrhål. Radarns räckvidd är beroende av den bergart i vilken mätningen sker och på bergets kvalitet (vattenhalt). Vid reflektionsmätningar i graniter och gnejser kan räckvidder på mellan 30 och 100 m förväntas och i gynnsamma fall upp till 150 m. Mellanhålsmätningar kan utföras då avståndet mellan borrhålen är ungefär 200 till 250 m och i gynsamma fall upp till 300 m.

De omfattande försök som genomförts i Stripa gruva visar att sprickzoners lägen och orientering går att bestämma med radarmätningar. Resultaten från radarmätningarna har visat en mycket god överensstämmelse med vad som var känt om sprickzonerna från undersökningar med standardmetoder. Det är även möjligt att detektera sprickzoner och hålrum som inte penetrerats av något borrhål. Reflektionsmätningarna har hög upplösning men har hittills endast givit kvalitativ information om zoners egenskaper. Mellanhålsmätningar har en något sämre geometrisk upplösning men i gengäld erhålles ett kvantitativt mått på bergets egenskaper.

Genom sin höga upplösning, som är av storleksordningen meter, och sin stora räckvidd är radarn ett unikt instrument för att kartlägga strukturer i berget som sprickzoner, bergartsgränser och hålrum. Då radarn utnyttjar vågegenskaperna hos det elektromagnetiska fältet finns det fog för att säga att radar "ser" genom berget. En förmåga att "se" genom berget öppnar ju helt nya möjligheter i många av de tillämpningar där man är intresserad av att utnyttja berget. I samband med förundersökningar för berganläggningar kan man i många fall gå från tro (extrapolation) till vetande (interpolation). Borrhålsradar är ett nytt instrument med hög potential som bör kunna ge mycket information, t.ex. i samband med byggande av bergrum och tunnlar, prospektering, detektion av malmgränser vid gruvbrytning och konstruktion av större anläggningar t.ex. kraftverksdammar.

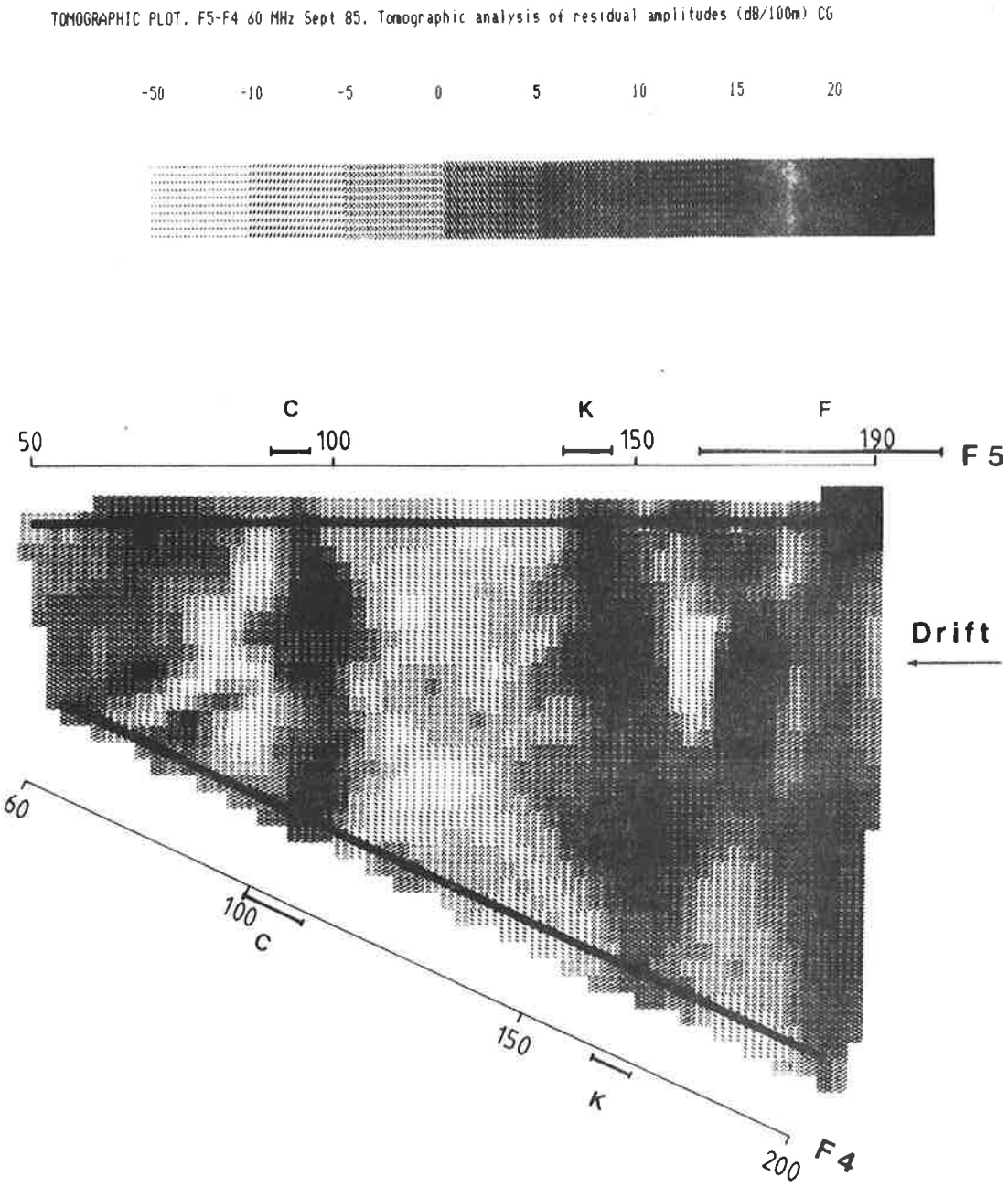
## EFTERSKRIFT

Utvecklingen av borrhålsradarsystemet har genomförts av en projektgrupp där Lars Falk, Olof Forslund, Lars Lundmark och Eric Sandberg ingått jämte författaren. Projektgruppen vill rikta ett varmt tack till Bruno Nilsson, Boliden Mineral AB, för att vi fått ta del av hans stora erfarenhet på radarområdet. Ett varmt tack riktas också till de organisationer som finansierat utvecklingsarbetet via Stripaprojektet och deras representanter i




Figur 8. Resultat från en mellanhålsmätning där sändaren placerats vid 190 m i F2 och mottagaren förflyttats i E1.

Figure 8. Radar map obtained from a crosshole measurement with transmitter at a borehole depth of 190 m in F2 and receiver moved along E1.




Figur 9. Resultat från tomografisk inversion av amplituder erhållna från en mellanhålsmätning mellan F4 och F5.

Figure 9. Result from tomographic inversion of attenuation data obtained a the crosshole measurement between F4 and F5.

TSG-gruppen som stött och uppmuntrat oss i vårt arbete. Svensk deltagare i Stripaprojektet är Svensk kärnbränslehantering (SKB), som även står för den övergripande projektledningen.

## SUMMARY

A borehole pulse radar system has been developed as a part of the International Stripa Project with the objective to identify and characterize fracture zones at a considerable distances from the borehole. The radar uses very short pulses of electromagnetic energy, which are transmitted and received by dipole antennas inserted into the boreholes. The system uses center frequencies of 20-60 MHz corresponding to wavelengths of a few meters in rock.

Reflection measurements have been used to identify fracture zones and determine their position and orientation. The zones often cause strong and well defined reflections presumably originating from the resistivity change at the edges of the zones. The orientation of the zones can be determined by combining data from several boreholes in a step by step procedure. During measurements at Stripa reflections from fracture zones have been observed more than 100 m from the borehole.

The borehole radar system can also be used in crosshole configurations to collect data suitable for tomographic analysis. A tomographic inversion, which can be made of both traveltime and amplitude data, will give information on the extent of fracture zones in the plane spanned by the boreholes and a quantitative estimate of the electrical properties of the zones. Reflections will also be registered in crosshole surveys and can be analyzed together with single hole reflection data to describe the inhomogeneities in a given rock volume.

The radar has been applied at a number of sites and found to be an efficient instrument for locating fracture zones. A detailed knowledge of the geometry of fracture zones could open new possibilities for the interpretation of hydraulic measurements in fractured media.

## REFERENSER

Annan, A. P., Davis, J. L., 1976. Impulse radar sounding in permafrost. Radio Science 11, 383-394.

Carlsten, S., Magnusson, K.-Å., Olsson, O., 1985. Crosshole investigations - Description of the small scale site. Stripa Project IR-85-05, SKB, Stockholm.

Cook, J. C., 1975. Radar transparencies of mine and tunnel rocks. Geophysics, 40, 865-886.

Falk, L., Sandberg, E., Olsson, O., 1985. An analysis of the orientation of fracture zones using radar data. Stripa Project Quarterly Report January-March 1985, SKB, Stockholm.

Ivansson, S., 1985. A study of methods for tomographic velocity estimation in the presence of low velocity zones. Geophysics 50,

969-988.

Nickel, H., Sender, F., Thierbach, R., Weichart, H., 1983. Exploring the interior of salt domes from boreholes. Geophysical Prospecting 31, 131-148.

Nilsson, B., 1978. Two topics in the electromagnetic radiation field prospecting. University of Luleå, Luleå, Sweden. PhD thesis 1978:03D.

Nilsson, B., 1983. A new borehole radar system. Presented at KEGS symposium "Borehole geophysics: Mining and geotechnical applications", Toronto, Canada.

Olsson, O., Forslund, O., Lundmark, L., Sandberg, E., Falk, L., 1985. The design of a borehole radar system for the detection of fracture zones. In Proc. on "In situ experiments in granite associated with the disposal of radioactive waste", OECD, Stockholm.

Olsson, O., Falk, L., Sandberg, E., Carlsten, S., Magnusson, K.-Å., 1985. Results from borehole radar reflection measurements. In Proc. on "In situ experiments in granite associated with the disposal of radioactive waste", OECD, Stockholm.

Olsson, O., Sandberg, E., 1984. Crosshole investigations - Preliminary design of a new borehole radar system. Stripa Project IR-84-04, SKB, Stockholm, Sweden.

Thierbach, R., 1974. Electromagnetic reflections in salt deposits. Journal of Geophysics 40, 633-637.

Tiren, S., Ahlbom, K., Stråhle, A., 1985. Investigations of fracture zones in the Brändan area, Northern Uppland, Sweden. In Fundamentals of Rock Joints, Proceedings, Centek, Luleå.

Ulriksen, C. P. F., 1982. Application of impulse radar to civil engineering. Lund University of Technology, Lund, Sweden. PhD thesis.

Unterberger, R. R., 1978. Radar propagation in rock salt. Geophysical prospecting 26, 312-328.

Wright, D. L., Watts, R. D., 1982. A single-hole, shortpulse radar system. In "Geophysical investigations in connection with geological disposal of radioactive waste", OECD/NEA, Ottawa, Canada.

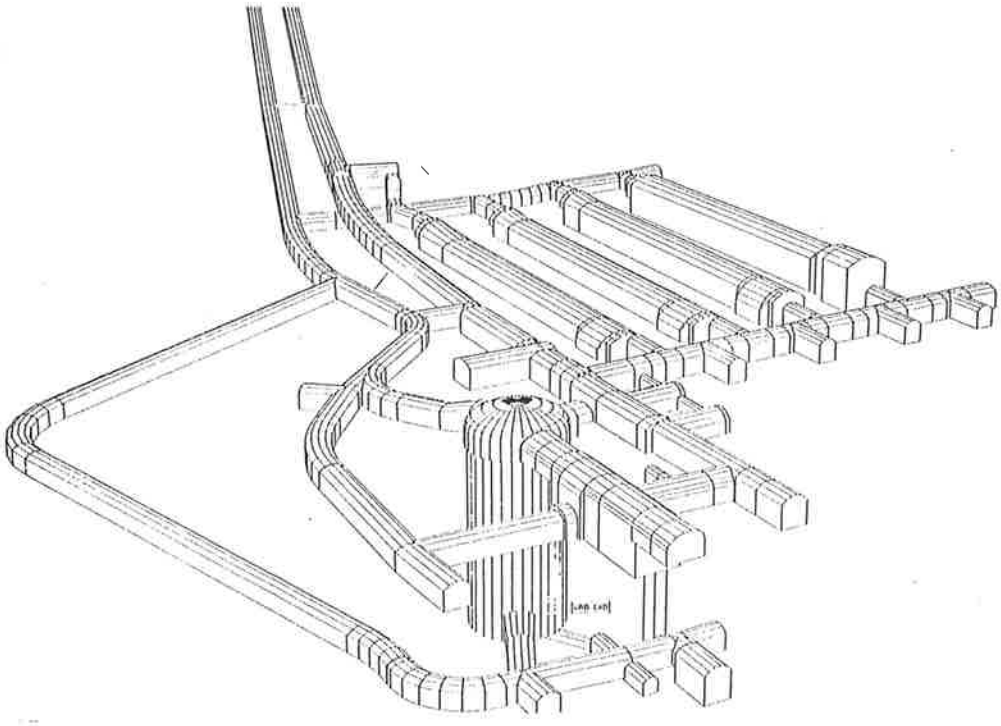
# UPPFÖLJNING AV FÖRUNDERSÖKNING OCH BERGKLASSIFICERING VID SFR-LAGRET I FORSMARK

Classification of bedrock at SFR, Forsmark.

Bergsing. Rolf Christiansson, VIAK AB, Falun.
Fil dr Nils Granlund, Hagconsult AB, Lidingö.

## 1. BAKGRUND

I anslutning till Forsmarksverket byggs ett lager (SFR) för slutlig förvaring av låg- och medelaktivt driftavfall från de svenska kärnkraftverken. SKB är byggherre. Vattenfall bygger på totalentreprenad. SFR:s första etapp består av 2 tillfartstunnlar, vardera ca 1 km, 4 st bergsalar, 1 silo samt anslutande tunnlar och utrymmen för service och drift, se figur 1.



När SKB skulle välja plats för förvaring av medelaktivt avfall deltog Hagconsult i utvärderingen av olika områden. Vissa kriterier gällde, såsom att förvaret skulle ligga nära ett befintligt kärnkraftverk i berg, antingen under havet eller under mark. I november 1980 presenterade Hagconsult tre förstahandsalternativ för förläggning i berg under havet, det var undersökningar gjorda i Forsmark, Studsvik och Simpevarp.

Forsmark blev det alternativ som ansågs lämpligast att utreda vidare. Geologin var relativt väl känd och flera andra faktorer, som ej skall belysas här, bidrog till lokaliseringen.

Den nu utförda anläggningen är således belägen under havet. Lagerområdets högsta delar ligger ca 65 m under havsytan. Totalt omfattar etapp 1 430 000 $fm^3$ fördelat på ca 4,5 km tunnel (inkl bergsalarna) och 1 silo med 30 m diameter och 70 m höjd. Bergarbetena påbörjades under hösten 1983 och avslutas under våren 1986.
Tillfartstunnlarnas passage genom ett besvärligt parti -Singölinjen - beskrevs av Håkan Stille, Per Delin och Harry Larsson vid Bergmekanikdagen 1985.

Förundersökningar för tillfartstunnlar och ett ca 15 ha stort lagerområde har utförts av Hagkonsult och Vattenfall under perioden 1980 - 1983.

Byggnadsgeologisk uppföljning och vissa kompletterande undersökningar (bl a Singölinjen och siloområdet) har utförts kontinuerligt av VIAK.

Parallellt med bergarbetena genomförs ett geohydrologiskt program för att belägga grundvattenförhållandena. Dessa arbeten utgör underlag för den säkerhetsrapport för SFR som SKB ska utarbeta och redovisa till myndigheterna före idrifttagningen av SFR. Det geohydrologiska programmet genomförs av SGAB (geohydrologi och geofysik) och VIAK (geologi). Det finns således för SFR en omfattande geologisk dokumentation, som möjliggör detaljerad uppföljning av förundersökningens klassificering av bergmassan.

## 2. FÖRUNDERSÖKNINGAR

Såsom ovan antytts inleddes de målinriktade fältundersökningarna för ett sjöförvar under hösten 1980. Den geologiska informationen sammanställdes. Ekolodning med låg frekvens samt därpå följande seismiska refraktionsundersökningar utfördes i området öster om biotestsjön.

I etapper utökades det seismiskt undersökta området i syfte att undvika lokaliseringsområden med låghastighetszoner i ytberget, dvs att hitta ett område där berg av god beskaffenhet indikerats. I ett område strax norr om hamnpiren med lovande förutsättningar förtätades seismiken i nya riktningar, dels för att lättare identifiera eventuella låghastighetszoner i de olika profilerna, dels för att undersöka anisotropier i berggrunden.

Den seismiska undersökningen planerades således efter den första "förväntningsmodellen" som byggdes upp av regionala studier på flygbilder m m och på hällobservationer i området samt erfarenheter från tidigare och pågående tunnelarbeten i området.

Det område som utvaldes för SFR saknade seismiska indikationer under 4 800 m/s, vilket tolkades såsom bra ytberg. Större låghastighetszoner syntes ej heller korsa området.

## 2.1 Första borrhålsetappen

Med de seismiska undersökningarna och en preliminär lay-out för SFR som underlag utfördes i första etappen sex undersökningshål i berg, varav fem från en plattform ute i havet.

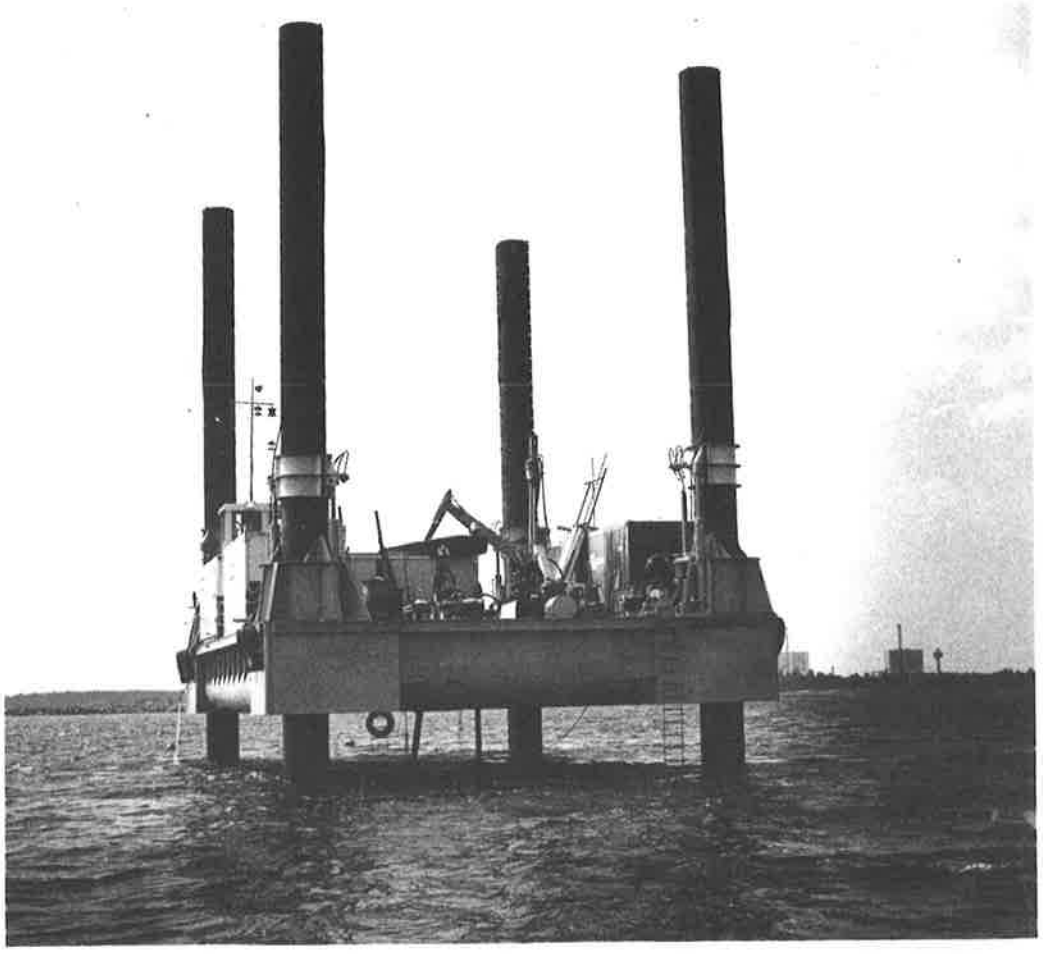


Fig 2. Borrplattformen med delar av de 25 m höga benen synliga. Under plattformen syns två foderrör till två kärnborrhål. Till höger om plattformen skymtar Forsmarks kraftstation.

Flera av hålen borrades från samma lägesuppställning av plattformen för att inte extra flyttning skulle hindra tidsprogrammet. Borrningen utfördes i olika riktningar för att med säkerhet få information om bergets olika strukturdrag.

Samtidigt som borrning pågick från plattformen borrades ett hål ute på piren, huvudsakligen avsett för de spänningsmätningar som utfördes på olika nivåer i hålet.

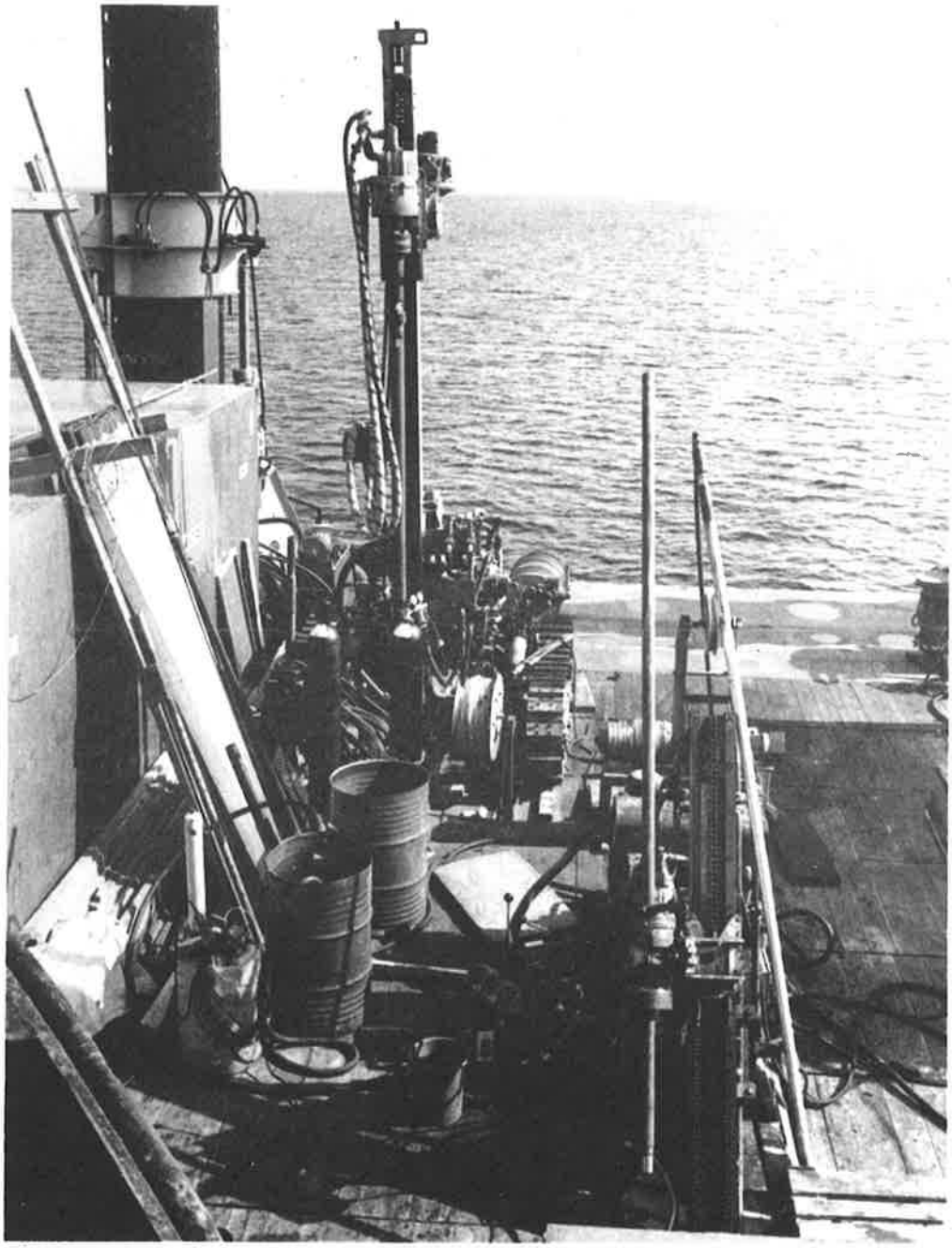


Fig 3. Däcket på plattformen rymde både ett hammarborraggregat för foderrörsborrning och en kärnborrningsmaskin. I mitten av bilden syns tunnor där spolvattnet "märktes" för att kunna särskiljas från spolvattnet vid provtagning.

De övriga undersökningshålen har borrats i anläggningsområdet. Det första hålet var ett 250 m långt vertikalhål, vars mål var att få en allmän karakterisering av berget även djupt under anläggningens botten. De övriga fyra hålen var gradhål. Tre var 160 m och ett 200 m långt. Hålen avsågs nå ca 12-20 m under planerad anläggningsnivå. Gradhålen var riktade så att olika förväntade ansatser till störningar i bergmassan skulle bli undersökta. Som tidigare antytts var hålen medvetet riktade åt olika håll för att bergmassans anisotropi skulle bli representerad i resultaten.

Alla borrhål var kärnborrhål. Det inledande viktigaste undersökningsmomentet var geologisk kartering och beskrivning av kärnans bergarter och diskontinuiteter. Med ledning av karteringen och borrförmannens loggar gjordes sedan det andra viktiga momentet med undersökningar av den hydrauliska konduktiviteten och det piezometriska trycket avsnitt för avsnitt av hålet. Efter pumpning togs vattenprover. Proverna analyserades kemiskt på laboratorium. Vissa analyser av grundvattnet utfördes direkt på platsen.




Fig 4. Plattformen. Kärnkartering. Geologen diskuterar med ingenjören.

Som nämnts var alla sex hålen kärnborrhål. Fyra av hålen var gradhål och kärnan från dessa var orienterad för att möjliggöra sprickorientering och bestämning av olika sprickgruppers frekvens.

För att hela tiden vara öppen för förändringar i den fortsatta undersökningens utformning karterades kärnan omedelbart på plattformen. Vid de efterföljande vattentesterna hade man således tillgång till karteringsprotokollen och möjlighet till justeringar i undersökningsprogrammet med hänsyn härtill.

### 2.1.1 Resultat borretapp 1

Borrhålen ligger inom området där gnejsen dominerar (70%). Bergartens sammansättning varierar och benämningen gnejs står för denna grupp. Representativa prov av respektive bergart har undersökts i tunnslip under mikroskop. Prover för bergmekanisk analys uttogs från representativa kärnavsnitt.

I borrhålen utfördes olika typer av undersökningar - våningsvis mättes hydraulisk konduktivitet och piezometriskt tryck.

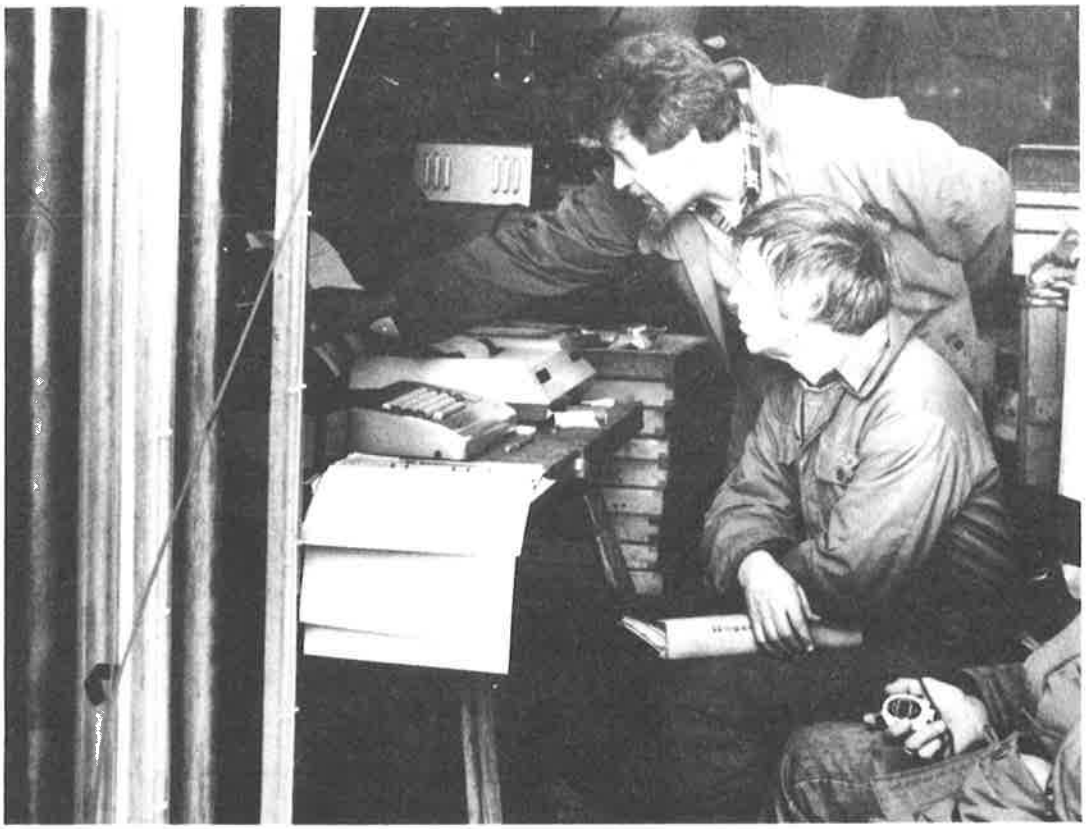


Fig 5. Utvärdering av "Falling head tester" med hjälp av datautrustning i fält.

Normalt uppmättes låga hydrauliska konduktivitetsvärden, motsvarande K-värden av $10^{-7}$ m/s eller lägre. Några få nivåer gav $10^{-5}$ m/s. De piezometriska trycknivåerna låg normalt mellan +0,5 och 0,8 okorrigerade för ev högre densitet hos vattnet - prov togs av sprickvattnet från olika nivåer efter pumpning.

Vid borrningen användes märkt spolvatten i syfte att kunna särskilja grundvattnet vid provtagningen. Mest noterbart var att kloridhalten var mycket högre än i ovanförliggande havsvatten. Borrhålens läge i rymden bestämdes genom krökningsmätningar, bl a för korrigering av uppmätta sprickorienteringar i kärnan. Det initiella spänningstillståndet uppmättes genom mätningar, utförda av Vattenfall, på fyra olika nivåer i ett borrhål (Kb7). Resultaten visade liknande spänningsförhållanden som tidigare uppmätts på fastlandssidan.

För detaljerad metodbeskrivning och resultatredovisning hänvisas till Hagconsults arbetsrapport 1982 till SKBF: SFR 81-13.

## 2.2 Andra borrhålsetappen

Efter utvärdering av resultaten och justering av förväntningsmodellen utfördes under augusti -oktober 1983 kompletterande geologiska undersökningar omfattande 10 kärnborrhål i syfte att ge bättre underlag för detaljplanering av de olika lagringsutrymmena inom SFR 1. 8 st av hålen (Kb11-18) borrades från plattformen och den totala borrlängden var ca 1 600 m. De flesta kärnorna har orienterats. För bestämning av bergets hydrauliska konduktivitet har samtliga borrhål vattentryckprovats.

Till det tidigare materialet har således fogats ytterligare 10 st kärnborrhål inom området för lagringsutrymmen i berg samt dessutom 8 st kärnborrhål utförda för tillfartstunnlarna närmare hamnen. Flera av de kärnborrhål som utfördes i första omgången, 1981, var avsedda att ge underlag för en allmän karakteristik av bergmassan. Tidigare borrhålsundersökningar var koncentrerade till området för bergsilor. Förundersökningarna utgjorde således ett gott underlag för bedömning av de allmänna byggnadsgeologiska förhållandena inom hela området för SFR 1.

Generellt kan sägas att de geologiska och hydrogeologiska förhållandena som presenterats i rapport SFR 81-13 visade sig överensstämma med de resultat som erhållits genom de kompletterande undersökningarna. Vissa skillnader finns dock och en del preciseringar kan göras. En redogörelse härför lämnas nedan.

### 2.2.1 Resultat borretapp 2

Undersökningarna 1983 bekräftade att bergmassan är uppbyggd av hårda bergarter med huvudsakligen gnejsgranit som genomsätts av oregelbundna sliror och gångar av pegmatit och grönsten. Gnejsgraniten varierar från svagt gneisig granit till en mer normal gnejs. Mylonitomvandlat berg förekom, men de omvandlade partierna utgörs dock normalt av friskt, hårt berg.

Bergarterna var mestadels friska. Vittring förekom endast i begränsad omfattning längs vissa sprickplan och i anslutning till sprick- och krosszoner. Ett antal decimeterbreda grönstensgångar med vittringspåverkan förekom. Berggrunden inom hela området för SFR 1 hade relativt låg medelsprickfrekvens, 2-4 sprickor/m. ROD-värdena var höga, mer än 75%, förutom i några smärre avsnitt av kärnorna.

Tidigare fastlagda huvudspricksystem hade bekräftats. Dominanta sprickriktningar var NV, parallella med förskiffringen och ungefär NO, (dvs nästan vinkelrätt mot den förra). I NO fanns en sprickgrupp med brant stupning och en var nära horisontell.

Alla kärnborrhål i senaste omgången hade placerats så att de penetrerade berg med indikerade eller förmodade svaghetszoner samtidigt som de täckte in aktuell bergmassa. Undersökningarna bekräftade bedömningen att större svaghetszoner inte förekom inom området. De svaghets- eller störningszoner som påträffades var av begränsad omfattning. Utefter flera plan hade dock bergmassan genom tidigare tektoniska rörelser krossats och sedan åter läkts. Korta mylonitiserade partier förekom i nästan alla borrhål. Som tidigare nämnts synes de mylonitomvandlade partierna dock ej ha varit mer vittrade eller av sämre kvalitet än den omgivande bergmassan.

På figur 10 visas berggrundens svaghetszoner i plan vid bergytan inom och i närheten av anläggningen för SFR 1. På figuren framgår ej en tolkning av lägen och utbredning av de flacka nära horisontella zoner som finns indikerade på sektion F104, jfr figur 12.

De utförda kompletterande undersökningarna gav anledning att revidera tidigare tolkning av svaghetszoner på ett par punkter.

Borrhålen Kbl4 och Kbl5 avsåg att verifiera en eventuell med piren parallell vertikal zon, men någon sådan påträffades ej.

Denna störningszons riktning hade tidigare registrerats i tunnlarna från kraftverket, men har troligen genom andra tvärande tektoniska rörelser ändrat karaktär eller upphört. Jämför man uppföljningen visar det sig att zonen återfinns längre mot öster.

Likaså har en brantstående svaghetszon nära parallell med gnejsigheten, som skulle ha penetrerats av borrhålen Kbl1 och Kbl2, ej påträffats. Zonen var seismiskt indikerad. Istället har en brantstående mindre svaghetszon med mer nordlig riktning indikerats längre västerut. Denna zon har genomborrats med borrhålen Kbl3 och Kbl5 och hade en bredd av ett par meter där berget på ett par avsnitt var uppsprucket och delvis vittrat.

Sprickanalysen gav ytterligare belägg för en nära horisontell sprickighet och svaghetszoner med denna orientering. Stupningen syntes variera mellan $0^{o}$ och $15^{o}$ med en riktning mot SO. Resultatet tydde på att zonerna ej var uthålliga i ett plan utan fortsatte trappstegsformigt, vilket illustreras på sektionen.

Resultatet från vattentryckprovningarna passade väl in i den geohydrologiska bild som lades fram i tidigare rapport. Den brantstående svaghetszonen med NNO-lig riktning som påträffades i Kbl6 hade relativt hög vattengenomsläpplighet. I Kbl6 hade k-värden större än $10^{-6}$ m/s registrerats på flera avsnitt. Ett par andra brantstående, men mindre svaghetszoner, förekom också där vattengenomsläppligheten var relativt hög.

Normalt var k-värdena, beräknade från vattentrycksprovningarna, lägre än $10^{-7}$ m/s. I samtliga borrhål hade ett till tre avsnitt med k-värden större än $10^{-6}$ m/s noterats. Avsnitt nära bottnen av Kbl7 och Kbl8 hade de högsta k-värdena, större än $10^{-5}$ m/s. Dessa avsnitt och flera av de andra vattengenomsläppliga partierna bedömdes vara knutna till de nära horisontella svaghetszonerna eller sprickigheten i berget.

De kompletterande geologiska undersökningarna som utförts under 1983 bekräftade i stort sett den geologiska och hydrogeologiska bilden över berget för SFR 1, som lämnades i tidigare rapport SFR 81-13. Bergmassan bedömdes dock vara något bättre.

Ett par av tidigare indikerade svaghetszoner har således ej påträffats vid borrningarna och någon har tillkommit. Den trappstegsformiga utbildningen av de flacka svaghetszonerna föreföll bekräftade.

Bergbyggnadstekniskt syntes de flacka strukturerna vara av betydelse och på sina håll kräva relativt omfattande tätningsåtgärder.

De kostsamma förundersökningarna från borrplattform avsåg att ge en översiktlig karakterisering av hela bergmassan, så att inga överraskningar skulle uppkomma vid de kompletterande undersökningar som hela tiden avsågs att utföras från anläggningsnivå inför detaljinplacering av silorna och tunnelsystemen.

## 3. UPPFÖLJNING

De geologiska arbetena under byggtiden kan grovt indelas i 3 huvudrubriker: kompletterande undersökningar (borrning), byggnadsgeologisk uppföljning (främst tunnelkartering, prognosarbete och rådgivning) samt geohydrologiskt program (borrning, mätning).

Arbetet har integrerats. T ex har kompletterande undersökningars borrhål utnyttjats inom ramen för det geohydrologiska programmet och insamlad geoinformation har utnyttjats i arbetet med det geohydrologiska programmet.

Utförda borrhål redovisas i figur 6.

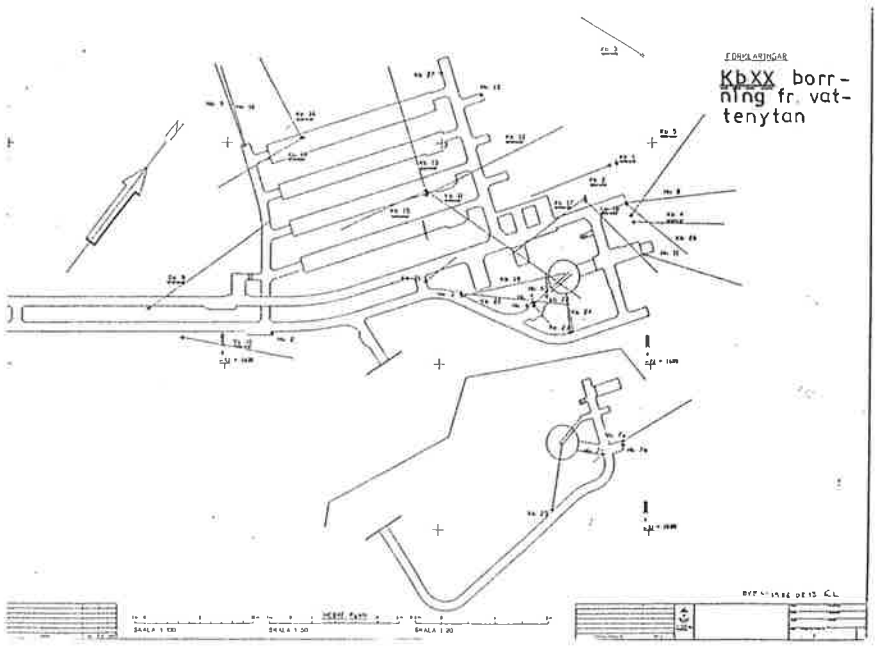



Fig 6. Borrplan.

## 3.1 Kompletterande undersökningar

### 3.1.1 Singölinjen

I enlighet med upprättat arbetsprogram för drivning genom Singölinjen utfördes 2 st kärnborrhål (DS 101, 102) från tunnelfronter före passage genom svaghetszonen.

### 3.1.2 Silo

För att bekräfta prognosen för bergmassan kring silons kupol utfördes 2 st kärnborrhål (Kb 19, 20) strax ovan silotak, när ca 70 m tunneldrivning återstod till silon. Hålen utnyttjades även i det geohydrologiska programmet. Även geofysiska mätningar (inkl borrhålsradar) utfördes av SGAB.

I samband med fortsatt tunneldrivning mot silokupolen påträffades en mindre brantstående svaghetszon, vars fortsättning neråt teoretiskt kunde penetrera nedre delen av silon. Ett planerat kärnborrhål (HK 4) inom ramen för det geohydrologiska programmet omdirigerades, varefter beslutsunderlag för en mindre layoutförändring förelåg (Planerat silocentrum flyttades 7 m mot nordväst).

Senare utfördes ytterligare 3 st kärnborrhål (Kb 23-25) genom område för den mindre svaghetszonen. Två av kärnborrhålen samordnades med deformationsmätningsprogram för silon (montering av extensiometrar). Samtliga hål har även utnyttjats inom det geohydrologiska programmet.

Bergspänningsmätningar utfördes i 2 st flacka kärnborrhål (Kb 21, 22) i syfte att bekräfta tidigare utförda spänningsmätningar inom Forsmarksområdet (underlag för FEM-beräkningar över silon).

## 3.2 Byggnadsgeologisk uppföljning

Kontinuerligt under drivningsarbetet har sonderingshål borrats framåt med borraggregatet. Normalt har 1-3 st 20 m långa hål utförts var 15:e meter. Med stöd av borrsjunkningshastighet, kaxfärger och observation/mätning av inläckande vatten har prognoser över bergmassan närmast stuff upprättats. Borrningen har även givit underlag för beslut om eventuell injektering.

Den systematiska mätningen av inläckande vatten ur sonderingshålen har senare utnyttjats inom ramen för det geohydrologiska programmet för att uppskatta konduktiviteten i bergmassan före injektering.

Allt exponerat berg har karterats med avseende på bergarter, sprickor, sprickfyllnadsmaterial och inläckande vatten. Karteringarna har utnyttjats kontinuerligt i samråd med ansvarig konstruktör som underlag för förstärkningsomfattning. Dokumentationen har senare utnyttjats inom ramen för det geohydrologiska programmet.

## 3.3 Geohydrologiskt program

Det geohydrologiska undersökningsprogrammet ingår som en del i säkerhetsarbetet för SFR. SGAB är ansvarig för programmets genomförande. Huvudsyftet är:

- att bekräfta/komplettera förundersökningens prognos över bergmassans geohydrologiska förhållanden,

- att klargöra grundvattensituationen i zoner och bergmassa kring SFR som underlag för numeriska beräkningar.

Hittills har 14 st kärnborrhål (HKl-12) utförts främst mot zoner utanför och genom anläggningen. Hålen är stängda med manschetter. Trycket registreras kontinuerligt. Ett exempel på tryckförändring redovisas i figur 7.

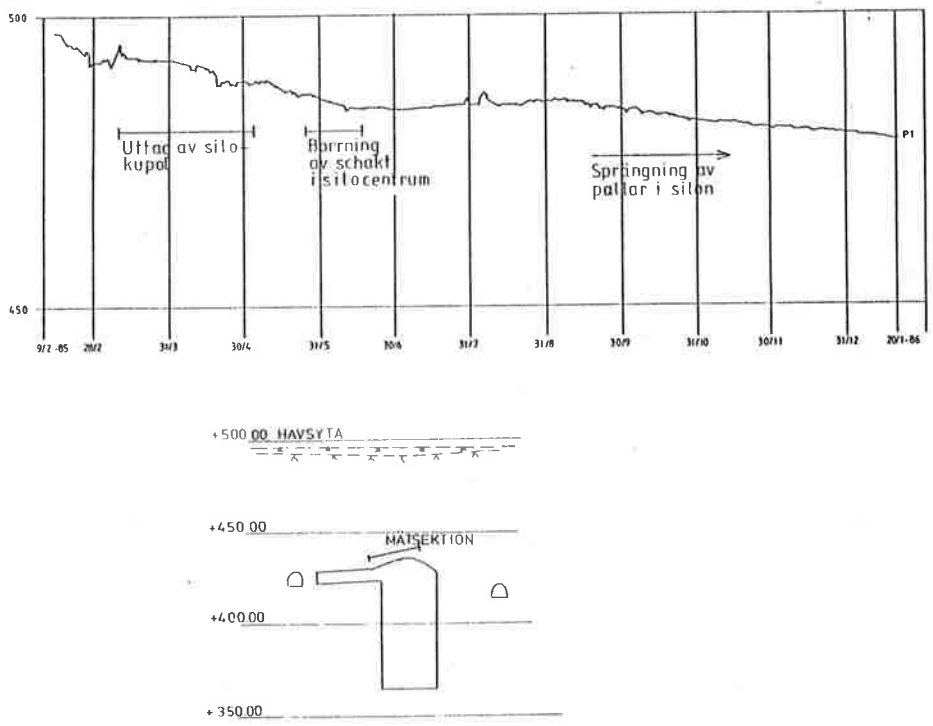



Fig 7. Tryckutveckling i Kb 19 (över silokupolen).

Mellan avsnitt stängda med manschetter i skilda borrhål har tester utförts. En mätsektion flödas och tryckförändring i andra sektioner registreras. Detta visar de hydrauliska sambanden och ger möjlighet att utvärdera konduktiviteter.

## 4. JÄMFÖRELSE FÖRUNDERSÖKNING - UPPFÖLJNING

### 4.1 Bergarter

Redan en översiktlig hällstudie i Forsmarksområdet visar en mycket komplex bergartsfördelning, se figur 8.

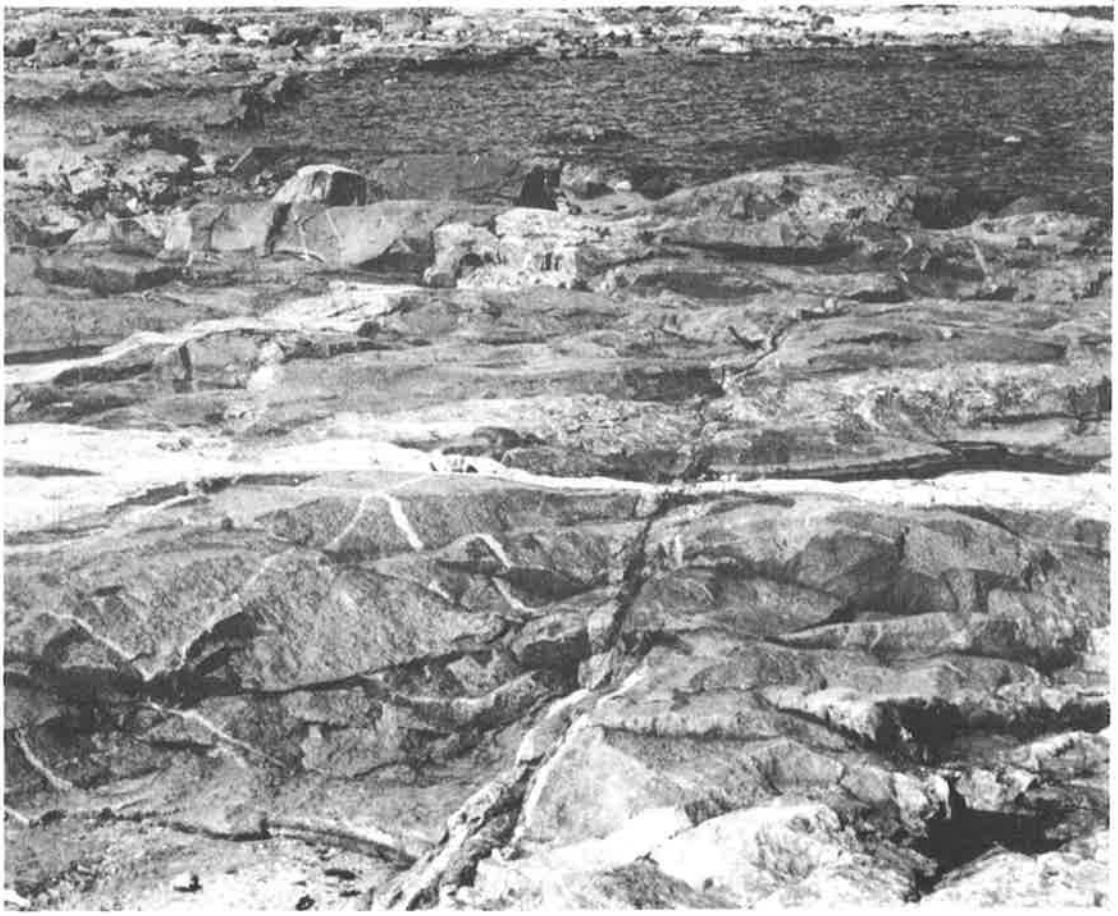


Fig 8. Gnejs genomsatt av pegmatiter samt med grönstenslinser. Östra delen av biotestsjön.

Området domineras av urgraniter med sur - salisk sammansättning. Övergångarna är oftast mycket diffusa. Ett stråk finkornig biotitrik gnejs samt leptit korsar tillfartstunnlarna. Rester av främst gnejs finns rikligt inom urgranitområdet. Pegmatiter genomsätter bergmassan i flera riktningar. Även tunna grönstensgångar förekommer. Bergmassan har dessutom utsatts för 2 perioder av veckning.

En översiktlig bild av bergartsfördelningen redovisas i figur 9.

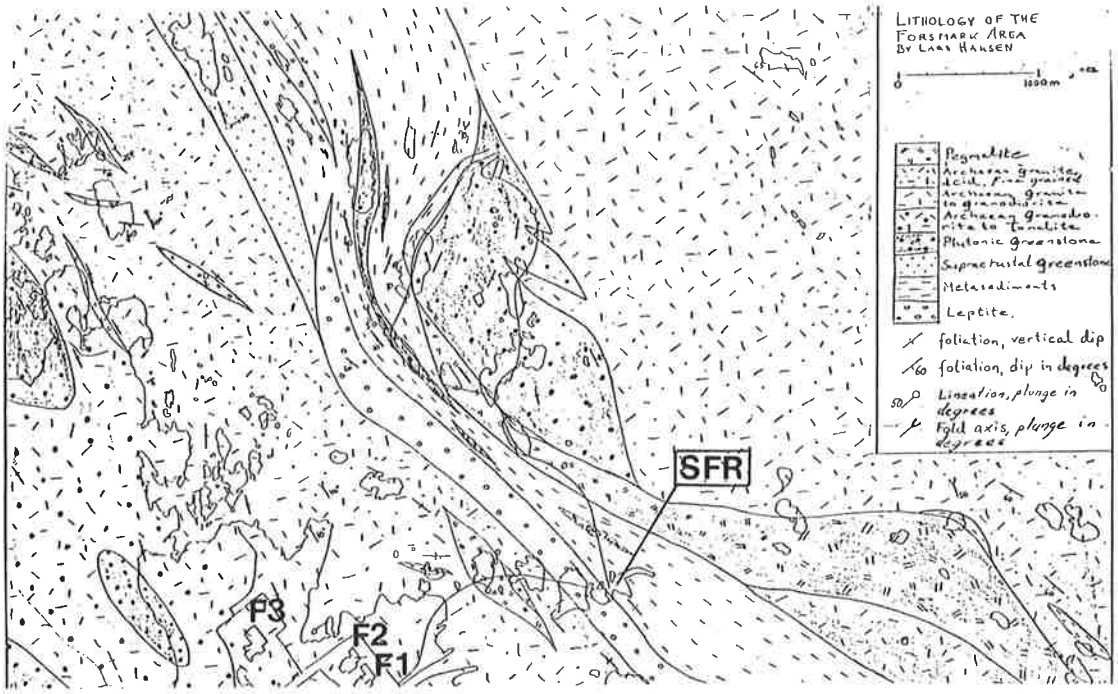



Fig 9. Översiktlig berggrundskarta.

I tunnlarna upplever man oftast bergartsfördelningen som tämligen komplex.

Förundersökningen bedöms kunna ge en god bild av den komplexa bergartsfördelningen. Hagkonsult valde att sortera in de förekommande finkorniga graniterna och gnejsgraniterna under benämningen gnejs eftersom man ofta finner en viss mineralorientering i graniterna (svag förskiffring).

I förundersökningen ansågs detta praktiskt vid klassificering av bergmassan. Detta har visat sig logiskt i samband med uppföljningen. Lokala förekomster av massformiga graniter - pegmatiter upplevs speciellt vid drivning parallellt med största huvudspänningen sprödare och har givit något ökat behov av efterskrotning.

## 4.2 Strukturer

### 4.2.1 Begreppet "zon"

Innan en jämförelse mellan förundersökningens tolkning av områdets större strukturer och uppföljningens bild av desamma görs, anser vi det väsentligt att diskutera begreppet "zon".

Normalt menas ur bergmekanisk och geohydrologisk synpunkt att "zon" är en i bergmassan utbredd diskontinuitet med en begränsad bredd. I bergbyggnadssammanhang används beskrivande uttryck, såsom kross-, ler-, vittrings-, svaghets-och vattenförande zoner. Mindre strukturer benämns ofta sköIar. Zonerna är genetiskt orsakade av t ex förkastning, skjuvning eller överskjutning.

Ur geohydrologisk synpunkt är inte alla zoner konduktiva (= vattengenomsläppliga). Där finns dock en mycket stor gradskillnad beroende på syftet med undersökningen. Vad som är intressant för en konventionell tunnelanläggning eller lokalisering av en brunn har normalt en konduktivitet på minst ca $10^{-6}$ m/s (vattengenomsläppligheten motsvarar finsand).

Vid underjordsarbeten under sättningskänslig mark kan åtminstone även 10 ggr tätare zoner ($K = 10^{-7}$ m/s) vara av intresse. Men i samband med slutförvaring av radioaktivt avfall kan även kunskap om zoner med 100 - 1000 ggr tätare berg ($K = 10^{-8}$ $-10^{-9}$ m/s) ha betydelse, eftersom man strävar efter att prognostisera grundvattenströmning och därmed även spridningsrisker över mycket långa tidsperspektiv.

Förundersökningen redovisar helt naturligt ett grovmaskigare nät av strukturer jämfört med den detaljerade bild som byggnadsgeologisk uppföljning och undersökningar inom ramen för det geohydrologiska programmet ger.

Fortsättningsvis kommer vi att under rubriken "svaghetszoner" inordna zoner med för bergbyggare vanliga benämningar och betydelse. Under rubriken "övriga lineament" anges mindre zoner med främst geologiskt och hydrogeologiskt intresse.

### 4.2.2 Svaghetszoner

Förundersökningens redovisning av svaghetszoner framgår av fig 10.

Uppföljningens kompletterande bild redovisas i figur 11.

Inom arbetsgruppen för det geohydrologiska programmet har zonerna numrerats. Numreringen framgår delvis av figur 11, och följs fortsättningsvis.

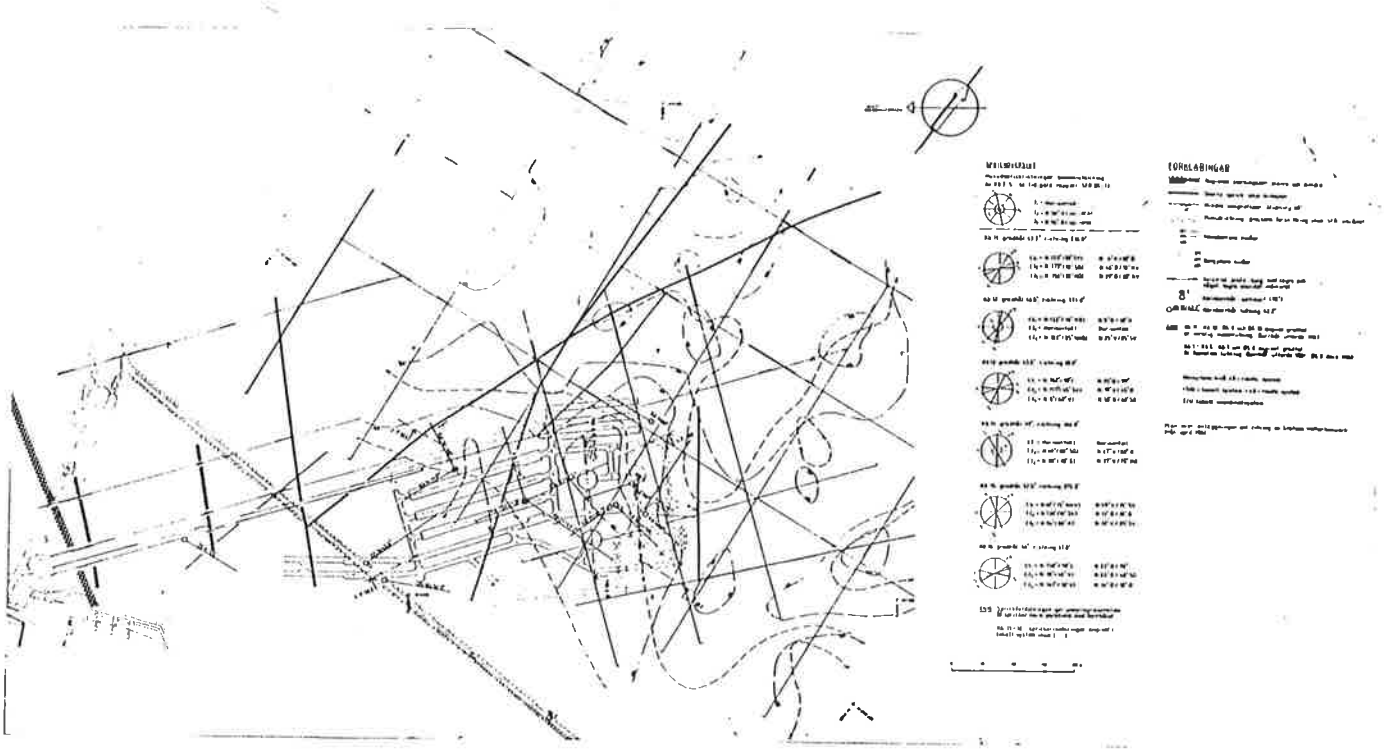


Fig 10. Svaghetszoner enligt förundersökning.

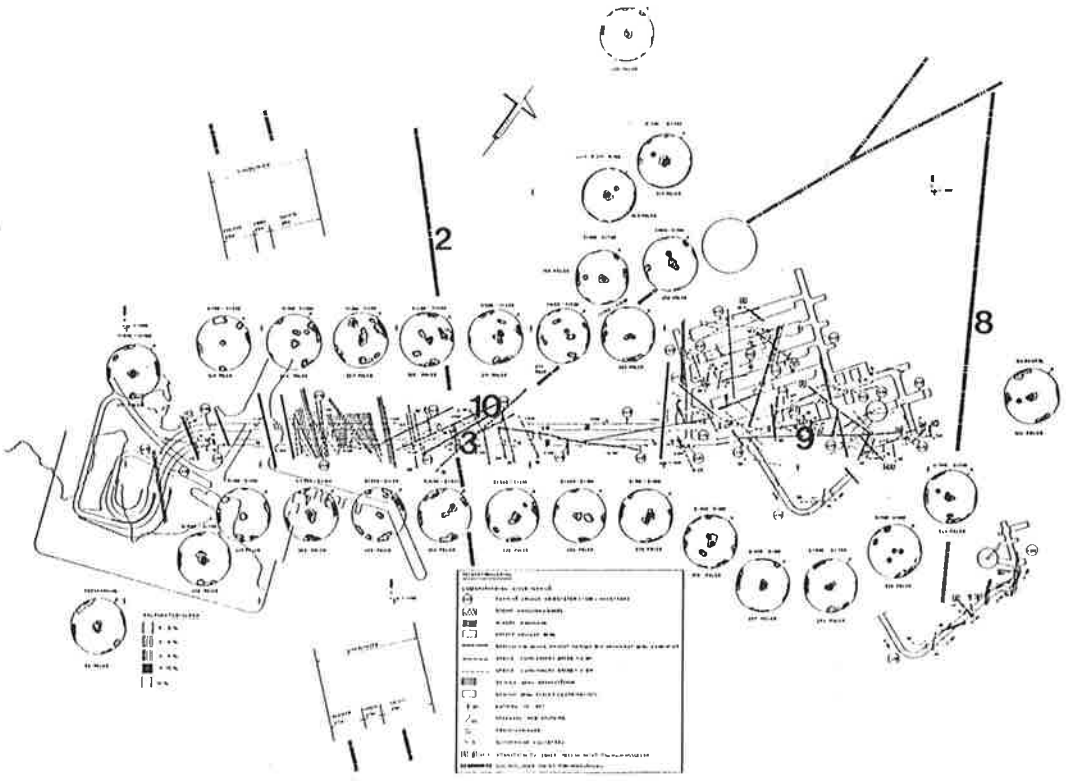



Fig 11. Svaghetszoner, lineament enligt uppföljning.

### 4.2.2.1 Singölinjen

Singölinjen är en stor regional brantstående förkastningslinje i riktning ca N55W. Den karaktäriseras av:

1) 40-50 m successivt mer svagt vittrat och delvis krossat berg.

2) 12-15 m krossat men tämligen hårt berg. Lera förekommer inom krosszonen, varför dess konduktivitet varierar något.

3) 85-100 m starkt förskiffrat (skivigt) berg och lokalt vittrat berg. Förskiffring och vittring avtar successivt bort från krosszonen. En mindre krosszon (2-3 m bred) påträffades i vinkel mot förskiffringen.

Singölinjens centrala och försvagade del är således ca 150 m bred. Inom en bredd av ca 400 m kan man dock se lokal förskiffring och spår av förskjutningar, vilket tyder på att en betydligt större bredd påverkats av förkastningen.

Förundersökningen genom Singölinjen omfattade seismik, 6 st kärnborrhål i vilka utfördes vattenförlustmätning samt samlade erfarenheter från de två kylvattentunnlarnas passage några km längre norrut.

Förundersökningens prognos har visat sig vara mycket exakt avseende zonens läge, riktning och karaktär.

### 4.2.2.2 Zon 2

Förundersökningen anger en mindre parallellzon till Singölinjen ca 100 m längre norrut. Zonen är endast seismiskt bestämd. Denna utgörs i tillfartstunnlarna av en mindre förskiffring. Den är kloritläkt. Detta lineament hade ingen inverkan på tunneldrivningen.

### 4.2.2.3 Zonerna 3 och 10

Förundersökningen anger en zon från Singölinjen och vidare norrut, väster om bergsalsområdet. Zonen angavs stupa ca 35° mot öster. Zonen är bestämd av seismik och ett borrhål (Kbl6). Seismiken indikerar ett tämligen brett låghastighetsområde.

I tillfartstunnlarna påträffades 2 närliggande svaghetszoner:

Brantstående i riktning N15E och en nord-sydlig zon med ca 35° stupning mot öster. Zonerna är max ca 5 m breda och tämligen konduktiva. Kompletterande borrning från södra delen av bergsalsområdet (HK 9 och 10) tyder på att den brantstående zonen ligger närmast förvarsområdet (omtolkning av borrhål Kbl6).

4.2.2.4 Zon 8

Norr om förvarsområdet anger förundersökningen en brantstående zon i riktning ca N20W. Zonen är bestämd genom seismik och två kärnborrhål (Kb4 och 5). Dess centrala del innehåller mylonit (omvandlat, vittrat berg) omgivet av krossat, vattenförande berg. Bredden angavs till ca 6-8 m.

Kompletterande borrning (HK8 och 11) visar på en ca 15 m bred vattenförande krosszon, delvis med myloniter i riktning N40W. Zonen har en geologiskt definierad bredd på ca 40 m (mylonitiserad, plastisk deformation av bergarter).

4.2.2.5 Zon H2

Förundersökningen påvisade en flack zon under norra delen av förvarsområdet genom borrning (Kbl, 2, 11, 12, 17 och 18) samt vattenförlustmätning och piezometrisk tryckmätning (Kbl och 2). Zonen bedömdes ha en strykning i NV - SO och en stupning på ca 15°. Den bedömdes ligga delvis i "trappsteg". En tolkning redovisas i figur 8.

Kompletterande undersökningar styrker karaktäriseringen av zonen, men ändrar strykningen till NNV - SSO och stupningen till 18° - 22°, se figur 9.

Notabelt är, att ökad kunskap om denna flacka zon varit en del av det geohydrologiska programmets huvudpunkter. Syftet med HK2, 3 och 4 var bl a att penetrera zonen. Den kunde ej identifieras i kärnorna, varför geofysisk loggning utfördes bl a i dessa hål (av SGAB). Inte heller detta gav indikationer på zonen. Hydrauliska tester gav dock respons i HK3. Efter omtolkning av zonens orientering kan man misstänka att HK2 och 4 kanske var litet för grunda. Således gav ett tolkningsfel på max 20° angående den flacka zonens strykning i kombination med 2 st ej optimalt placerade borrhål (för grunda?) upphov till att uppföljningsarbetet inte fick önskad kompletterande information. Den flacka zonens eventuella utbredning mot bl a Singölinjen är fortfarande under utredning.

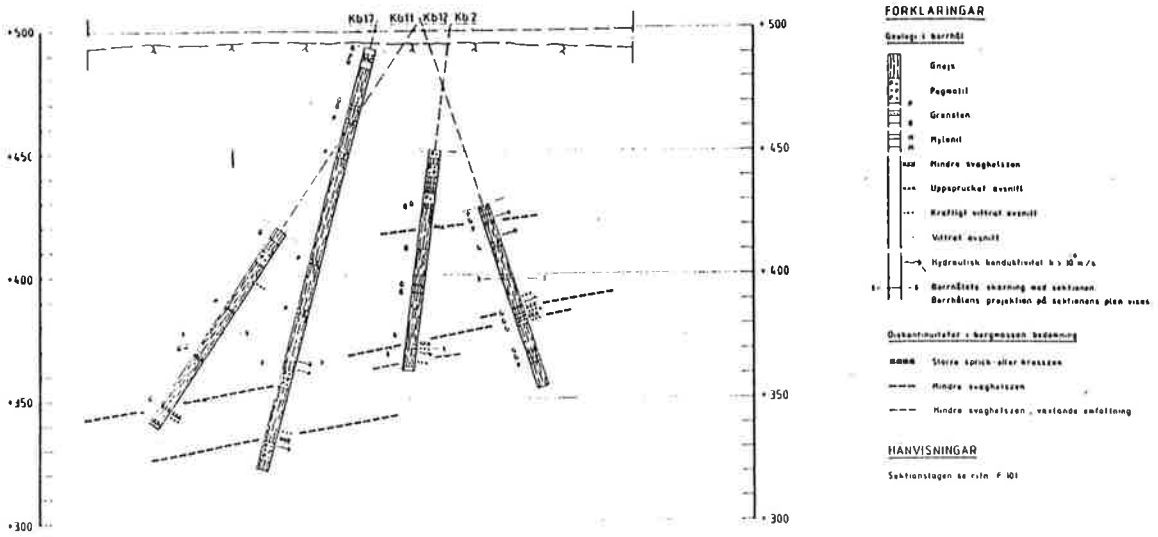



Fig 12. Sektion i NV-SO genom silon (ung vid Kb11).

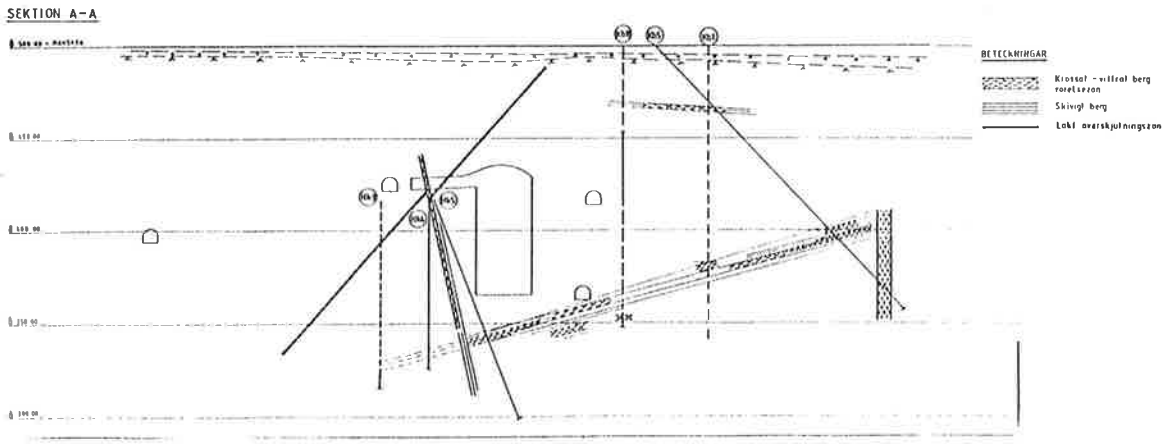



Fig 13. Sektion i N-S.

### 4.2.3 Övriga lineament

En mindre brantstående skölzon - zon 6 - diagonalt bergsalsområdet var tolkad från seismik och borrning. Lera påträffades i zonen.

Läges- och karaktärsbeskrivning stämmer väl med uppföljningen, men ungefär parallellt finns ytterligare 5 st likartade men något smalare skölzoner. Dessa har begränsad längd. Den begränsade längden beror för övrigt på att de är avskurna av pegmatiter (zonerna är äldre än pegmatiterna).

Strax öster om silon finns en mindre brantstående mylonitzon i riktning SV - NO, zon 9. En seismisk indikation finns i förundersökningen, men lineamentet var inte prognostiserat. Uppföljningsarbetet prognostiserade risk för förhöjd förstärkningsinsats inom del av silons nedre fjärdedel, varför planerat silocentrum flyttades 7 m mot nordväst.

Ett likartat lineament följer tillfartstunnlarna ca 200 m från zon 3.

Övriga i fig 11 markerade lineament inom anläggningen är dels mindre sköljar, dels skivigt berg. De har mycket begränsad betydelse för områdets byggbarhet. Lokalt har de givit upphov till förhöjd förstärkningsinsats.

### 4.2.4 Sprickstatistik

Förundersökningen har genom att utföra en del av borrningen med orienterande kärnor givit en god bild av sprickfördelningen inom SFR-området, se fig 14.

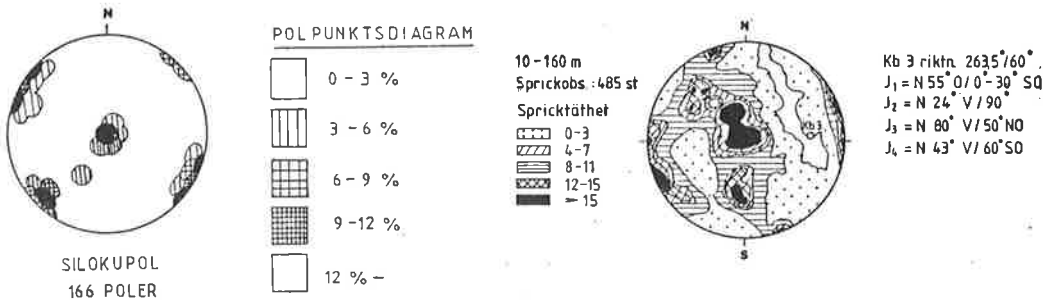



Fig 14. Sprickstatistik från förundersökning (till höger) och uppföljning. Det är ca 200 m mellan observationspunkterna. Kb3 är valt som jämförelse, eftersom hålet skär alla dokumenterade sprickriktningarna.

Frekvensen sprickor är dock något undervärderad i förundersökningen. Sprickfördelningen inom SFR är ändock gynnsam ur bergmekanisk synpunkt. Bergmassan är i huvudsak småblockig (kantlängd ca 3-5 dm). De flesta sprickorna är väl läkta.

## 4.3 Grundvattenförhållanden

Förundersökningen anger konduktivitetsvärden i storleksordningen $10^{-6}$ m/s för de under avsnitt 4.2.2 angivna svaghetszonerna. Singölinjen har dock lokalt något högre konduktivitet. Genom tolkningen av strukturernas utbredning har man även angivit troliga strömningsvägar.

Genom piezometrisk tryckmätning (falling head) hade Hagkonsult även redovisat ett övertryck i den flacka zonen under förvarsområdet.

Vattenförlustmätningar och noteringar om spolvattenförluster visar att bergmassan mellan uthålliga strukturer är tämligen tät, men mer öppna avsnitt ($K = 10^{-7} - 10^{-8}$ m/s) förekommer.

Förundersökningen gav SKB underlag för att i en preliminär säkerhetsrapport (underlag för byggnadstillstånd) redovisa en flack grundvattengradient. Grundvattenströmningen har bedömts vara ringa. Eftersom det geohydrologiska programmet inte avslutats än föreligger endast preliminära resultat. Dessa kompletterar förundersökningen med ett stort antal detaljer. Exakt läge för uthålliga konduktiva zoner utanför förvarsområdet har marginell betydelse vid beräkning av grundvattenströmning genom förvarsområdet.

Preliminärt föreligger två viktiga slutsatser:

- Singölinjen har en starkt begränsande inverkan på grundvattenströmningen, eftersom den utgör ett utströmningsområde.

- Om den flacka zonen under förvarsområdet har hydraulisk förbindelse med Singölinjen bildar den i kombination med de brantstående svaghetszonerna en hydraulisk bur runt förvarsområdet, vilket beömds höja säkerheten mot spridning av nucleider.

Förundersökningens geohydrologiska redovisning har hittills visat sig vara en i flera avseenden god bas för fortsatta utredningar inom ramen för det geohydrologiska programmet.

## 5. SLUTSATSER

Förundersökningen har med stöd av utförda undersökningar och tidigare erfarenheter från Forsmarksområdet lyckats lokalisera förvarsområdet och dess anslutande tunnlar till ett område som uppfyller ställda krav. Området är dessutom gynnsamt ur bergmekanisk synpunkt.

En seismiskt indikerad zon som kontrolleras med orienterad kärna kan bestämmas - främst om zonen tillhör ett av spricksystemen. Vid större säkerhet i zoners orientering såväl i strykning som i stupning fordras fler kärnborrhål.

Den av Vattenfall utarbetade layouten hade en viss flexibilitet för detaljjusteringar, t ex den omnämnda flyttningen av silon.

Denna flexibilitet baserades på att vissa kompletterande förundersökningar skulle göras från anläggningen, t ex genom Singölinjen och mot silokupolen.

Den kontinuerliga byggnadsgeologiska uppföljningen och prognosen över framförvarande bergmassa gav oftast snabbt ett komplement till förundersökningen för varje delområde av anläggningen.

Den kontinuerliga kontakten mellan ingenjörsgeolog och konstruktör - arbetsledning gav dessutom andra fördelar, vilket dock ligger utanför rubriken "bergklassificering".

SUMMARY

A repository for reactor waste is under construction under the Baltic sea close to Forsmark nuclear power plants (refered to as SFR). Investigations for detail localisation were made with seismic profiling, core drilling and falling head tests. Investigations for layout were made with more core-drilling and water loss tests. During excavation, a geological following-up including some detailed investigations and a geohydrological program was performed.

This paper shows that seismicly indicated structures can be determined with orientated core - especially if the structure is parallell to a joint system. It is also shown that the mentioned investigations can form a clear conception of the rock mass quality.

The continous geological following-up including prediction of rock mass quality close to the front and a flexible layout made it possible to regard local disturbances in the rock mass.

# HÅLLFASTHETSBESTÄMNING MED BERGKLASSIFICERING - NÅGRA ERFARENHETER OCH FRÅGOR FRÅN BOLIDENS GRUVOR.

Determination of rock mass strength by rock mass classification- some experiences and questions from Boliden mines.

Dipl ing N Krauland, bergsing P. E. Söder, bergsing G Agmalm, Boliden Mineral AB.

## 1. BAKGRUND

I samband med planering i våra gruvor och projektering av nya fyndigheter har vi på bergmekanikavdelningen i Boliden i ett antal fall använt oss av klassifikationssystem för uppskattning av bergmassans hållfasthet. Vi vill här redogöra för några erfarenheter och problem som vi stötte på vid detta arbete och vill påtala behovet av systematisk utveckling, om bergmasseklassifikation skall bli det effektiva arbetsredskapet som det förväntas vara.

## 2. BEHOV AV HÅLLFASTHETSBESTÄMNING

Kraven på hållfasthetsbestämning varierar starkt och är beroende av

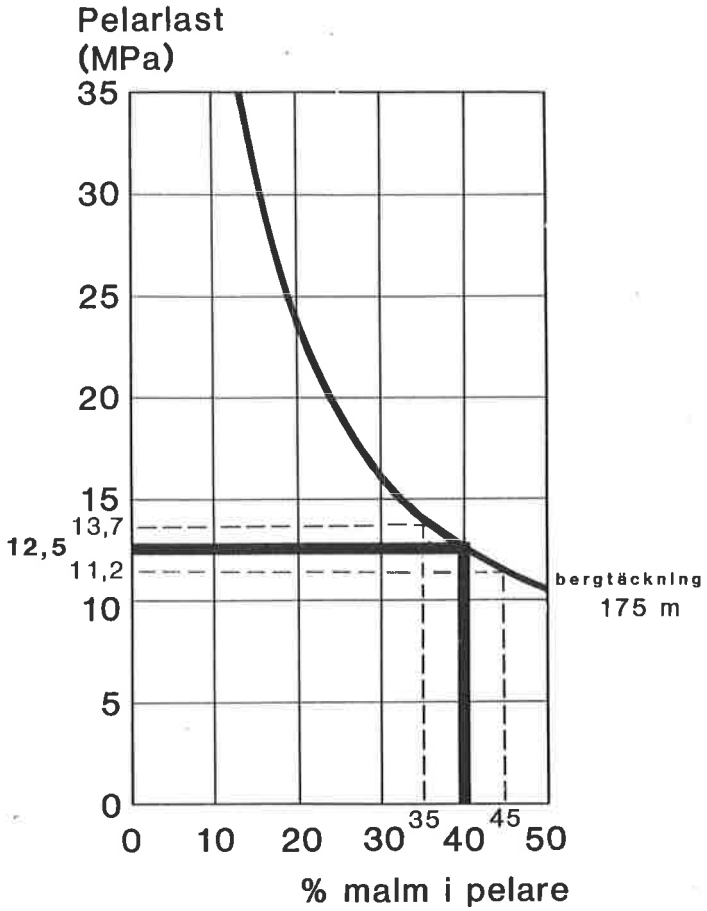
- typ av bergkonstruktion,
- skedet i projektet.

### Typ av konstruktion

Inom vår verksamhet har vi att behandla dagbrott, som t ex Aitik med dagbrottsdjup upp till 300 - 500 m, pelardimensionering vid rum- och pelarbrytning, dimensionering av hängväggar vid skivpallbrytning eller av brytningsrum vid igensättningsbrytning ned till ett djup av 1 000 m. Detta innebär stora variationer i geometri, volym och belastning.

### Tillförlitlighet och brytningsstadier

Kraven på noggrannhet i hållfasthetsbestämningen varierar givetvis starkt med problemens karaktär, men är ibland mycket hög. Ett exempel på pelardimensionering i Laisvall visas i figur 1, där sambandet anges mellan tillåten pelarlast och erforderlig pelaravsättning i procent av malmen. En överdimensionering av pelarna (minskning av tillåten pelarlast) med 10% innebär i detta fall en ökning av pelaravsättningen med 5%. Detta motsvarar ca 500 000 ton för enbart Nadokmalmen. Ett effektivt utnyttjande av våra malmresurser ställer alltså höga krav på hållfasthetsbestämningen.




Figur 1. Sambandet mellan erforderlig pelaravsättning (% av malmbas) och pelarhållfasthet.

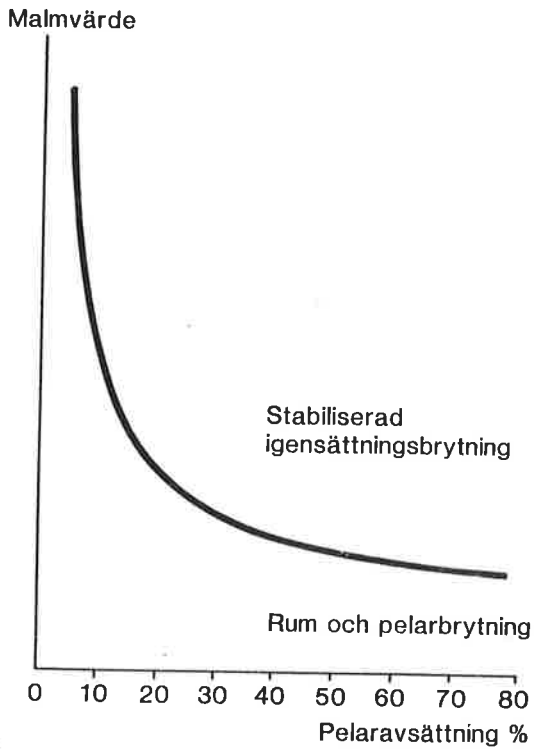
Relationship between loss in pillars (% of ore reserve) and pillar strength.

I planeringsstadiet är kraven inte fullt så höga. Vid projektering av en malm gäller det att välja brytningmetod. En flackt liggande malm kan brytas med antingen rum- och pelarbrytning eller igensättningsbrytning. Igensättningsbrytning medger total utbrytning men kräver i gengäld stabilisering av fyllen med cement. Rum- och pelarbrytning ger lägre brytningskostnader men kräver avsättning av malm i form av pelare. Valet av brytningsmetod styrs av sambandet mellan malmvärde och erforderlig pelaravsättning, se figur 2. Detta kräver bestämning av pelarbärförmåga på basis av enbart förundersökningsdata.

## 3. BERGMASSANS HÅLLFASTHET

### 3.1 Hållfasthetens volymberoende

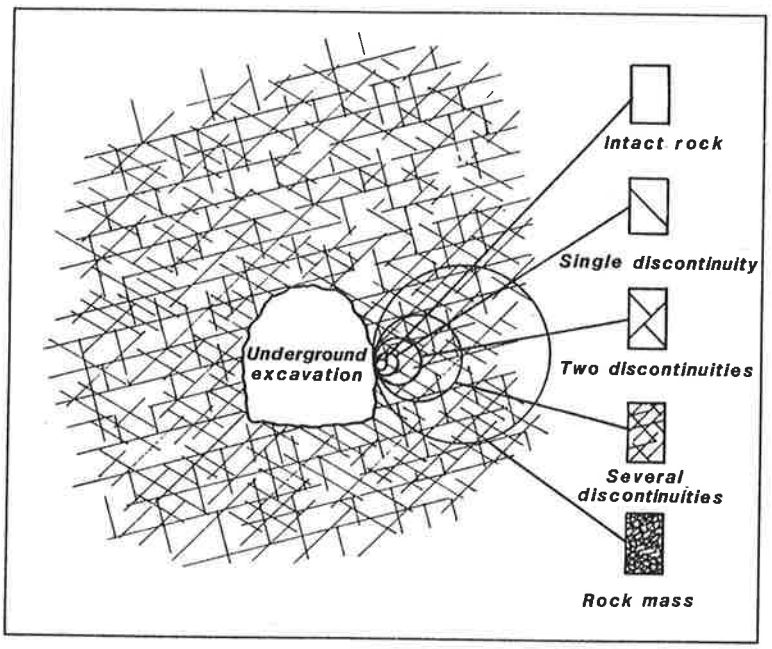
Bergmassans hållfasthet bestäms dels av hållfastheten hos det intakta berget, dels av de försvagningar i form av olika diskontinuiteter




Figur 2. Erforderlig pelaravsättning och malmvärdet styr val av brytningsmetod.

Required ore loss in pillars and ore value controls choice of mining method.

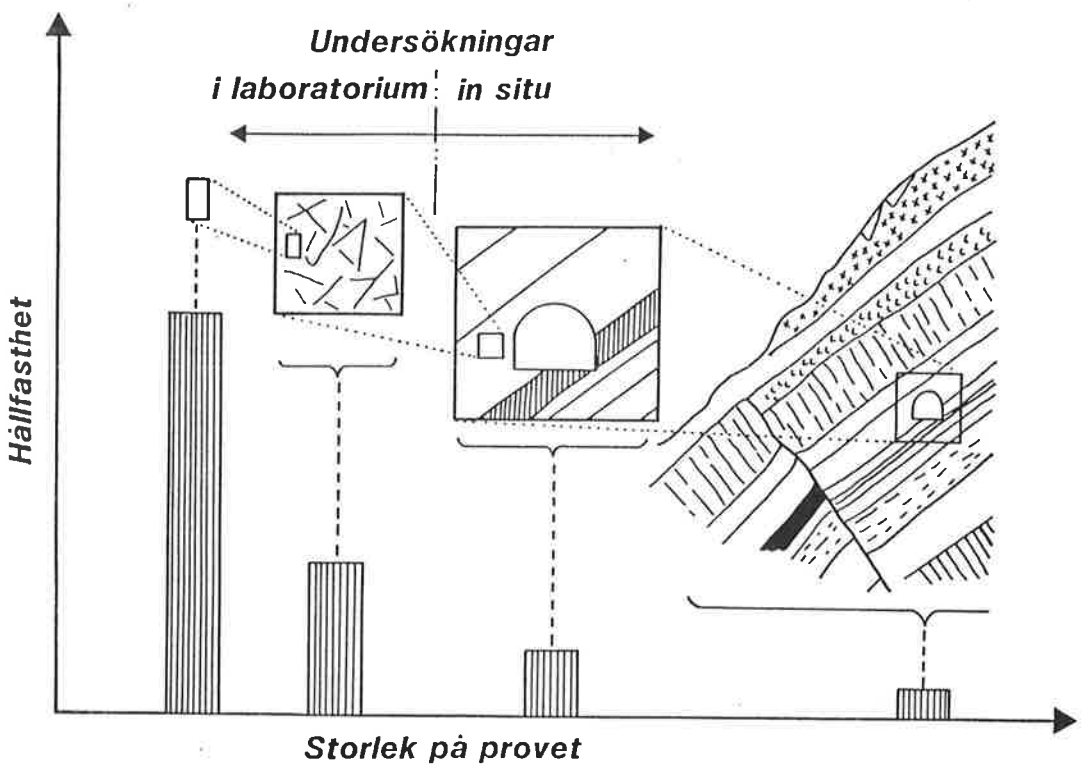
som förekommer i berggrunden. Försvagningar kan variera från sprickor till stora förkastningar. Minskningen i hållfasthet hos berget är beroende av antal, geometri (uthållighet, planhet, orientering i rymden) och de mekaniska egenskaperna hos försvagningarna.




Figur 3. Hållfasthetens volymberoende. Kritiskt belastad volym och däri förekommande försvagningar (efter Hoek och Brown).
Size dependence of strength: transition from intact rock to a heavily jointed rock mass with increasing sample size (after Hoek & Brown).

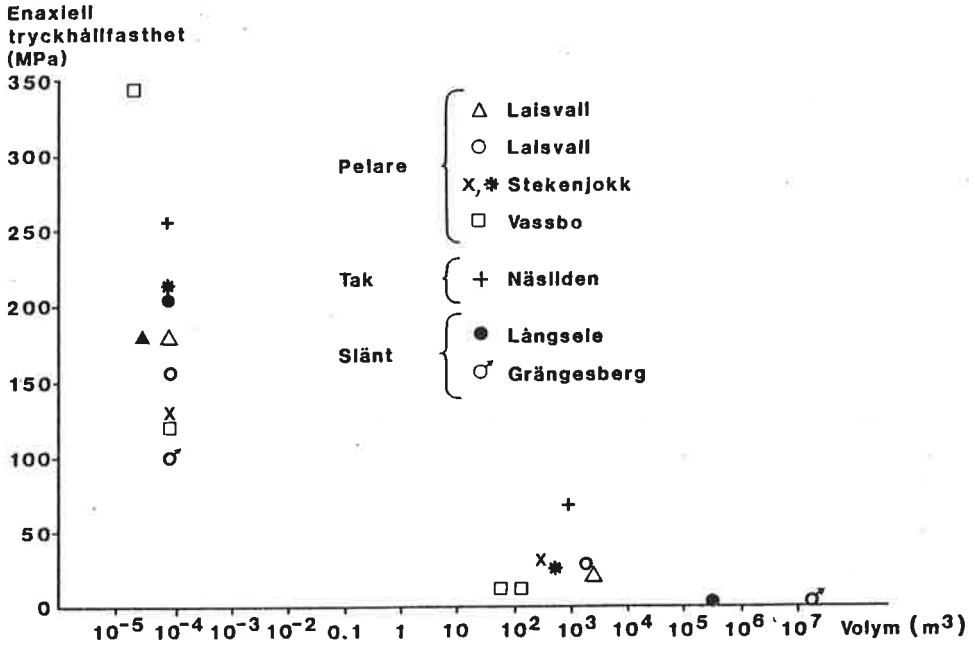
Det är viktigt att observera att enbart försvagningarna inom det kritiskt belastade området påverkar hållfastheten. Figur 3 illustrerar förhållandena i en sprickig bergmassa. Omkring ett borrhål är den kritiskt belastade volymen liten, inga eller få försvagningar förekommer, den effektiva hållfastheten är hög. Spänningsomlagringen omkring en tunnel påverkar en stor bergvolym vilken innehåller ett stort antal försvagningar. Detta ger betydligt lägre hållfasthet.

Som figur 4 visar, tillkommer vid ännu större volymer nya typer av försvagningar, som t ex förkastningar, mylonitzoner m m. Dessa medför ytterligare försvagning hos bergmassan. I figur 5 och tabell 1 har vi sammanställt erfarenheterna av storskalig hållfasthet från olika undersökningar i Bolidens gruvor. Exemplen gäller pelare i Laisvall, Vassbo och Stekenjokk samt hängväggen i Långsele. Som jämförelse har även data om hängväggen i Grängesberg medtagits, Hoek, and Bray, 1974.




**Hållfasthetens beroende av storleken på provet.**

Figur 4. Hållfasthetens volymberoende i olika typer av diskontinuiteter (efter Janelid, 1965).
Size dependence of strength: Case histories from Boliden mines.




Figur 5. Hållfasthetens volymberoende. Praktikfall från Bolidens gruvor.
Size dependence of strength. Case histories from Boliden mines.

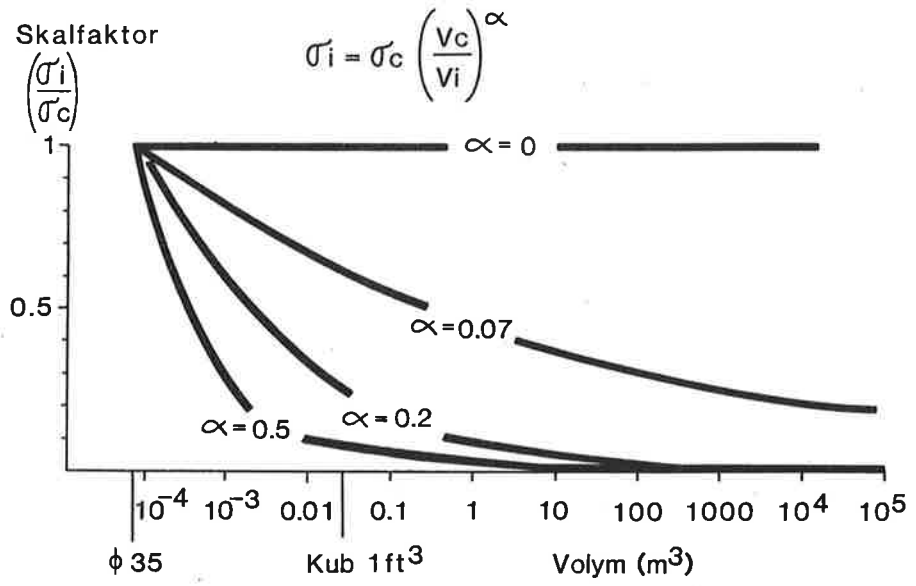
Tabell 1. Storskalehållfasthet från Bolidens gruvor.

| Bergkonstruktion / Plats | Bergart | Enaxiell tryckhållfasthet (MPa) | Storskalehållfasthet (MPa) | Testmetod | Volym ($m^3$) | Skalfaktor |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Pelare | | | | | | |
| Laisvall 1 | sandsten | 180 | 19 | spänningsmätning | 2400 | 9 |
| 2 | sandsten | 160 | 22 | spänningsmätning | 190 | 7 |
| Vassbo | sandsten | 340 | 12 | tillbakaräkning | 180 | 29 |
| Stekenjokk 1 | sulfidmalm | 210 | 20 | spänningsmätning | 500 | 10 |
| Stekenjokk 2 | kreatofyr | 130 | 26 | spänningsmätning | 330 | 5 |
| Tak | | | | | | |
| Näsliden | sulfidmalm | 250 | 65-70 | spänningsmätning | 840 | 4 |
| Hängväggar | | | | | | |
| Långsele* | kvartsit | 180 | 1,9 | tillbakaräkning | $0{,}3 \cdot 10^6$ | 95 |
| Grängesberg** | leptit | 100 | 0,45 | tillbaka räkning | $15 \cdot 10^6$ | 220 |

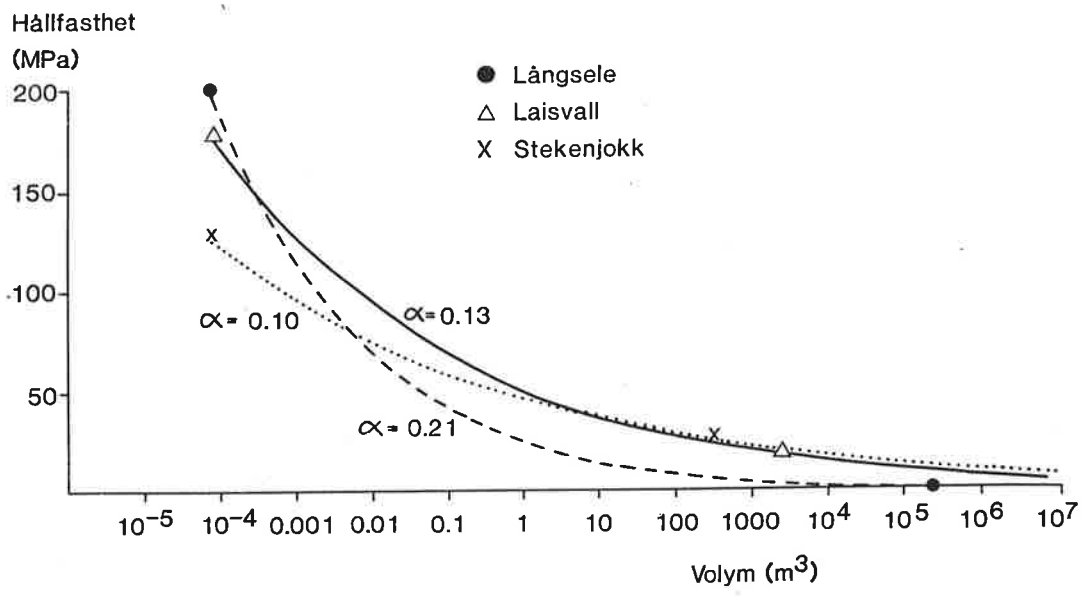
* Kolsrud, Krauland, 1979
** Hoek & Bray

Övriga: interna bergmekanikrapporter, Boliden Mineral AB

Volymsberoendet hos bergets hållfasthet är mycket framträdande. I figur 6a visas Weibulls samband för hållfasthetens volymberoende. Vi har tillämpat detta samband på våra hållfasthetsdata, se figur 6 b. Resultatet visar att volymsberoendet är helt dominerande, medan variationen i bergets struktur mellan de olika praktikfallen uttrycker sig i en variation av exponenten $\alpha$.




Figur 6 a. Hållfasthetens volymsberoende enligt Weibull.
Size dependence of strength: Weibull's relationship.




Figur 6 b. Weibulls samband för praktikfallen från Boliden.
Weibull's relationship for three case studies from Boliden mines.

## 3.2 Bestämning av bergmassans hållfasthet.

### 3.2.1 Metoder för hållfasthetsbestämning

Ett betydande antal metoder har under årens lopp utvecklats i syfte att bestämma bergmassans egenskaper. I stort kan man urskilja fyra grupper:

- matematiska modeller
- klassifikation
- storskaletestning
- tillbakaräkning av praktikfall.

#### Matematiska modeller

I de matematiska modellerna av bergmassan modelleras både bergsubstansen och försvagningarnas egenskaper. Modelleringen kan ske så, att man antingen simulerar försvagningarna som diskreta element av bergmassan eller att man betraktar bergmassan som ett kompositmaterial. Egenskaperna av detta material bestäms av både bergsubstansens och försvagningarnas egenskaper samt deras fördelning i bergmassan.

Gemensamt för de matematiska modellerna är att de kräver bestämning av ett stort antal parametrar, att de är baserade på en rad förenklande antaganden i modellansatsen samt att giltighetsområdet är bristfälligt undersökt.

#### Klassifikationssystem

Klassifikationssystemen kan indelas i två grupper med hänsyn till klassifikationens objekt nämligen:

- stabilitetsklassifikation
- hållfasthetsklassifikation.

Vid **stabilitetsklassifikation** betraktas **förhållandet** mellan belastning och bärförmåga. Man klassar således bergkonstruktionens förväntade reaktion på detta förhållande och uppskattar erforderlig förstärkningsåtgärd. Inbakad i denna klassifikation är spänningfältets storlek (vilket bl a inkluderar djupet under markytan) och inverkan av bergrummets form på spänningstillståndet. Sådana system kan vara lämpliga där variationen i bergrummets geometri är liten som t ex vid tunneldrivning.

Vid **hållfasthetsklassifikation** är syftet att klassa enbart bergmassans hållfasthet. Belastningen tas fram explicit och jämförs med bärförmågan vid en stabilitetsbedömning. Vi har funnit hållfasthetsklassifikation mera lämplig i gruvtillämpning med hänsyn till den stora variationen i bergrummens geometri och volym och de belastningstillstånd som följer med detta.

Klassifikationssystemen för bestämning av bergmassans hållfasthet är baserade på ett fåtal parametrar som anses dominera bergets hållfasthet. Systemen är empiriska och vanligtvis baserade på erfarenhet från ett begränsat antal praktikfall. De diskuteras ytterligare under punkt 4.

Storskaletestning

Vid storskaletestning bestämmer man hållfastheten hos representativa prover för bergmassan eller hela konstruktionsdelar (t ex pelare). Resultaten av dessa tester innehåller ömsesidig påverkan mellan bergsubstansen och försvagningar och ger därför en relevant beskrivning av bergmassans beteende (egenskaper). Den stora nackdelen vid storskaletestning är naturligtvis de stora kostnaderna och krav på lämpliga testlokaler och objekt.

Tillbakaräkning

Tillbakaräkning av bergmassans hållfasthet är ett sätt att insamla erfarenhet av bergmassans egenskaper från redan utförda konstruktioner. Detta är speciellt värdefullt när brott har inträffat, då kan bergmassans maximala bärförmåga bestämmas.

Huvuddelen av dagens samlade kunskap om bergmassans hållfasthet baserar sig på tillbakaräkning och, i mindre utsträckning, på storskaletestning. Dessa metoder ger också den mest tillförlitliga hållfasthetsbestämningen.

## 3.3 Undersökningsstadier och tillförlitlighet hos hållfasthetsbestämning.

Tillförlitligheten hos hållfasthetsbestämningen är starkt beroende av den tillgängliga informationen. I ett tidigt stadium av ett projekt är endast borrhål tillgängliga; dessa kan betraktas som endimensionella provtagningar av en volym. När sedan undersökningstunnlar och slutligen bergrummen drivs blir nya typer av information tillgängliga och man får en mera tredimensionell information om bergmassan. Detta anges i tabell 2 där de viktigaste parametrar som styr bergmassans hållfasthet har listats samt vilka parametrar man får information om i borrhål, stuff och bergrum.

Tabell 2 Information från borrhål, stuff och bergrum om bergmassans hållfasthetsparametrar.

| | Borrkärna | Stuff | Bergrum slänt |
|---|---|---|---|
| Tryckhållfasthet för intakt berg | x | x | x |
| Spricksystem | | | |
| geometri | | | |
| sprickavstånd | x | x | x |
| sprickläng d | | (x) | x |
| orientering | (x) | x | x |
| vågighet | | x | x |
| hållfasthetsegenskaper | | | |
| råhet | (x) | x | x |
| fyllning | (x) | x | x |
| Storskaliga diskontinuiteter | | | |
| geometri | | | |
| uthållighet | | | x |
| orientering | | x | x |
| hållfasthetsegenskaper | | | |
| tjocklek | (x) | x | x |
| fyllnadsmaterialets egenskaper | (x) | x | x |

# 4. BEFINTLIGA KLASSIFIKATIONSSYSTEM FÖR HÅLLFASTHETSBESTÄMNING

## 4.1 Beskrivning av klassifikationssystemen

För att uppskatta bergmassans hållfasthet finns det flera klassifikationssystem. Följande system har vi sett närmare på i några tillämpningar:

1. CSIR klassifikation ("CSIR geomechanics classification of jointed rock masses") av Bieniawski 1979 (rock mass rating RMR).
2. Stille (Stille et al, 1982) en modifikation av CSIR systemet (rock mass strength - RMS).
3. m,s klassifikation, Hoek and Brown 1980.
4. Hoek and Bray, 1974 (figur 8) (slänter)
5. Basic geotechnical description of rock masses (BGD).
6. NGI Tunnelling Quality Index, Barton, et al 1974

Tabell 3 Översikt över de parametrar som ingår i klassifikationssystemen.

| | CSIR | m,s* | Stille | NGI | BGD | Hoek & Bray (slänter) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Tryckhållfasthet hos intakt berg | x | x | x | x | x | |
| RQD | x | | x | x | | |
| Sprickavstånd | x | | x | | x | |
| Sprickytans friktionsegenskaper | x | | x | x | x | |
| Vatten | x | | x | x | | |
| Antal sprickor eller spricksystem | | | x | x | | |
| Sprickornas orientering i förhållande till konstruktionen | x | | | | | x |
| Förekomst av storskaliga svaghetsstrukturer | | | | x | | |
| Verbal beskrivning av bergmassan | | x | | | | x |

* m och s kan även användas för att beräkna hållfastheten utifrån CSIR eller NGI klassificering.

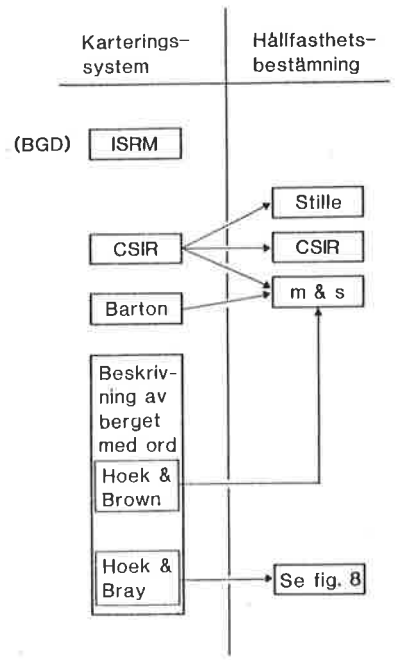
Systemen 1-4 ger möjlighet till kvantitativ upppskattning av bergmassans tryckhållfasthet. CSIR-systemet (1) är både ett stabilitets- och hållfasthetsklassifikationssystem. BDG (5) innebär en kvantitativ klassning av de olika parametrar men ger ej kvantitativa värden av bergmassans hållfasthet. NGI-systemet (6) är egentligen en stabilitetsklassifikation, men om man exkluderar spänningsreduktionsfaktorn representerar index Q egentligen en klassifikation av bergmassans hållfasthet. Ett samband mellan detta reducerade Q och bergmassans hållfasthet har dock inte angetts av författarna.

Vi kan indela klassifikationsprocessen i två steg:

- bestämning och klassning av parametervärden,
- översättning från klassningsvärden till bergmassans hållfasthet.

En översikt av parametrarna som ingår i de olika klassifiktionssystemen ges i tabell 3. Vid utvecklingen av klassifikationssystemen har varje författare valt de parametrar som han ansett mest påverkar bergmassans hållfasthet. Som framgår av tabell 3, varierar denna bedömning något, men i stort råder överensstämmande uppfattningar vad gäller huvudparametrar.

Vid hållfasthetsbestämning viktas de olika parametervärdena, vilket resulterar i ett bedömningstal (t ex poängsumma i RMR och RMS systemen). Detta översätts till hållfasthet för bergmassan med hjälp av en tabell. Hållfastheten kan uttryckas som enaxiell tryckhållfasthet eller som kohesion och friktionsvinkel. Figur 7 ger en översikt över de samband som finns mellan karteringssteget och hållfasthetsbestämningssteget mellan de olika klassifikationssystemen.




Figur 7. Samband för de olika klassifikationssystem mellan karteringssystem och hållfasthetsbestämning.

Relationship for different classification systems between mapping stage and strength classification stage.

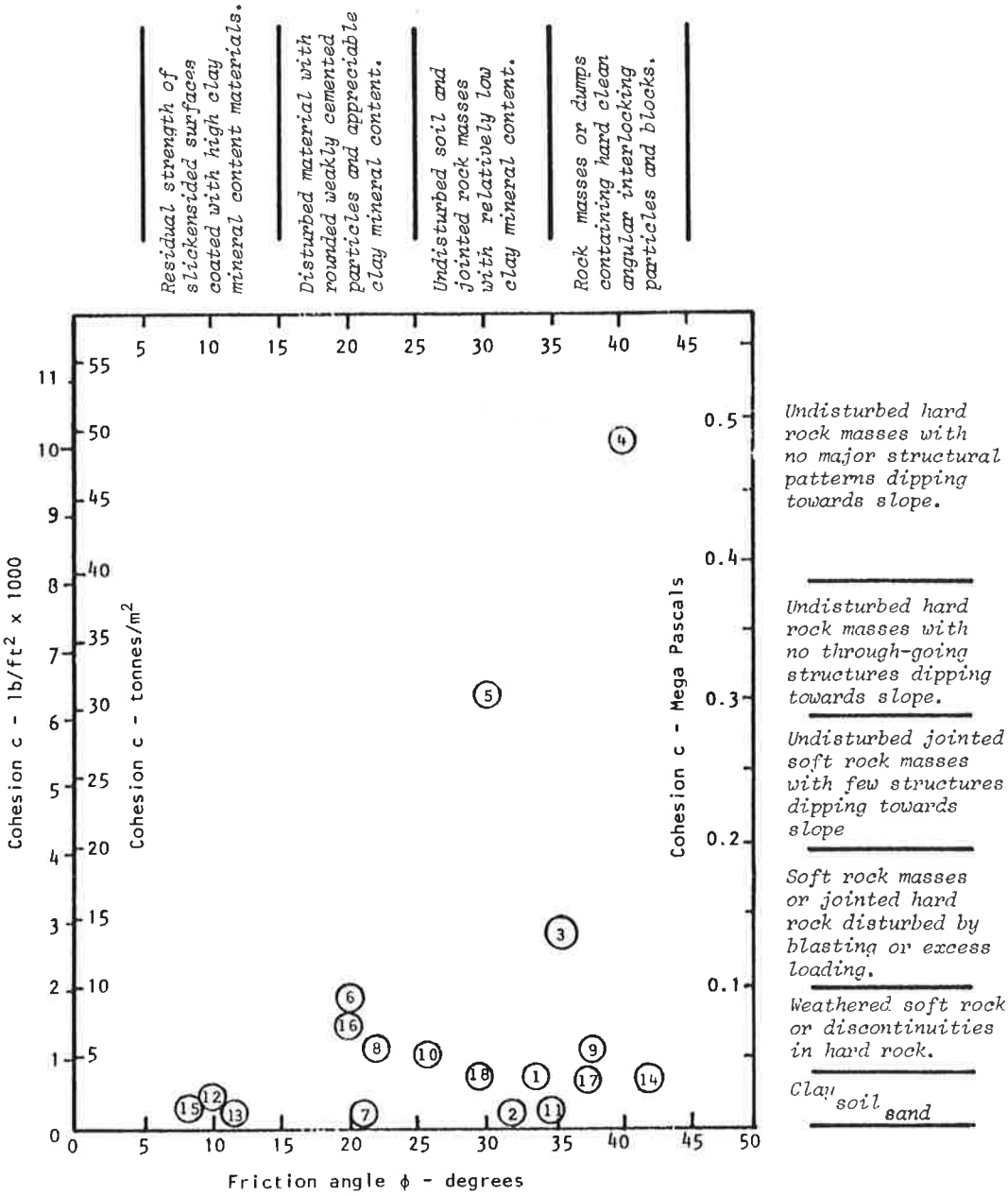
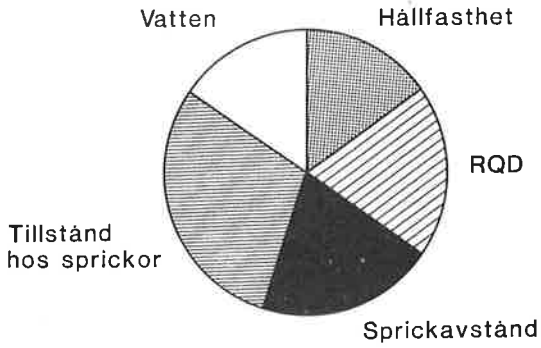



Figure 43 : Relationship between the friction angles and cohesive strengths mobilised at failure for the slope failure analyses listed in Table IV.

Figur 8. Förslag till hållfasthetsklassifikation för slänter enligt Hoek & Bray, 1973.

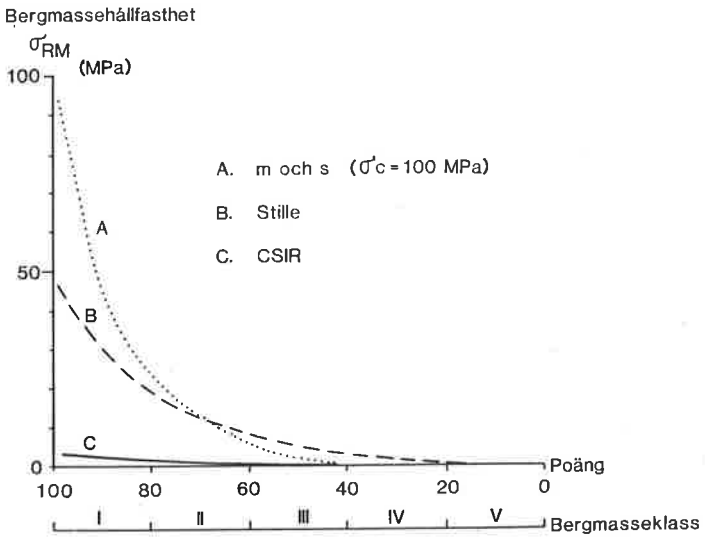
Vi såg i tabell 3 och figur 7 att i flera av klassifikationssystemen ingår samma eller liknande parametrar som i CSIR systemet. Detta grundar sig på 5 parametrar, bergartshållfasthet, RQD, sprickavstånd, tillstånd hos diskontinuiteter och grundvatten. Figur 9 visar procentandelen av de olika parametrarnas poäng i totalpoängen för klass 1 (högsta hållfasthetsklass), alltså parametrarnas inbördes viktning.




Figur 9. Ingående parametrar och deras viktning i CSIR-systemet. Parameters of the CSIR-system and their weighting.

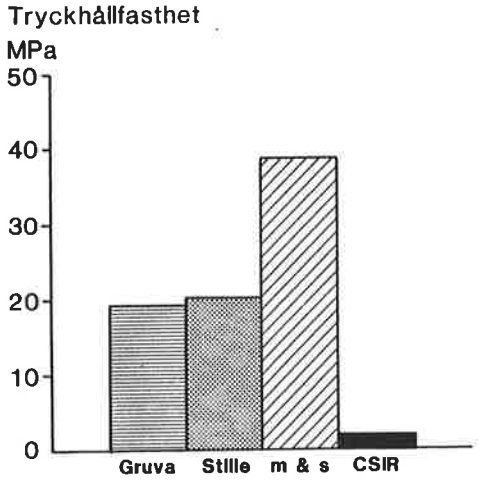
## 4.2 Hållfasthetsbestämning med klassifikation och praktisk erfarenhet.

Figur 10 anger sambandet mellan klassning av parametervärden och storskalehållfasthet för m, s-systemet, Stilles system och CSIR-systemet. Skillnaderna i hållfasthet mellan de tre systemen är häpnadsväckande stor. Hållfastheten i klass 1 (80-100 poäng) är enligt m, s systemet 30 gånger större än enligt CSIR-systemet. För att kontrollera systemen mot erfarenhetsvärden har vi studerat två praktikfall, Laisvall och Långsele.

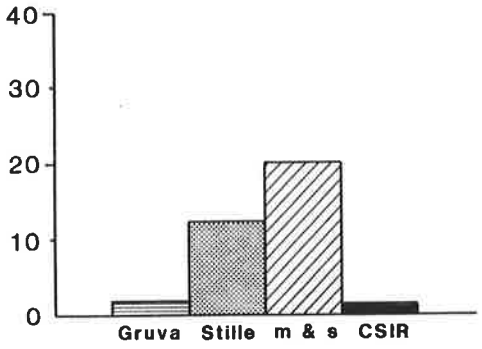



Figur 10. Jämförelse av bergmassans hållfasthet bestämd med 3 klassifikationssystem.
Comparison of rock mass strength as determined by three classification systems.

I figur 11 a ger vi pelarhållfastheter bestämda med klassifikation och verklig uppmätt storskalefasthet för en pelare i Laisvall. I figur 11 b jämförs den klassificerade hållfastheten för hängväggen i Långsele och tillbakaräknad hållfasthet från hängväggen.




a. Pelare – Laisvall ($\sigma c$ = 177 MPa, 81 poäng)




b. Hängvägg – Långsele ($\sigma c$ = 180 MPa, 71 poäng)

Figur 11. Bergmassans hållfasthet av praktikfallen i Laisvall och Långsele jämfört med hållfasthet bestämd med 3 klassifikationssystem.
Rock mass strength for case studies Laisvall and Långsele compared with rock mass strength as determined by three classification systems.

Hållfasthetsvärden som framtagits med hjälp av klassifikationssystemen visar mycket stora variationer men återger inte på något sätt volymsberoendet. Det bör observeras att CSIR systemet som ger de lägsta värdena är kalibrerat mot erfarenhet från kolgruvor, anläggningar och tunnlar under låg bergtäckning. Hoek & Brown rekommenderar sitt m, s system för både underjordsanläggningar och dagbrott. Systemet är baserat på en serie av triaxalförsök med Panguna-Adesit från dagbrottet Bougainville.

Spridningen i hållfasthet är stor beroende på val av klassifikationssystem. Vad denna skillnad i hållfasthet kan betyda i ett projekteringsfall har vi redogjort för i inledningen. Vilken hållfasthet som är tillämplig är fortfarande en bedömningsfråga. Vi kan alltså inte ge något facit för var, när och hur de olika hållfasthetsbestämningssystemen är lämpliga.

## 5. PROBLEM MED BEFINTLIGA KLASSIFIKATIONSSYSTEM OCH FÖRSLAG TILL VIDAREUTVECKLING.

Vid denna genomgång av klassifikationssystem har vi kunnat konstatera att de är behäftade med flera allvarliga brister, vilka behöver åtgärdas.

- inget system tar hänsyn till hållfasthetens volymberoende fastän hållfastheten varierar för hårt berg med minst en faktor 10 inom tillämpningsområdet bergkonstruktioner.

- giltighetsområdet för klassifikationssystemen är inte angivet. Giltighetsområdet är faktiskt begränsat till den typ av bergkonstruktion för vilken klassifikationssystemet är kalibrerat (framtaget).

- erfarenhetsåterföring från tillämpning av klassifikationssystemen på praktikfall är mycket sparsamt dokumenterat. Erfarenhetsåterföring är en nödvändighet om framsteg skall nås - särskilt av sådana praktikfall där bristerna hos klassifikationssystemen kommer i dagen.

Einstein, Steiner och Baecher, 1979, har genomfört en omfattande studie av stabilitetsklassifikation för tunnlar. I denna studie ges kriteria för utveckling av sådana empiriska metoder. Dessa är helt tillämpbara även för hållfasthetsklassifikation. Vi hänvisar till denna studie och återger här sammanfattningen på ett klassifikationssystem:

"To summarize, empirical methods should attempt to satisfy the following in some ways incompatible objectives:

1. They should promote economical yet safe designs.
2. They must be correctly calibrated against test cases and those test cases must be representative of the field of application of future use.
3. They should be complete in that all relevant factors are included, yet they must be practical in that parameters can be determined and with acceptable certainty.
4. They should have general applicability and robustness to the vagarities of use, yet they must be recognized as fundamentally subjective."

Sammanfattningsvis konstaterar vi:

- vi har ett stort behov av tillförlitliga metoder för uppskattning av bergmassans hållfasthet,

- vi är medvetna om att dessa uppskattningar måste vara grova, beroende av mängden och kvaliteten av tillgänglig information. Det måste dock vara möjligt att ange graden av tillförlitlighet för denna skattning. Detta är inte möjligt idag.

- vi tror inte att problemet löses bäst genom att utveckla ytterligare ett klassifikationssystem. Ansträngningarna bör i stället inriktas på att systematiskt insamla erfarenhet från praktikfall och att skapa bättre förståelse av och kunskap om de fenomen som styr bergmassans hållfasthet.

- vi varnar bestämt för att använda något klassifikationssystem utan att först sätta sig in i bakgrunden till klassifikationssystemet. Vi konstaterar att klassificeringssystemens främsta nytta idag är att fungera som en form av checklista. I flera fall har det varit nödvändigt för oss att anpassa ett befintligt klassifikationssystem till problemet och kalibrera systemet mot vår egen erfarenhet.

Referenser

Barton, N., Lien, R., Lunde, I, 1974: Engineering classification of rock masses for the design of tunnel supports. Rock Mechanics, vol. 6, pp 189-236.

Bieniawski, Z. T, 1979: The geomechanics classification in rock engineering applications. Proc ISRM Congress Montreux, vol 2, pp 41-48.

Einstein, H.H., Steiner, W.S. Baecher G. B, 1979: Assessment of empirical design methods for tunnels in rock. Proc. RETC 1979, vol. 1, pp 683-706.

Hoek, E., Bray I., 1973: Rock slope engineering. The Institution of Mining and Metallurgy, London.

Hoek, E., Brown, E.T., 1980: Underground excavations in rock. The Institution of Mining and Metallurgy, London.

ISRM, Commission on classification of rocks and rock masses: Basic geotechnical description of rock masses. Int J. Rock Mech Min Sci, vol. 18, pp 85-110.

Janelid, I.: Bergmekaniken och dess betydelse vid planering av gruvor och bergrum. Bergmekanik. Föredrag vid IVAs bergmekanikdagar 4-5 februari 1965. Ingenjörvetenskapsakademiens meddelande 142 Stockholm 1965 pp 7-12.

Kolsrud, B., Krauland, N., 1979: Raset i Långselegruvan. Bergmekaniskt diskussionsmöte i Stockholm 9 februari, 1979. Stiftelsen Bergteknisk Forskning, pp 15-42.

Stille, H., Groth, T., Fredriksson, A., 1982: FEM-analys av bergmekaniska problem med JOBFEM. Stiftelsen Bergteknisk Forskning och Institutionen för jord- och bergmekanik, KTH, Stockholm, Nr. 307: 1/82.

Summary

In several cases of mine design rock mass strength has been estimated by means of rock mass classification. Some experiences and problems encountered during this work are reported by comparing rock mass strength obtained from several classification systems with rock mass strength derived from case studies.

In mining the size and shape of rock excavations differs widely, as well as depth below surface. Therefore it is preferable to use rock mass strength classification and carry out a stability analysis rather than using stability classifications which is common in tunneling.

Requirements on accurancy and reliability are high in mining; e g in room- and pillar mining a very moderate overdesign (as well as underdesign) of pillars may lead to considerable ore losses and economic consequences.

The strength of rock masses is strongly dependent on the number, geometry and strength characteristics of the discontinuities that intersect the rock mass. The strength of rock masses is therefore strongly dependent on the volume that is subjected to critical loading. Large volumes show very low strength. Case studies from some Boliden mines confirm this, namely pillar strength from the Laisvall and Stekenjokk mines, roof strength from the Näsliden mine and hanging wall strength from the Långsele mine.

The scale factor for strength varies for these cases between 4 and 220. The scale factor is defined as the relationship between strength determined on laboratory specimens to rock mass strength within the critically loaded rock volume.

Several classification systems were examined. Rock mass strength determined by these classifications may differ by a factor of 30. Comparison with the case studies does not result in any clear recommendations regarding choice of classification systems.

The experience from this work is summarized as follows:

- no classification systems take into account the dependence of rock mass strength on the critically loaded volume
  i.e. the variation of size of rock excavations is not taken into consideration

- the range of validity of a classification system should be known before it is applied. This range is usually not well documented.

- there is a strong need for reliable methods of estimating rock mass strength in the planning and development stage

- obviously the accuracy of rock mass strength determination will depend on the amount and type of information available (boreholes, adits and full scale excavations). It should be possible, however, to define the degree of reliability of the determination

- feed back from case studies is a necessity for the use and improvement of existing classification systems.

# KLASSIFICERING AV UNGA VULKANISKA BERGARTER VID ETT KRAFTVERKSBYGGE I INDONESIEN

## Classification of young volcanie rocks at a hydro power project in Indonesia

Gunnar Nord, Skanska AB

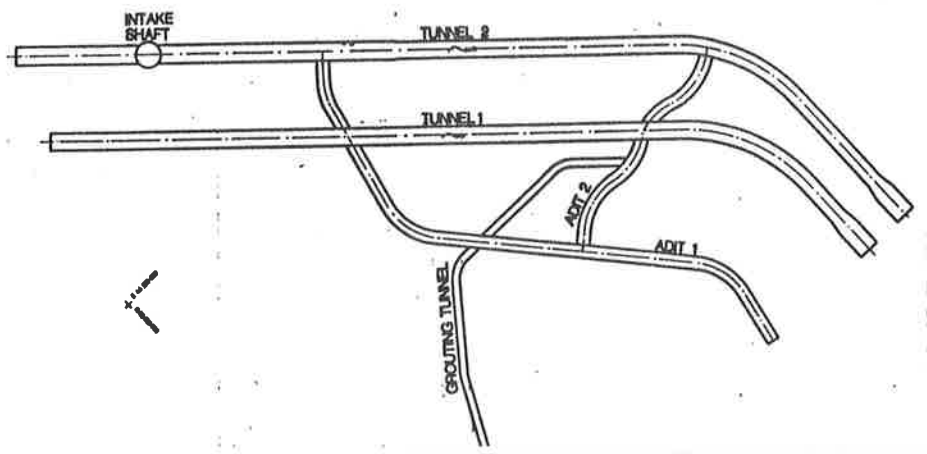
Den klassificering som här skall behandlas är med avseende på stabilitet av underjordsrum, och begränsas till de förhållanden som rådde vid Skanskas vattenkraftverksbygge Mrica på Java.

Inledningsvis skall en kort presentation göras av projektet. Hela ön Java, som till storleken är ungefär 1/4 av Sverige, utgörs i huvudsak av ung geologisk formation med vulkaniskt ursprung. Hela ön såväl som andra öar i området är uppbyggd kring ett band av vulkaner, och de vulkaniska materialet är företrädesvis pyroklastiskt. Mitt på denna ö har man beslutat sig för att bygga ett vattenkraftverk som är av ovanjordstyp, dvs kraftstationen ligger helt ovan jord. De enda undermarksarbeten som finns i projektet är omledningstunnlar för floden Serayu under dammbyggnadsskedet, tilloppstunnel till kraftstation, vilken sammanfaller med ena omloppstunneln, injekteringstunnel under dammen samt erforderliga tillfartstunnlar.

Totalt omfattar bygget 1.900 meter tunnel med en storlek varierande från 15 $m^2$ till 90 $m^2$.

| | Längd | Area |
|---|---|---|
| Omledningstunnlar | 1.100 m | 90 $m^2$ |
| Injekteringstunnel | 350 m | 15 $m^2$ |
| Tillfartstunnlar | 500 m | 45 $m^3$ |
| Intagsschakt | 50 m | 200-300 $m^2$ |

Ändarna av huvudtunnlarna är vidgade för att ge plats åt intags- och utloppskonstruktioner, och den största arean är där ungefär 250 $m^2$ med bredd gånger höjd 13x20 m. Tunnlarna är lokaliserade enligt figuren nedan, och tillfartstunneln (adit) har tillkommit enbart för att man inte kunde vänta på färdigställande av ovanjordsschakterna vid huvudtunnlarnas ändar.



Begreppet "unga" vulkaniska bergarter kräver en beskrivning, så att läsaren inte tror att de klassningsmetoder som här tillämpades generellt skulle vara tillämpbart på alla unga vulkaniska bergarter. Berget här utgörs av pyroklastiskt material, som efter den första avsättningen genom någon form av skred har förts till den plats där det nu befinner sig. Orsakerna till skreden skall inte här behandlas men man kan konstatera att massorna med största sannolikhet var kalla vid skredtillfället. Man har funnit träbitar inne i berget som ej har varit utsatta för upphettning. Hela träd, stenblock och större och mindre leransamlingar har i samband med skredet inneslutits i berget. Vidare är det svårt att yttra sig om berget för närvarande är under bildande eller under nedbrytning. Förväxla alltså ej detta material som ibland går under beteckningen "lahar" med tuff, lapilli eller agglomerat.

De förundersökningar som utfördes avslöjade inte till fullo bergets karaktär. Ett antal motsägelsefulla observationer hade gjorts och den prognos över mängder av olika förstärkningsklasser ansågs osäker. Klassificering av berget hade skett med hjälp av Geomechanics system. Osäkerheten i prognosen grundade sig inte på något tvivel om lämpligheten i detta system utan svårigheten att ur tillgängligt kärnmaterial och provtunnlar kunna skapa en trovärdig bild av den geologiska situationen. Man var sannolikt inte medveten om att det var skredmassor man hade undersökt, och den procentuella förekomsten av de olika bergklasserna bedömdes enligt figuren nedan som avser adittunnlar och huvudtunnlar (1.500 m).

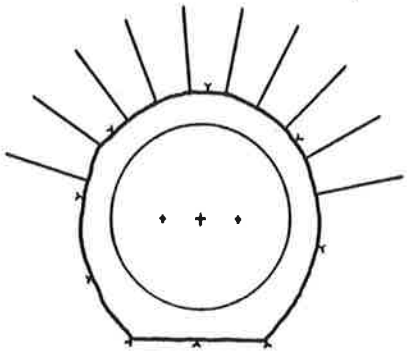
| | | |
|---|---|---|
| Fair rock | class III | 45% |
| Poor rock | class IV | 35% |
| Very poor rock | class V | 20% |

Till varje klass fastställdes den erforderliga förstärkningen och i samband med detta gjordes en uppdelning i underklasser för att spara på insatserna. Förstärkningsfilosofin grundade sig på att merparten av de temporära förstärkningarna skulle utföras med bult och sprutbetong och stålbågar skulle bara tillgripas i klass V berg. Förslagen finns sammanställda i tabellen nedan. Dessutom visas några tvärsektioner med förstärkningen inritad. Man var inte säker på att detta vara den korrekta förstärkningen så därför hade ett mätprogram föreskrivits som omfattade konvergensmätning, extensometermätning samt mätning av bultlaster.

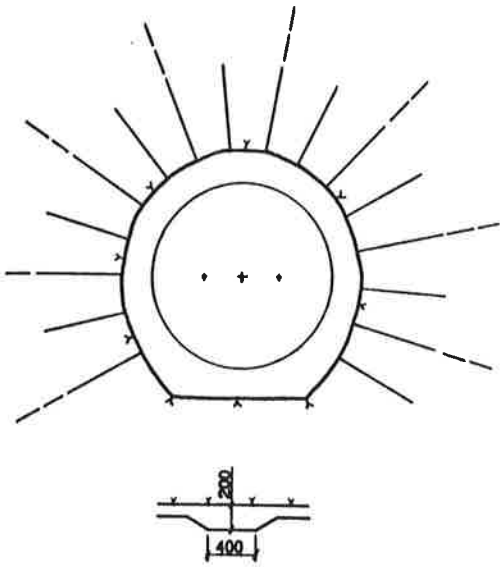
Förstärkning i huvudtunnlar

| | Sprutbtg mm | Arm | Bult antal/meter |
|---|---|---|---|
| Klass II | 30 (g) | - | 5 (sw 3,6 m) |
| Klass $III_1$ | 60 (g) | - | 5-10 (sw 3,6 m) |
| Klass $III_2$ | 100 (g) | mesh | 5-10 (sw 3,6 m) |
| Klass $IV_1$ | 100 (g+p) | mesh | 10-15 (gr 3,6/6 m) |
| Klass $IV_2$ | 100 (g+p) + båge | mesh | 10-15 (gr 3,6/6 m) |
| Klass $V_1$ | 150 (g+p) + stålbåge | 2xmesh | 15-20 (gr 3,6/6 m) |
| Klass $V_2$ | 150 (g+p) + stålbåge + invert strut | 2xmesh | 15-20 (gr 3,6/6 m) |

FÖRSTÄRKNING KLASS III



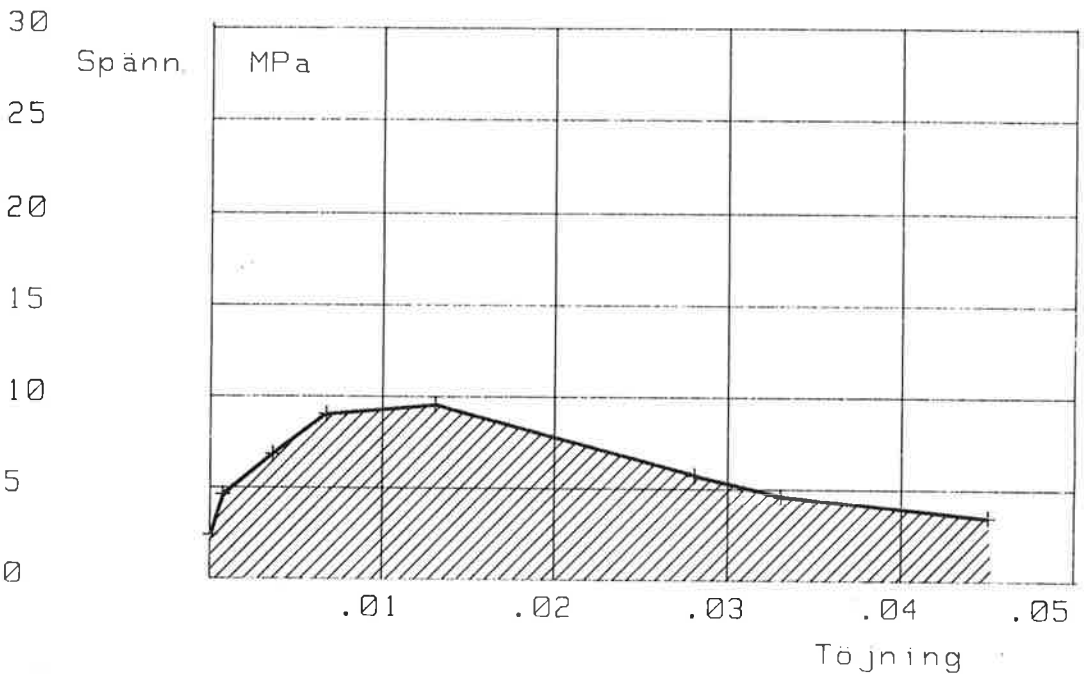
FÖRSTÄRKNING KLASS IV

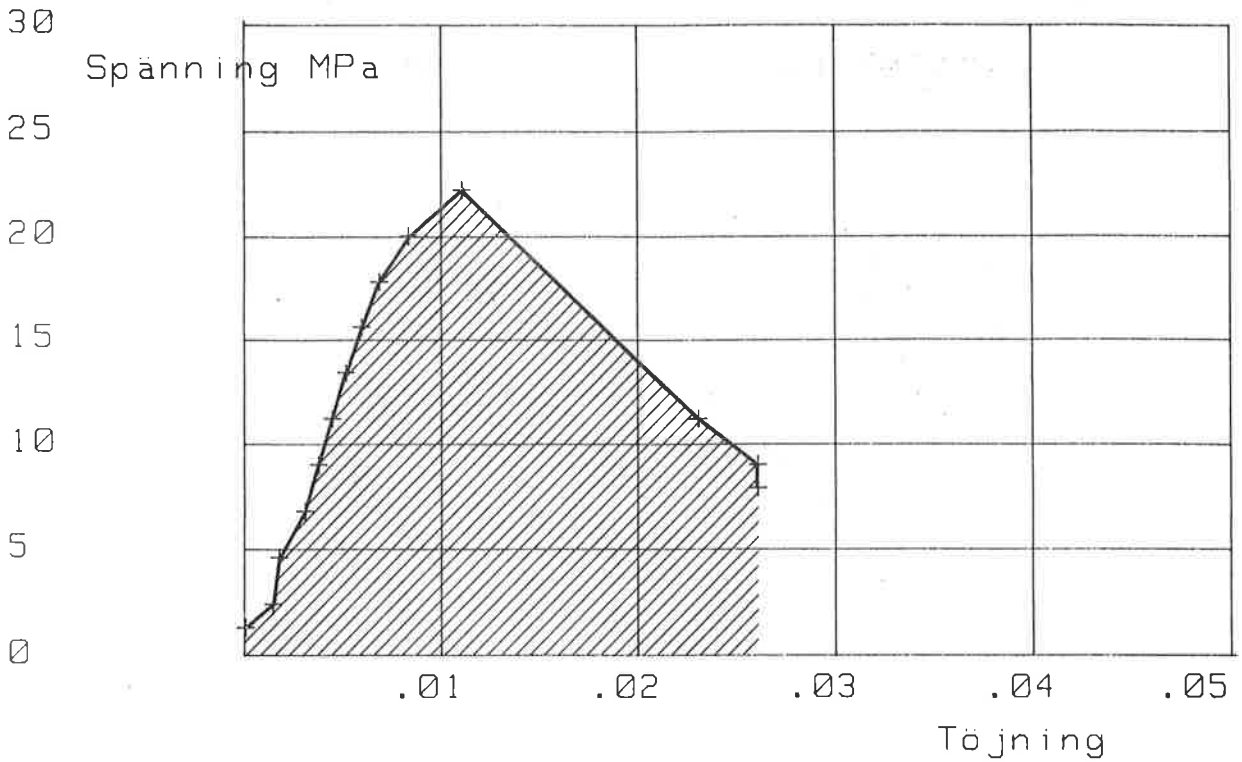



När cirka 100 meter tunnel hade utförts hade man skaffat sig en hygglig uppfattning om vad berget egentligen bestod av och hur det uppförde sig, och iakttagelserna kan sammanfattas som följer.

Bergmaterialet var mjukt, det var oftast inga större problem att gräva sönder det med ett eggverktyg. Genomgående sprickor var få och spricksystem i egentlig mening förekom mycket sparsamt. Berget hade en låg hållfasthet och låg elasticitetsmodul, vilket framgår av de figurer nedan, som visar spänningstöjningsförloppet på 2 st Ø76 mm borrkärnor med ett höjd diaförhållande på i stort sett 1. Det kan också nämnas att det var näst intill omöjligt att få några Point-Load värden. Materialet krossades under spetsarna innan något utslag hade erhållits på skalan.

Relationen mellan $I_{s50}$ och enaxligt tryckhållfasthet som brukar anges till 1/25-1/15 synes inte gälla för detta berg.






Tillvägagångssättet vid beslut om förstärkningsinsats var att entreprenör och client gemensamt fastställde bergklassen framme vid tunnelfronten och använde då Geomechanics klassningssystem. På grund av bergets karaktär hade man stora svårigheter att enas om bergklass. Det var avsevärt mycket lättare att komma överens om erforderlig förstärkning. Det bör tilläggas att den förstärkning som utfördes inte var konservativ. Kontraktet var formulerat så att både client och entreprenör var betjänta av en så ringa förstärkning som möjligt. Man drog sig avsiktligt mot bättre bergklass och fick i en del fall gå tillbaka och klassa om berget. Det omfattande mätprogrammet avstyrdes av beställaren.

När olägenheterna med Geomechanics system blev uppenbara skapade design-engineer tillsammans med resident engineer ett nytt klassningssystem som var platsanpassat, och det framgår av tabellen nedan.

Klass I Friskt berg
Tuff matrix och brecciafragment kan med svårighet skrapas med pennkniv

Klass II Lätt vittrat berg
Tuff matrix kan skrapas med kniv

Klass III Måttligt vittrat berg
Tuff matrix kan med svårighet grävas med pennkniv

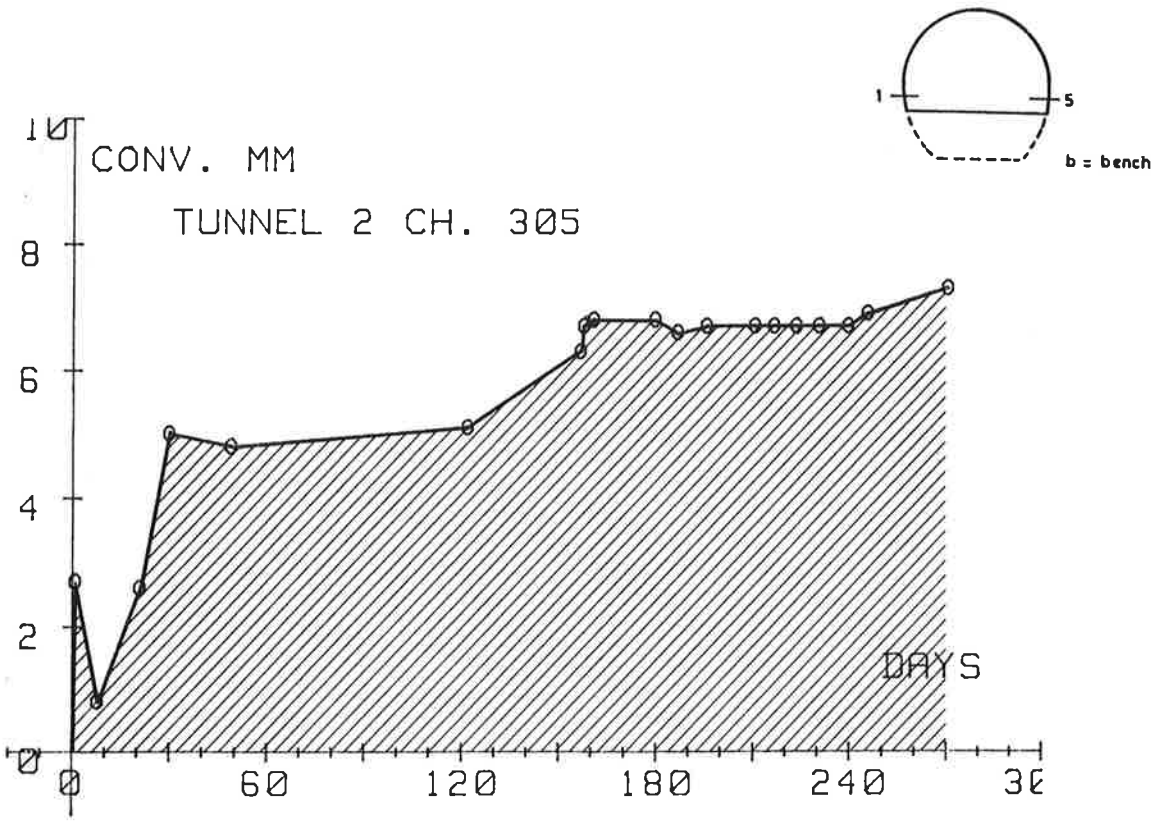
Klass IV Kraftigt vittrat berg
Tuff matrix kan lätt grävas med pennkniv

Klass V Krosszoner

Förändring av klassificeringen var endast en ändring av sättet att fastställa bergklass. Den förstärkning som tidigare hade specifiserats kvarstod såväl i fråga om utförande som bedömda mängder. Detta var alltså ett försök till direktöversättning av Geomechanics bergklasser. Denna okulärbesiktning skulle kompletteras med konvergensmätning för att få en kontroll av deformationerna. Mätningarna skulle fungera som ett slags skyddsnät om klassningssystemet av någon anledning skulle falera. Tyvärr så trodde man sig kunna klara av deformationsmätningen med ett så grovt redskap som teodolit, så att användandet av tejpextensometer blev någon månad försenad.

Den platsanpassade klassningsmodellen fungerade tillfredsställande. Bergklassdiskussionen mellan client och entreprenör upphörde. Entreprenören bestämde bergklasserna och erhöll i efterhand beställarens tysta godkännande.

Konvergensmätningen var till god hjälp även om kvalitén på mätinstrumentet kunde ha varit högre. Den lägre kvalitén fick kompenseras med ett högre antal mätningar. Exempel på resultat av mätningarna visas i figur nedan. Det första större språnget är en följd av palluttaget.



Avvikelser från de föreskrivna förstärkningsinsatserna i de skilda bergklasserna gjordes naturligtvis. Förutom variationer i bultmängd och sprutbetongtjocklek så utfördes inga sprutbetongbågar i klass $IV_2$ utan man fördelade mängden sprutbetong i bågarna över hela bergytan samt applicerade dubbla lager med nätarmering. Vidare installerades bult längre än 3,6 meter endast i de vidgade sektionerna vid tunneländar och under intagsschaktet. Med hänsyn till den ringa bergtäckningen, som var max 80 meter, får de föreslagna 6 meters-bultarna betraktas som ett utslag av den osäkerhet man kände inför dessa bergförhållanden.

Med facit i hand skall nu en kort beskrivning göras av berget i de olika bergklasserna.

Berg av klass I och II fanns inte alls. Klass III-berget var inte alls vittrat, men ändå så svagt att det med svårighet kunde grävas med pennkniv. Det innehöll en hög frekvens av andesitblock och mindre lerklumpar.

Till klass IV hänfördes bergpartier som genomsatts av vittringsstråk, partier med stora lerkroppar (100 $m^3$), spruckna partier intill skjuvzoner, samt ett längre parti med en gammal flodbädd som innehöll block, grus och ler. Det sistnämnda skulle rätteligen ha förstärkts som klass V berg (krosszoner) med stålbågar men vi lyckades med att klara det med sprutbetong. Det krävdes dock s k invert struts som här utfördes i gjutbetong.

Klass V tillämpades vid passage av skjuvzoner samt vid ytvittrat material i portalområde. Generellt kan sägas att klass V applicerades sedan man misslyckats med att tillämpa klass IV förstärkning.

Vatteninläckning förekom i de mängder som man hade anledning att förvänta men större än pronoserat. Den maximala inläckningen till anläggningen var 3.500-4.000 l/minut. Läckaget var begränsat till några få ställen och vållade endast stabilitetsproblem då det uppträdde i samband med den stora skjuvzonen.

Erfarenheterna skulle kunna sammanfattas sålunda. Även om man från början inte förstod bergets karaktär så lyckades man ändå med att göra en bra förstärkningsprognos.

| | Prognos | Utfall |
|---|---|---|
| Klass III | 45% | 50% |
| Klass IV | 35% | 30% |
| Klass V | 20% | 20% |

Här har då hänsyn tagits till att cirka 10% av klass IV-berget rätteligen hör hemma i klass V,

I de fall det är möjligt sträva efter enkla platsanpassade klassningsmodeller. Det är en stor fördel om folket på tunnelgolvet förstår dem.

SUMMARY

The classification technique described in this paper concerns the stability of rock caverns underground and is limited to the conditions that exist at Skanska´s hydro power project Mrica on the Island of Java.

The Island of Java consists mainly of a young geological formation of volcanic origin. The volcanic material is mostly pyroclastic. It is important to know that the classification methods used at Mrica cannot be generally applied on all young volcanic formations.

DISKUSSION

Hans H Helfrich, Enebyberg

Jag har hållit på med mera generella synpunkter i dag och tänker fortsätta med det. Klassificeringssystem diskuteras mycket internationellt. Men det finns många människor som stänger ögonen och öronen och vad som helst för att inte höra talas om klassificeringssystem. Andra däremot litar kallt på dessa och de går så långt att får man bara ett siffervärde så är man lycklig och kommer att använda dessa. Det här exemplet som Gunnar Nord har visat, visar egentligen hela skalan. Man har från början i initialskedet en idé om en vittringsgrad. Sedan skulle man plötsligen tillämpa något som är internationellt gångbart och för just RMR-system, är ju internationellt gångbart, överger man alltså något som man har på känn till förmån för ett annat som är internationellt accepterat. Och då visar det sig att det går inte att använda i fält, trots att det har varit ett bra underlag för att göra en förstärkningsprognos. Så slutsatsen måste vara att vilken metod man än använder det har ingen betydelse, medlen spelar ingen roll, huvudsaken är att man kommer till riktig slutsats. I detta fall är det inte slut med den här klassificeringen som har visats. Den är fortfarande baserad på ett vittringsschema, som i verkligheten inte existerar utan klassificeringen skulle ha varit baserad på ett cementeringsschema. För det här berget - eller man skall inte kalla det berget, det är semi-berg, det är någonting som är på väg till att bli berg - existerar olika cementeringsgrader men det saknade praktisk betydelse. Tunnlarna har förstärkts, och de är stabila.

Gunnar Almgren, LuH

Sessionens inledare Håkan Stille sade att kärt barn har många namn. Hans Helfrich nämnde vidare att det finns många bergklassificeringssystem med många tillämpningsområden. Men jag vill vädja till er bergmekaniker om färre och enhetligare system att välja mellan. De många systemen i dag skapar nämligen förvirring och försvårar enhetlig tillämpning bland oss berörda, som sysslar med berg. Det gäller speciellt de av oss, som inte är bergmekaniska specialister.

Håkan Stille

Det är ju en bra diskussion det här. Det är ju så att geologin det är inte ett barn. Utan att det finns så många olika geologiska miljöer och de går inte att pressa in i ett enkelt schema.

Ove Stephansson, LuH

Jag skall ta upp en sak i Per Erik Söders och Norbert Kraulands föredrag. Man måste hålla isär ett hållfasthetsklassificeringssystem ifrån ett bergklassificeringssystem och det har de försökt att belysa och jag vill betona en sak: Ett system, låt säga att det är m-s systemet, det fungerade ganska bra i ett belastningstillstånd för exempelvis en pelare som är under last, medan däremot för en hängvägg som är avlastad fungerar det inte alls. Det är inte bara det att vi måste ha ett hållfasthetsklassificeringssystem utan vi måste ha olika klassificeringssystem beroende på vilka belastningstillstånd det är vi tittar på, dvs om det är en belastad bergkonstruktion eller om det är en avlastad bergkonstruktion.

Håkan Stille

Jag har en enkel fråga till vår förste föredragshållare här, Olle Olsson: Om vi har ett 100 m långt borrhål, hur lång tid tar det att mäta det och vad kostar det?

Olle Olsson, SGAB

Om man mäter i enmeters punktavstånd som vi gör normalt så tar det ca 1 timme att mäta borrhålet och kostnaden är lite svårare att uttala sig om. Jag skulle säga så här att om vi har ett 500 m långt borrhål, alltså ett långt borrhål, så kostar det i storleksordningen 100 kr metern inklusive tolkning och rapportering. Det blir ju förhållandevis dyrare om det är fråga om korta borrhål.

Håkan Stille

Jag vet att i Forsmark har man använt sig av borrhålsradarn för att titta på bergkvaliteten i silotaket, vad har ni för erfarenhet av det? Det är första frågan. Andra frågan är: Hur var det, fanns det sedimentärt berg i det här gamla urberget?

Rolf Christiansen, VIAK

Den första frågan när det gäller radarn, då vill jag först förtydliga att den radar som då användes var Bolidens, på grund av att SGAB inte riktigt hade sin utrustning färdig för 56 mms hål och räckvidden på den radarn var mindre.

Olle belyste att salthalten påverkade radarresultatet och jag tror att SFR motsvarar förhållandena på större djup i Finnsjön. Jag vill också säga det att tolkningen av radarresultaten i Forsmarksområdet var en ganska svår uppgift både för Boliden, Kurt Åke Magnusson hos SGAB och för mig som skulle utnyttja resultatet sedan, framför allt beroende på den komplexa geologin. De snabba växlingarna, t ex mellan förgnejsade och icke förgnejsade partier och granit, som från bergmekanisk synpunkt betryder väldigt lite, kom fram tydligt osv. Så min uppfattning är att radarn kanske hade ett delvis begränsat värde i denna komplexa geologi.

Den andra frågan är väl kanske lite mera diskutabel. Alla känner inte till bakgrunden till att börja med, det är så att det har förekommit material som har väckt en hypotes om att det kan vara sedimenterat kambrosiluriskt material. Av samma sätt som det finns t ex kambriska sandstensgångar här och var i landet. De analyser som SGAB i Lund har gjort på det materialet tyder dock på att det snarare är någon form av hydrotermal omvandling. Frågan är fortfarande under utredning.

Håkan Stille

Vi får avsluta den här sessionen om bergklassificering med de rekommendationer som framförts att bergklassificeringssystemen skall användas med förstånd och skall ställas i relation till den ansvariges egna erfarenheter och användas som en checklista för vilka problem som kan uppkomma och vad man bör titta på. Med det så tackar jag för mig.

# SPRUTBETONG
# Shotcrete

SPRUTBETONG

Docent Jonas Holmgren

Jag tänker inte använda mina inledningsminuter till att tala om vad sprutbetong är för någonting. Jag har i stället valt att informera om några nyheter på området, några nyutkomna rapporter samt vad som görs på standardiseringssidan. I somras hade vi ett tredagarsseminarium om stålfiberbetong med amerikanska och svenska specialister. Det har resulterat i en publikation som ni kan se omslaget till här. Den finns att få tag i från Cement- och Betonginstitutet. Den spänner över hela fältet från avancerad materialanalys till praktisk tillämpning. Där finns en hel del matnyttigt. Det har kommit ut ett examensarbete från Högskolan i Luleå som är en väldigt bra systematisk undersökning över ett hundratal fiberarmerade balkar. Man får där en bra uppfattning om vad några olika vanliga stålfibrer går för. Det är en sampublikation BeFo/FortF om bultförankrad stålfiberarmerad sprutbetong, som har kommit ut för inte så länge sedan. Där får man en del resultat från storskaliga försök som är gjorda på bultförankrad fiberbetong. Man kan också få en uppfattning om vad som går att åstadkomma med högklassiga fibrer. FortF kommer ut med ytterligare en publikation om stålfibrer och sprutbetong, som är lite mer anpassad för deras applikationer, nämligen dynamiskt belastade bultupphängda förstärkningar. Vad som ytterligare är på gång inom området är att våra betongbestämmelse skall revideras. Den intressantaste nyheten där tror jag blir att man nu formulerar om det här olyckliga kravet på vidhäftningen 0,1 MPa. Det kommer alltså att försvinna. I stället kommer att stå någonting i stil med att vidhäftning skall uppgå till på ritning angivet värde. Det har också varit meningen från början att den kvalificerade konsulten eller beställaren skall nyansera det här med vidhäftningen från fall till fall. 0,1 MPa kom dit som ett samhällets minimikrav, i princip så ställt att inte betongen ramlar i huvudet på folk. Men det där har missuppfattats och nu kommer det att skrivas annorlunda. Det kan ju få en viss betydelse. När det gäller stålfiberbetong så pågår det ett arbete som Åke Skarendahl har tagit initiativet till och där arbetet utförs av Jan Alemo på Vattenfall och Åke Skarendahl och undertecknad på uppdrag av en

stor grupp, som är representativ för de flesta intressenter inom det här området. Vi hoppas att det skall kunna bli ett underlag för en kommande standard. Man avser med detta att ensa språkbruket när det gäller produkter av stålfiberbetong. Det bygger så långt det går på befintlig svensk standard och där det behövs är det kompletterat med hänsyn till fiberbetong. Om nu den här stora gruppen som ställt sig bakom projektet accepterar dokumentet i nästa vecka så kommer det att kunna ges ut på Byggförlaget under senare delen av våren. Detta är någonting som har efterfrågats länge, ett sätt att definiera de här produkterna så att man vet vad man pratar om.
Efter den inledningen vill jag hälsa den förste föredragshållaren upp. Det är Stig Östfjord, Stabilator, som skall tala om tekniska erfarenheter av sprutbetong och stålfibrer.

# TEKNISKA ERFARENHETER AV SPRUTBETONG OCH STÅLFIBRER

## Gained experience of shotcrete and steelfibres

Stig Östfjord och Björn Emt, Stabilator AB

## INLEDNING

Under de senaste tio åren har användandet av sprutbetong med stålfibrer ökat, och i många fall med stor framgång.
Ökat har också antalet konstruktioner som inte uppnått de förväntade egenskaperna.

Det finns många orsaker till att dessa fel uppstått, men det kan lätt konstateras att avsaknaden av enkla arbetsinstruktioner och testmetoder har mycket stor betydelse.

Viktiga faktorer som har stor inverkan på slutprodukten är också vilken metod, cementmängd och ballastgradering som används i kombination med den stora mängd av tillsatsmedel och stålfibrer tillgängliga på marknaden, som används.

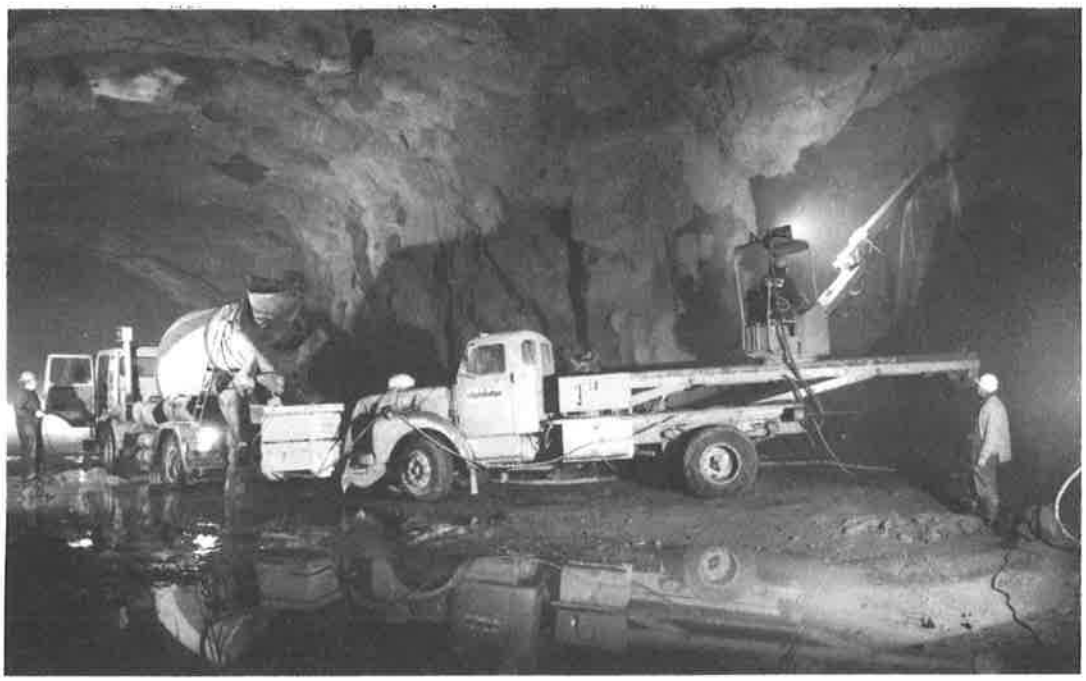


Fig 1. Stabilator shotcrete system with robot is used for the application of steel-fiber reinforced shotcrete. The delivery of shotcrete is done by transmixers from a ready-mix-plant.

Erfarenheterna från de tio år som vi har sprutat betong med stålfibrer, har klart visat att den erforderliga blandningen, med hög cementhalt och ballast med hög finhalt som krävs för att vidhäftningen mellan fibrer och matris skall bli optimal, kräver speciell uppmärksamhet.

Det är också nödvändigt att särskilja felen som uppstått p g a att fel metod har använts eller att misstag har gjorts av arbetslaget, från de fel som beror på fel i material eller mekaniska egenskaper.

## MATERIAL

I största delen av vår sprutbetongproduktion används standard Portland cement som vid våtsprutningsproduktion oftast kompletteras med silika. Vid behov tillsätts också vatten-reducerare och flytmedel i pulverform eller flytande till blandningarna i olika doseringar beroende på de krav som ställs på slutprodukten.

Stor vikt måste läggas på att få ballastmaterial med jämn gradering och lite inre friktion för att komprimeringen av sprutbetongen skall bli optimalt. Grusmaterialet måste också vara jämnt fuktat. Fukthalten bör ej understiga 3% samt för torrsprutmetoden inte innehålla för hög halt av finmaterial som förhindrar en god och jämn genomvattning i munstycket. Se siktkurva 2 A.

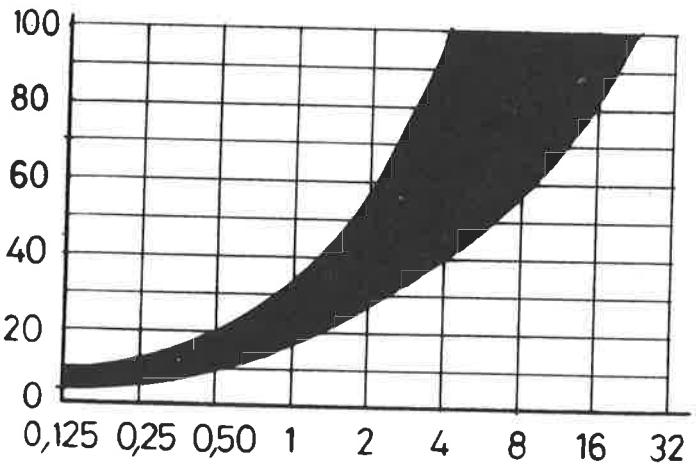



Fig 2 A. Gradiation curves.

Då våtsprutningen tillämpas krävs utöver en jämn ballastgradering att viktprocenten höjs på siktarna $< 0{,}5$ mm, så att ökad klibbighet erhålls. Se siktkurva 2 B.

Klibbigheten och konsistensen på bruket skall vara sådan att ett påslag ej understigande 20 mm kan sprutas med god komprimering och minimalt återslag $\leq 5\%$ på vertikala och overheadytor utan accelererande tillsatsmedel.

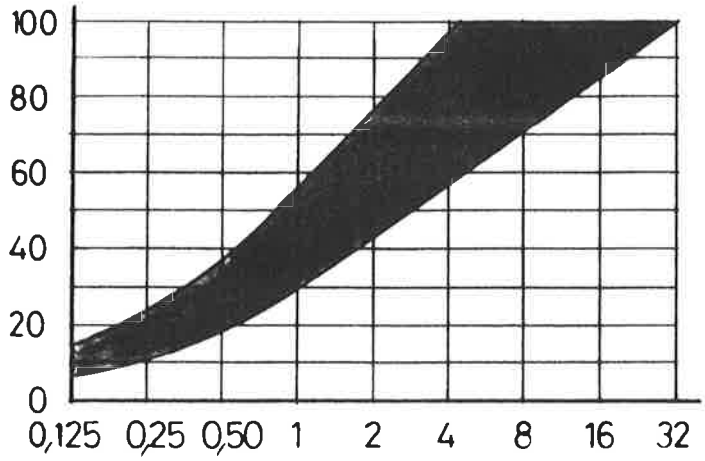



Fig 2 B. Gradation curves.

Stålfibrer som vi använt är både EE-fibern 18 mm Ø 0,6 samt vanliga raka fibrer i varierande längder upp till 60 mm med en diameter på 0,5-0,6 mm.

## METOD

Den metod som idag används i allt större grad för sprutbetong, och i synnerhet för fiberarmerad sprutbetong är den så kallade våtsprutningsmetoden.

Med våtsprutningsmetoden, som innebär att allt material tillsammans med vattnet har blivit förblandat och endast luft och om nödvändigt accelerator tillsätts i munstycket, kan återslaget reduceras till mindre än hälften jämfört med torrmetoden.

Den svåra delen med våtsprutningsmetoden är att få en pumpbar blandning med en konsistens, som utan accelerator kan sprutas på en vertikal eller overheadyta till en tjocklek på 30-50 mm med hög kapacitet. Detta är framför allt viktigt vid permanenta konstruktioner där normalt accelerator ej är tillåten.

## ACCELERATOR

Att inte accerelator är tillåtet att användas i permanenta konstruktioner ställer till vissa problem vid våtsprutning. För de flesta betongpumpar som idag används för våtsprutning måste betongen tillverkas i en så lättflytande konsistens för att den skall kunna pumpas utan pulsering, att när betongen sprutas mot en vertikal eller overhead yta, går det ej att få betongen att fastna utan accelerator.

Om problemet med pulseringen kan lösas, så är betongpump, modell kolvtyp att föredra då det är möjligt att med dessa pumpar pumpa styvare betong som fäster bättre mot underlaget.

För torrsprutningsmetoden är det möjligt att med rätt ballastmaterial nästan utesluta acceleratorn eller minska mängden betydligt, vid sprutning mot torrt underlag.

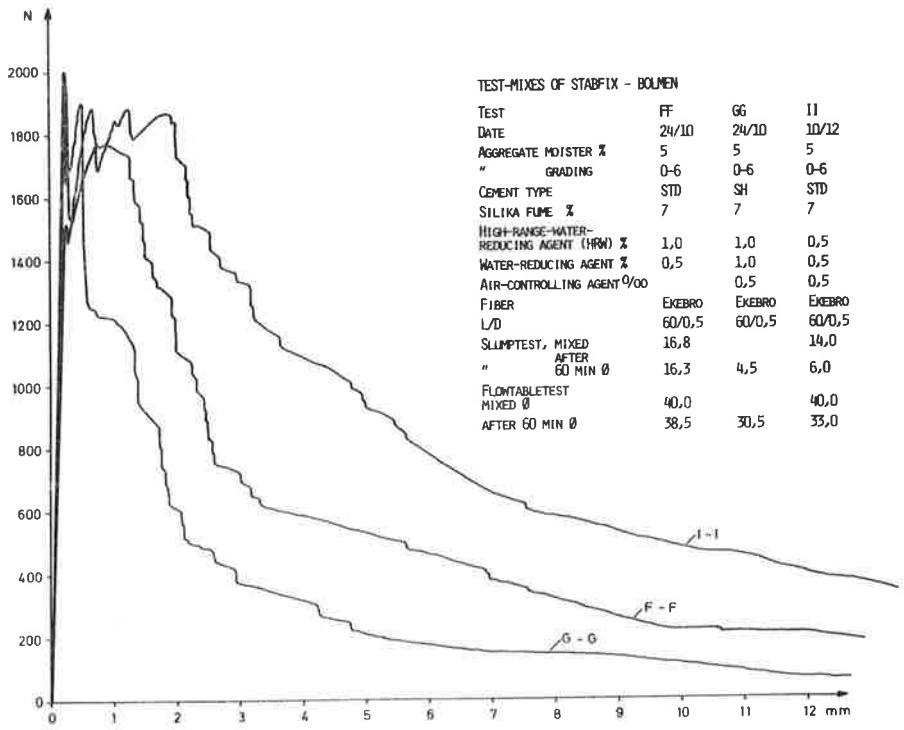
## TILLSATSMEDEL

En stor mängd av tillsatsmedel har tagits fram i samband med att våtsprutningen har introducerats på marknaden.

Vattenreducerare och flytmedel tillsammans med Silika är de mest förekommande typerna. Att använda dessa tillsatsmedel har en mängd fördelar, men att det finns en stor risk att de används fel är uppenbar.

Diagrammet i figur nr 3, visar några av de testresultat som vi fått fram under ett testprogramm, som genomförts vid vår arbetsplats i Bolmen, där inverkan av tillsatsmedel i olika doseringar studerats.

Resultatet visar att all seghet som sprutbetongen erhållit genom att blanda in långa fibrer upp till 60 mm, kan spolieras eller reduceras till ett minimum, genom att använda felaktig dosering av tillsatsmedel. En felaktig kombination av tillsatsmedel ger ytterligare reduktioner i hållfasthet och seghet.




TEST-MIXES OF STABFIX - BOLMEN

| | | | |
|---|---|---|---|
| TEST | FF | GG | II |
| DATE | 24/10 | 24/10 | 10/12 |
| AGGREGATE MOISTER % | 5 | 5 | 5 |
| " GRADING | 0-6 | 0-6 | 0-6 |
| CEMENT TYPE | STD | SH | STD |
| SILIKA FUME % | 7 | 7 | 7 |
| HIGH-RANGE-WATER-REDUCING AGENT (HRW) % | 1,0 | 1,0 | 0,5 |
| WATER-REDUCING AGENT % | 0,5 | 1,0 | 0,5 |
| AIR-CONTROLLING AGENT ‰ | | 0,5 | 0,5 |
| FIBER | EKEBRO | EKEBRO | EKEBRO |
| L/D | 60/0,5 | 60/0,5 | 60/0,5 |
| SLUMPTEST, MIXED | 16,8 | | 14,0 |
| " AFTER 60 MIN Ø | 16,3 | 4,5 | 6,0 |
| FLOWTABLETEST MIXED Ø | 40,0 | | 40,0 |
| AFTER 60 MIN Ø | 38,5 | 30,5 | 33,0 |

Fig no 3. Load-deflection curves of steel-fiber shotcrete with different dosage of admixtures.

FIBER-FORM OCH LÄNGD

Fiberlängden är viktig, och utan tvivel en av de viktiga faktorerna för fiberarmerad sprutbetong.

Vid vår arbetsplats i Bolmen har vi därför också testat fibrer med olika längd vilket redovisas i figur nr 4.

Doseringen har varit 1% (volymprocent) fibrer av respektive längd, och av diagrammet framgår mycket tydligt vikten av att välja rätt längd och diameter på fibern.

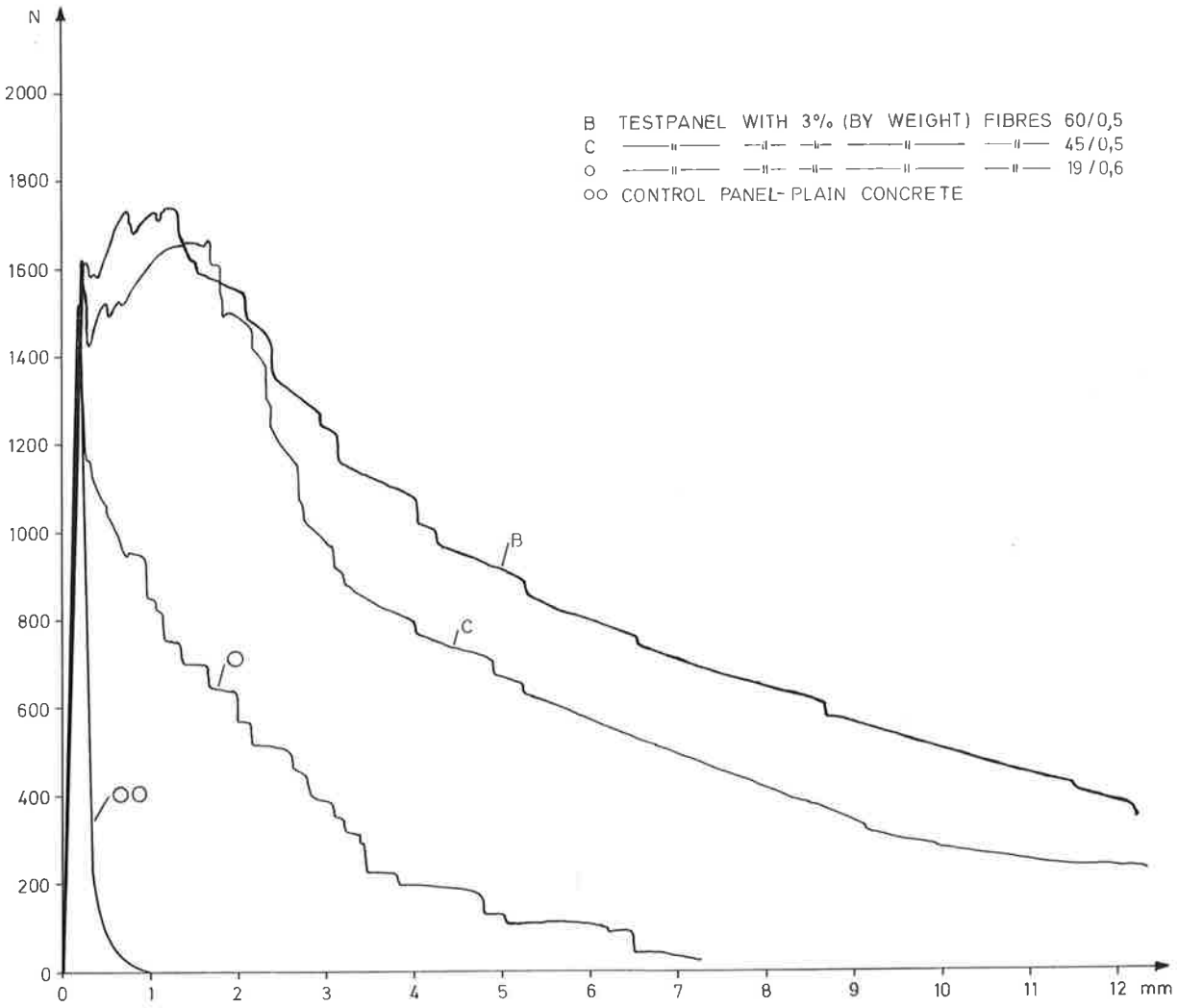



Fig no 4. Load-deflection curves of steel-fiber shotcrete with different length of fibers.

För att visa att fiberlängden är mera viktig än mängden fibrer blandades 1% EE-fibers (l=18 mm) in i en mix där redan 1% av 60 mm långa fibrer redan hade blandats i.

Resultatet i Fig 5 visar att trots dubbel mängd fibrer, så ger tillskottet av korta fibrer väldigt litet tillskott till betongens totala seghet och styrka.

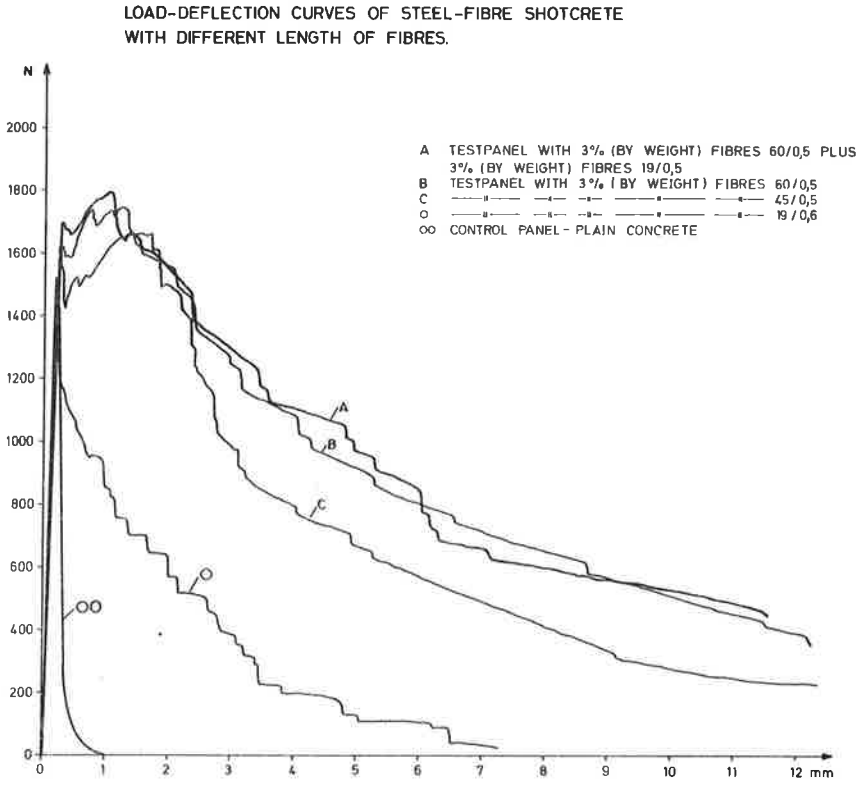



Fig nr 5. Load-deflection curves of steel-fiber shotcrete with different length and quantity of fibers.

FIBER-FORM

Fibrer gjorda av stål tillverkas i olika form och storlek. Vi har i vår produktion i huvudsak använt raka fibrer i varierande längder från 18 mm till 60 mm.

För arbeten av mindre omfattning har vi använt deformerade fibrer och för teständamål vågformade.
Stålfibrer med böjda och deformerade ändar har ett högre utdragningsmotstånd och kan därför användas i mindre kvantiteter än raka fibrer för att uppnå likvärdiga egenskapsförbättringar på betongen.

TEST-METODER

Testmetoden som använts för Bolmen - provningarna har varit last/nedböjnings-diagram. Provkropparna har tillverkats med måtten 500 x 100 x 25 mm och provats i en testutrust-ning för 3-punkts last med en spännvidd på 300 mm.

Belastningshastigheten har varit 0,3 mm/min och hållits konstant samtidigt som last och nedböjnings-diagrammet har ritats upp med hjälp av plotter.
Principen för testen är visad i figur 6.

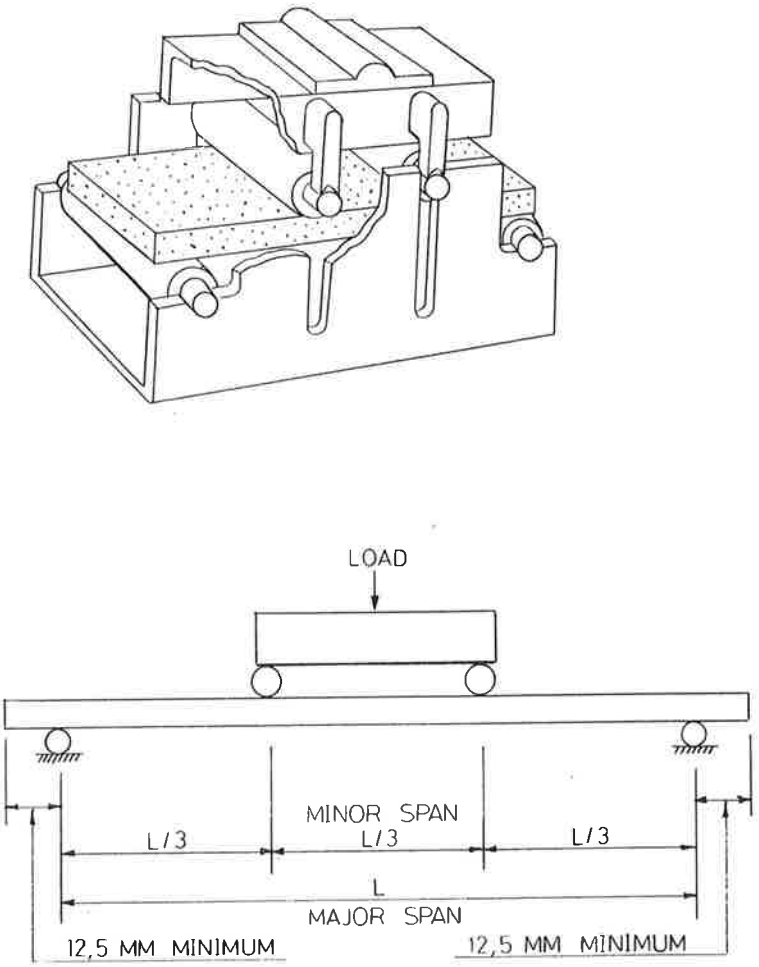



Fig nr 6. Loading arrangements and testing configuration for 3 RD point loading test.

Under testen har avståndet mellan mittpunkten och första sprickan uppmätts. Det har visat sig att optimal last-förmåga uppnås när första sprickan uppstår nära mitt-punkten, varför en metod med en sprickanvisning i mitt-punkten bör bidra till mindre variation i erhållna testresultat.

## SAMMANFATTNING

Från fullskaleförsök och forskning, har det visat sig att inblandning av stålfibrer i sprutbetong ger följande förbättringar:

- ökning av böjmomentet

- ökning av segheten

- ökning av materialets draghållfasthet

- förbättrar sprickkontrollen

- ökar styvheten

Den fiber-armerade sprutbetongens material-egenskaper påverkas till stor del av den typ, mängd l/d-förhållande, präglig och orientering som fibern har.
(se fig 7, 8 och 9)

Propotionering av betongen är en annan viktig faktor för att uppnå optimal vidhäftning mellan fibrer och matris, där speciell vikt måste läggas på graderingen av ballastmaterialet.

Dessutom kan varje feldosering eller felaktig kombination av tillsatsmedel eliminera helt eller delvis de beräknade fördelar som avsetts med att blanda fibrer i betongen.

För att ytterligare kunna utnyttja fördelarna med fiberarmerad sprutbetong är det viktigt att projektören och konstruktören inser vikten av att specificera en testmetod som överensstämmer med de egenskaper som man vill uppnå med den fiber-armerad sprutbetong som specificerats.

Anpassas inte provkropparnas storlek och den specificerade testmetoden till konstruktionens dimensioner och den längd på fibrer som specificerats, erhålls provningsresultat som ej är representativa samt fel slutsatser dras. Detta i sin tur kan orsaka skador, merarbete och ökade kostnader då förväntade egenskaper ej kan redovisas.

Den test-metod som mest används i Sverige idag är tryck- och böjdragshållfasthet utan krav på last- och nedböjningsdiagramm, vilket i de allra flesta fall där fiber-armerad sprutbetong används är det viktigaste kriteriat.

Ett stort framsteg skulle vara att i Sverige så snart som möjligt få ett beslut om att använda en testmetod liknande den som framtagits av Rilem Tekniska Komiteé nr 49.

För oss entreprenörer är det ytterst väsentligt att test-metoden inriktar sig på slutprodukten och inte begränsar möjligheten att tillverka produkten med olika metoder och till lägsta kostnad.

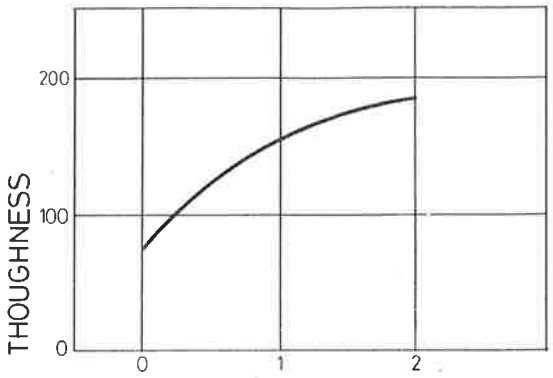



Fig no 7. The relation between thougness and fiber ratio.

| S.F. RATIO VOL % | BENDING STRENGTH | TENSILE STRENGTH | IMPACT RESISTANCE |
|---|---|---|---|
| 0 | 1 | 1 | 1 |
| 1 - 2 | 2 - 4 | 1.4 - 2.7 | 3 - 12 |

Fig no 8. Strength test data are shown in the following table.

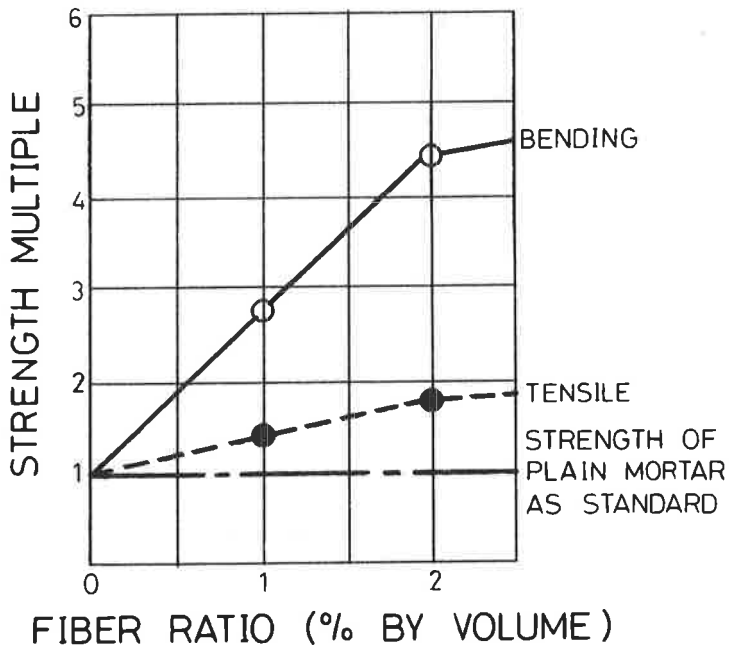



Fig no 9. Relationship between strength of fiber-mortar and fiber ratio.

SUMMARY

From fullscale production and research, it has been shown that the use of steel-fibers in reinforced shotcrete has the following benefits in flexural behavior.

- increases the moment capacity

- increases the ductility

- increases the tensile strength of material

- improves crack control

- increases the stiffness

It has also been shown that the material properties of fiber-reinforced shotcrete are influenced to a large extent by the type, volume percentage (se Figures 7 , 8 and 9 ), aspect ratio, nature of deformation and orientation of the fibres.

The mixdesign is another important factor in order to obtain optimal bond between fibers and matris, and any overdosage or wrong combination of admixtures can eliminate all benifits gained by adding fibers to the mix.

For the beneficial use of fiber-reinforced shotcrete it is important that designers realize the importance of proper testing procedures when specifying a toughness index, tensile and compressive strength.

If the specimen size and testing procedure selected not is related to the structure size and fibre length, it can mislead the designers and cause failures and slow down the developing process of fiber-reinforced shotcrete applications due to that expected benefits not can be proved.

The most freqvent used tests in Sweden today is compressive and flexural strength-test, with no request on a load-deflextion diagram, which in most of the cases where fiber-reinforced shotcrete is used, is the most important criterion.

As a start, it could be of great importance to get a testing-method, simular to the one, which is specified in a Rilem draft of recommendations published by Rilem Technical Comitte 49 TFR accepted in Sweden.
From a contractors point of wiew it is essential that the testing-procedure is construed in a way which gives the contractor more than one option to produce the final product.

# VÅTSPRUTNING OCH STÅLFIBRER -ERFARENHETER FRÅN SFR-ANLÄGGNINGEN I FORSMARK

Wet steel fibre shotcrete - experiences from SFR at Forsmark

Överingenjör Karl-Åke Sjöborg och ingenjör Arne Retelius, Vattenfall.

## INLEDNING

Inom Vattenfall har sprutbetong utan fiber använts sedan lång tid. Därvid har såväl armerad som oarmerad sprutbetong kommit till användning och både torrsprutning och våtsprutning har tilllämpats. Emellertid har Vattenfall under senare år börjat undersöka möjligheterna att använda betong med stålfiber. Materialet användes hos oss i form av sprutbetong och nästan uteslutande för bergförstärkning i tunnlar och bergrum. Bergförstärkningen är ett kostnadskrävande arbetsmoment med höga funktions- och kvalitetskrav.

Förstärkningarna görs dels med tanke på säkerheten under arbetets gång dels med tanke på funktionen under anläggningens hela livslängd. Säkerheten under arbetet kräver då snabbhet eftersom arbetsstyrkan hela tiden måste arbeta med full säkerhet och eftersom störningen av det ordinarie bergarbetet bör vara så kortvarig som möjligt av ekonomiska skäl.

Funktionen under anläggningens livstid ställer höga krav på kvalitet och beständighet särskilt vid sådana anläggningsdelar, som inte är åtkomliga utan mycket kostnadskrävande åtgärder.

För att kunna utvärdera ett material eller en metod, i detta fall bergförstärkning med fiberbetong, måste man ha en rad förutsättningar klara för sig. Dessa är bl a

- Hur beter sig svagt berg som behöver förstärkas, vad är det man skall uppnå?

- Vilka egenskaper krävs av det förstärkande systemet?

## TEORETISK BETRAKTELSE

Att genom teoretiska beräkningar, såsom i byggnadskonstruktioner ovan mark, dimensionera berget hållfasthetsmässigt är för närvarande knappast möjligt. Bergets spricksystem och svaghetszoner i tre dimensioner är

huvudsakligen okänd och mycket varierande t ex längs en tunnel. Därav följer att bergets laster på sprutbetongen är okända. Bergytans form, sprutbetongens geometri och tjocklek samt armeringens läge inom betongen är på förhand okänd samt blir också mycket varierande. En betongkonstruktion såsom ex.vis en bro dimensioneras under nära nog full kännedom om form, dimensioner, armeringsläge, materialhållfasthet och belastningen medan man för sprutbetong mot berg mer eller mindre saknar kännedom om dessa, för optimal dimensionering nödvändiga parametrar.

Bergförstärkningar med sprutbetong och med olika mängder av armering resp. bergbultar bör i stället sägas utgöra olika klasser av förstärkningar, vilkas inbördes olika funktion och bärande kapacitet är känd eller kan ytterligare utrönas genom experimentella försök. Fiberarmerad sprutbetong får inordnas i en sådan klassificering varvid förutsätts att dess bärande funktion jämfört med funktionen hos nätarmerad sprutbetong bestämts genom bl a försök.

Utformning av bergförstärkningar, d v s val av typ, får därefter även fortsättningsvis göras genom bedömningar av sakkunnig och erfaren person i samband med inspektion på platsen. Erfarenheter från gamla anläggningar med eller utan skadefall dras.

Inom Vattenfall följer vi med stort intresse utvecklingen inom fiberbetongområdet och vi bedriver också eget utvecklingsarbete. Vi vill öka vår kunskap om vad vi vill förstärka mot och hur vi skall göra det. Då vet man också vilka egenskaper som är de viktigaste och som bör eftersträvas. Vi har som arbetshypotes att följande egenskaper måste vara bland de mest väsentliga.

- Vidhäftning och därför studerar vi vilka faktorer det är som ger god vidhäftning
- Seghet och därför är vi intresserade av inverkan av fibrernas halt, längd och kvalitet
- Beständighet och därför försöker vi uppnå hög hållfasthet och låg permeabilitet

## BERGFÖRSTÄRKNING I SFR

SFR, Slutförvar för reaktoravfall, omfattar ett system av tunnlar och bergrum. De arbeten som beskrivs nedan hänför sig huvudsakligen till drifttunneln dvs den tunnel genom vilken transporterna kommer att ske till anläggningen efter drifttagningen. Anläggningens principiella utformning framgår av fig. 1.

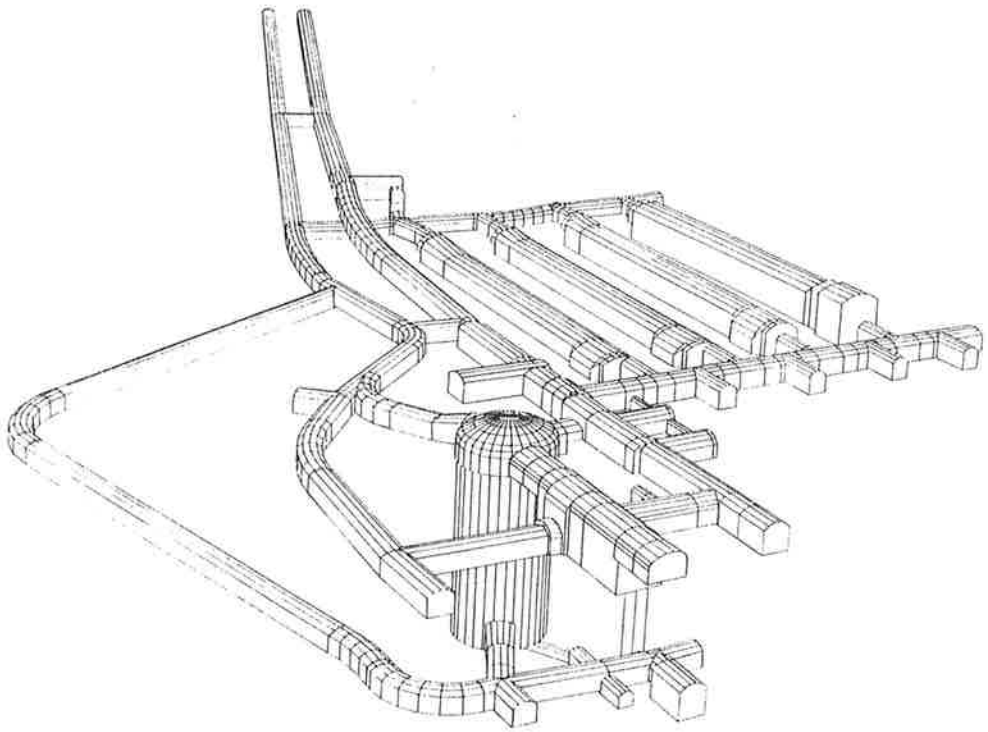


FIG 1. SFR, Slutförvar för reaktoravfall
SFR, Final Repository for Reactor Waste

Bergförstärkningen i SFR utgöres främst av injektering, sprutbetong och bultförstärkning. Sprutbetongen har som ovan nämnts indelats i olika klasser eller typer vari fiberbetongen ingår. Indelningen är följande

- 30 mm oarmerad sprutbetong (1 påslag)
- 50 mm oarmerad sprutbetong (2 påslag)
- 50 mm fiberarmerad sprutbetong. 1 volymsprocent E-E, 18 mm
- 80 mm fiberarmerad sprutbetong, 1 volymsprocent E-E, 18 mm
- 100 mm nätarmerad sprutbetong. Ø 6.5 c150,st 1612
- 200 mm sprutbetongbåge inkl.bergförankringar
- 300 mm sprutbetongbåge inkl. bergförankringar

Förstärkningstyper och omfattningen därav bestäms av konstruktör i samråd med arbetsledning och geologisk sakkunnig. Betongsprutning får inte ske förrän bergkartering eller fotografering skett.

Sprutbetongen skall utföras i klass I std K35,vattentät enligt anvisningar i Bestämmelser för betongkonstruktioner B5-1973 (utgåva 2, 1978). Före sprutningen rengörs bergytan med vattenspolning och tryckluft så att ytan är fri från lösa partiklar och från eventuell oljefilm. Vid behov användes lösningsmedel med påföljande vattensköljning. Sprutbetongen får inte påföras i så tjocka skikt att bomma partier uppkommer.

## PROVNING AV SPRUTBETONG

Såsom ovan nämnts har vi inom Vattenfall tills vidare inte kommit fram till egna kvantitativa krav på sprutbetongen utan vi använder de gällande svenska normerna som bland annat säger

- Vidhäftningshållfastheten mellan skikt av sprutbetong skall uppgå till minst 1 MPa
- Vidhäftningshållfastheten mellan sprutbetong och berg skall uppgå till på ritning föreskrivet värde, dock minst 0,1 MPa.
- Vidhäftning till berg fordras inte för sprutbetong som förankras med bergbultar eller bärs genom valvverkan, eller för mindre partier som bärs av andra partier.

Kontroll av uppnådda värden på vidhäftning och tryckhållfasthet provas systematiskt vid Vattenfalls arbetsplatser. Speciellt noggrann uppföljning utförs för närvarande vid SFR. Sprutnignen utförs huvudsakligen enligt våtmetoden.

Betongens tryckhållfasthet provas genom provtryckning av dels kuber dels friborrade kärnor.

Provtryckning av kuber utföres minst en gång för varje påbörjad betongvolym om 100 $m^3$. Provkropparna sågas ur en större kropp som sprutats i en provform. Sprutningen sker på samma sätt som sprutningen i konstruktionen. Provkropparna som skall vara minst tre i varje provserie sågas till kuber med 10 cm kantlängd. Betongens vattentäthet provas på provkroppar tagna efter samma regler som för tryckhållfasthetsprov. Kraven på såväl hållfasthet som vattentäthet skall uppfylla krav enligt B5-1973 (utgåva 2,1978). Tryckhållfasthet och vattentäthet hos provkroppar tagna för drifttunneln redovisas på fig. 2.

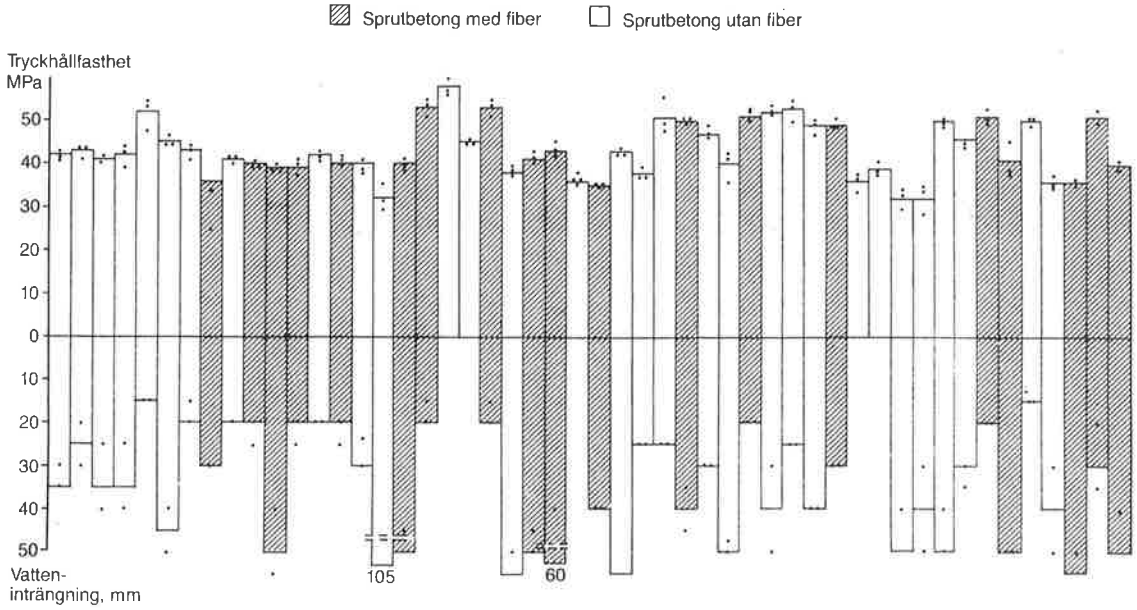



FIG 2. Tryckhållfasthet och vattentäthet hos provkroppar
Compressive strength and permeability of test plates

Provtryckning av kärnor utföres på en serie om tre prover för varje påbörjad färdig yta om 500 m2. Kärnor borras till angiven tjocklek. Proverna utnyttjas även för kontroll av skikttjockleken. Resultaten skall liksom för kuberna uppfylla kraven för K35 enligt B5-1973 (utgåva 2, 1973). På fig.3 redovisas tryckhållfastheten för provtryckta kärnor. Redovisningen omfattar såväl oarmerad som fiberarmerad sprutbetong.

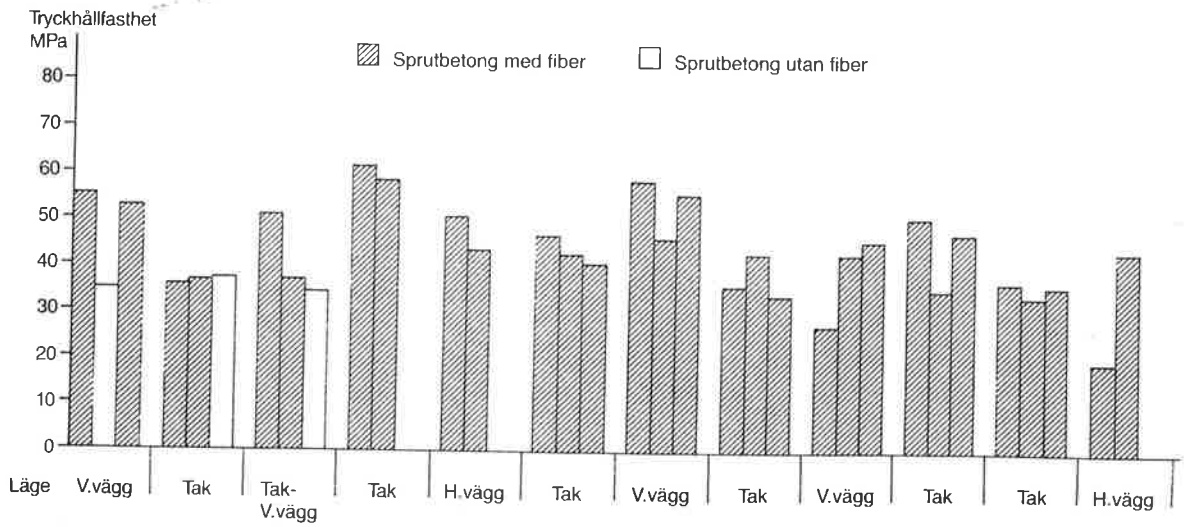



FIG 3. Tryckhållfasthet i konstruktion
Compressive strength in situ.

Vidhäftningen mellan sprutbetongen och berget och mellan olika betongpåslag provas genom friborrning av berg- och betongkärnor som provdrages. Tre kärnor borras och provas i varje serie. En serie utföres för varje påbörjad färdig yta om 1000 $m^2$. Vidhäftningen mellan sprutbetong och bergyta redovisas på fig. 4.

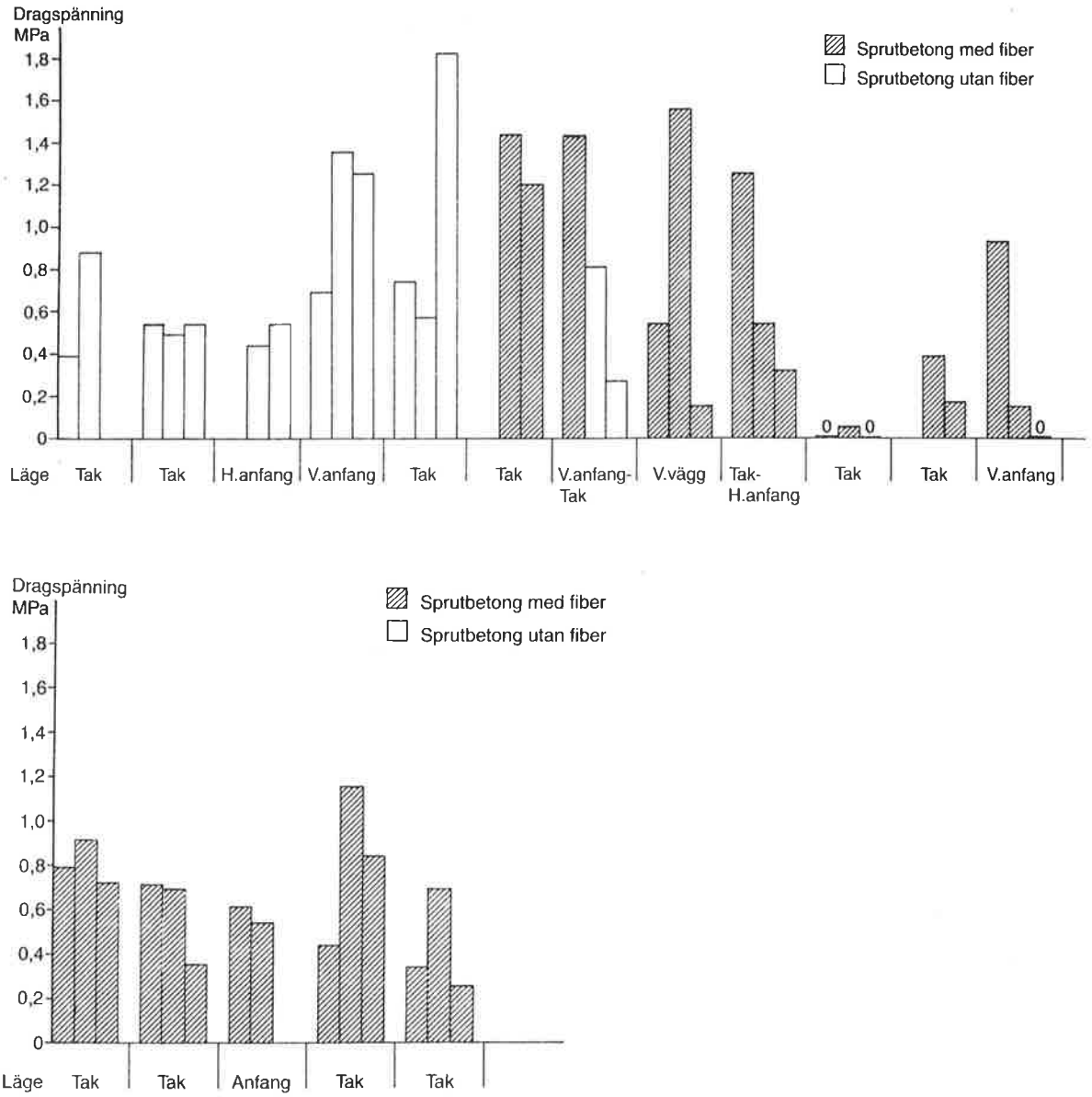



FIG 4. Vidhäftning mot berg i konstruktion.
Adhesion to rock in situ.

Redovisningarna av såväl tryckhållfasthet som vidhäftning är hämtade ur kontrollantens protokoll. Någon systematisk bearbetning och utvärdering har hittills inte gjorts men i grova drag kan man påstå att någon större skillnad i tryckhållfasthet och vidhäftning betong/berg mellan oarmerad och fiberarmerad sprutbetong knappast kan konstateras. Därvid bör man dock ha i minnet att förutsättningarna inte är jämförbara. Dels är bergets beskaffenhet i princip olika för val av oarmerad eller fiberarmerad sprutbetong dels är betongrecepten inte helt lika i de båda fallen.

PROVUTRUSTNING

Kontroll av vidhäftningen utförs sedan några år med ett system för provning in situ som utvecklats inom Vattenfall. Utrustningen består av en konventionell mindre hydrauldriven kärnborrmaskin med en trangelfot och kort pelare som motorn glider på. Triangelfoten fästs stabilt i sprutbetongen med expanderhylsa. Den korta pelaren ger litet moment och liten risk för brutna kärnor vid borrning.

Borrning utförs i två steg. Först utförs borrning med en dubbelkrona (inre kronan Ø72/Ø86 yttre kronan Ø 111). Borrning sker med denna krona tills det har erhållits två spår i betongytan. Det yttre spåret skall senare fungera som upplag för domkraften.

I andra steget fortsätter borrningen med en enkelkrona tills sprutbetongkärnan som skall provdragas har friborrats. Dragutrustningen har inmonterade töjningsgivare. Uppmätt last och belastningsförlopp registreras på en skrivare.

Dragning utförs med en draghylsa med klämring som griper runt den friborrade kärnan. Fördelarna är stora då dragning sker snabbt oberoende av eventuellt vatten och låga temperaturer som kan förhindra limning.

Provutrustningen visas på fig. 5.

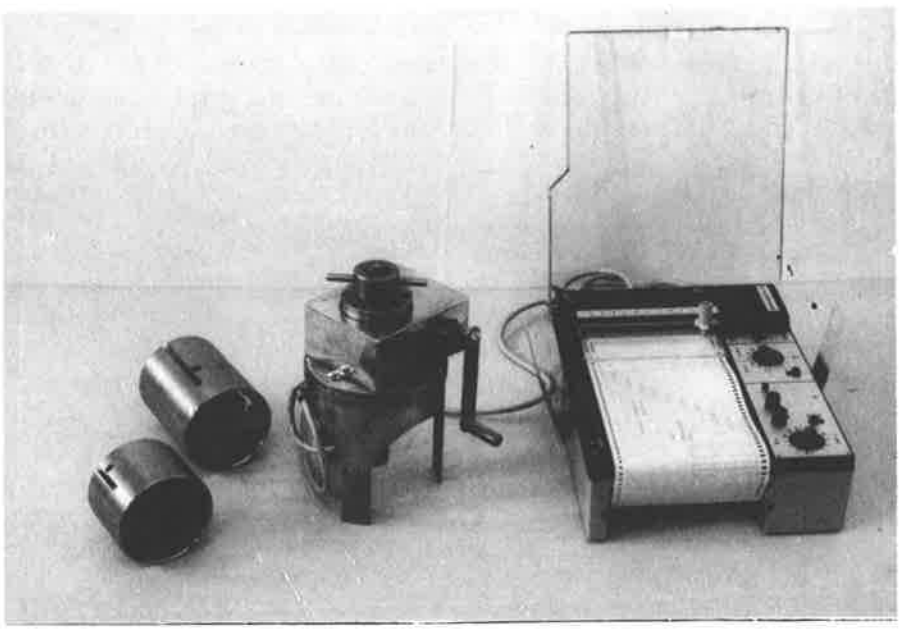


FIG. 5. Dragprovutrustning med x-y-skrivare
Tensile testing equipment with x-y-recorder

SUMMARY

Shotcrete that does not contain fibres has been used by the State Power Board for a long time. This involved the use of reinforced and unreinforced shotcrete and both the dry and wet methods of application have been employed. In recent years, however, the Board has started to use steel-fibre shotcrete for the strengthening of rock in tunnels and rock caverns. Strengthening is carried out for safety reasons in the course of construction work and to ensure the performance of the installation during its entire service life.

At SFR, the Final Repository for Reactor Waste at Forsmark, where wet steel-fibre shotcrete is used, the adhesion and compressive strength are tested directly in the structure. The adhesion to rock is tested on a series of tests for each 1000 $m^2$ of surface for which the adhesion is specified. The compressive strength is tested for each 500 $m^2$ by removing three 72 mm dia. cores, which are then cut and subjected to compression testing. Some of the test results of the compressive strength are shown on fig.3. The adhesion to rock is shown in fig.4.

Inspection of adhesion has been carried out for the past four years using an in-situ system developed by the Board. The shotcrete core to be subjected to tensile testing is drilled out. Then the testing is carried out using a drawing sleeve with a clamping ring that grips the outside of the core that has been drilled out. The tensile testing equipment has a built-in strain gauge. The load and course of the load application is recorded on a plotter. The equipment is shown on fig. 5.

DISKUSSION

Hans Helfrich

Till Östfjords föredrag vill jag också berätta att det har skett en otrolig miljöförbättring i tunneln sedan man har infört den nya sprutningstekniken man tillämpar i Kymmen, man kan andas, man kan stå bredvid, man kan observera, det är fantastiskt. I det andra föredraget ställde man sitt resultat i relation till kvalitetskravet. Jag vet inte, jag har många gånger hört att man skall uppnå t ex en sluthållfasthet på 30-40 MPa, att det skulle vara ett absolut krav medan andra säger att det är långt ifrån nödvändigt, det räcker att få sprutbetongen snabbt på berget och redan under den första stelningstiden där man uppnår en betydligt mindre tryckhållfasthet, har man full effekt. Jag tänkte fråga om det kan finnas några synpunkter angående detta.

Karl-Åke Sjöborg, Vattenfall

Hållfasthetskraven är i och för sig viktiga men att man strävar efter att ha hög tryckhållfasthet och vattentät betong det är för att få en hög beständighet. Många av våra anläggningsdelar är ju sådana att man efter idrifttagningen inte kommer åt att underhålla dem. Därför är det beständigheten man är ute efter.

Jonas Holmgren

Jag har en fråga till Stig Östfjord först. Det är om ni har upptäckt någon gräns vid vilken ni inte klarar av att kompaktera fiberbetongen, så att man alltså snarare får en försämring av ökad fibertillsats än förbättring, och i så fall, om ni har kommit dit, om ni har några funderingar på hur man i så fall skulle kunna modifiera sin utrustning så att det går att kompaktera sprutbetong bättre än vad man klarar med det vanliga lufttryck man har i dag.

Stig Östfjord, Stabilator

Vi har hittat en naturlig maximal gräns på mängden fibrer som går att blanda in med vår utrustning. De viktigaste faktorerna är kombinationen fiberlängd - ballastgradering. Det är också viktigt att ballastmaterialet har en textur som ger låg inre friktion, vilket

ger en bättre komprimering av matrisen som i sin tur ökar vidhäftningen mellan fiber och matris.
Med en förankrad fiber kan motsvarande förbättring av egenskaperna erhållas med mindre mängd fibrer, vilket är viktigt från hanterings- och kostnadssynpunkt.

Jonas Holmgren

Det skulle vara intressant att veta om någon av föredragshållarna har några intressanta erfarenheter av brott i sådana här förstärkningar, och hur de brotten har sett ut i så fall. - Ingen reaktion. Det var ju i och för sig glädjande. Så skulle jag vilja veta varför Vattenfall har två klasser av oarmerad sprutbetong, 30 och 50 mm. Jag tycker det är ganska liten skillnad mellan de två egentligen. Vad är skälet?

Karl-Åke Sjöberg

Jag kommer inte exakt ihåg vad skälet är men 30 mm motsvarar ett påslag och 50 mm två påslag.

Sten G-A Bergman, Stocksund

Jag har en fråga till praktikerna i auditoriet. När man sprutar betong så på fuktande bergpartier med odränerat vattentryck så förekommer det då och då att man får genomblödning genom sprutbetongen. Är det någon som har studerat detta fenomen under mycket långa tider och har uppgifter om vilka nedbrytningseffekter man eventuellt kan få. Någon som har tiotals år av erfarenhet från sådana partier av sprutbetong?

Lennart Karlsson, Bergsäker Konsult AB

Jag hade ett projekt för ett antal år sedan där jag undersökte vidhäftningen på sprutbetong. Vi undersökte då också en hel del äldre sprutbetong från slutet av 50-talet. Vi provade då inte sprutbetongen hållfasthetsmässigt men man kunde se att även på de ställen där man använt ganska mycket tillsatsmedel hade man 20 år senare vidhäftning, ungefär 0,1-0,2 MPa, trots att sprutbetongen då var krackelerad. Men vilken hållfasthet man sedan hade på betongen det har jag ingen uppfattning om. Men den fungerade i alla fall i det sammanhanget.

Ove Stephansson

Till Sten G.A. Bergmans fråga om kvaliteten på blöt sprutbetong så finns det ett examensarbete utfört av Eva Bråmå för två år sedan från Forsmarkstunneln där hon studerade vidhäftningshållfasthetens variation i torra respektive blöta områden. Den studien visar ju entydigt att man har både en lägre vidhäftning och en lägre tryckhållfasthet på betongen i blöta områden. Min fråga är om hennes resultat beaktats i Vattenfalls studie.

Lennart Karlsson

Jag tänkte fråga Sjöborg lite grand om vatteninträngning. Ni tillåter 50 mm vatteninträngning, det låter ganska mycket, tillåter ni det även på vanlig betong eller är det något anpassat värde för den här våtsprutade betongen?

Karl-Åke Sjöborg

Det gäller just för den här betongen, 50 mm vatteninträngning vid 8 kg tryck under 24 timmar. Det är de kubiska provkopparna man använder för dessa prov.

Lennart Karlsson

Är det något hänsynstagande till just den här våtsprutade betongen eller är det motsvarande värden som ni använder på er normala.

Karl-Åke Sjöborg

Vi hade samma krav på våtsprutad betong med och utan fiber.

Jonas Holmgren

Då får jag tacka så mycket. Jag vill dock utnyttja den unika maktposition som man har gett mig genom att ge ett ord på vägen. Det är att ni som ställer krav på sprutbetong inte skall försumma att ställa krav på seghet hos era bergförstärkningar. Nu när vi har fiberbetong finns goda möjligheter att få detta också. Tack så mycket.

# FULLORTSBORRNING
# Tunnel boring

FULLORTSBORRNING

Civ.ing Tomas Franzén, BeFo

Vi har nu kommit fram till den sista sessionen om fullborrningsteknik. Vi har varit inne på ämnet tidigare, både i går och i dag. I föredraget av Göran Orvell på Bergsprängningskommittén i går hörde vi att i USA har man för tillfället ungefär 3 större projekt där man borrar och spränger och 12 projekt där man endast har tunnelborrningsmaskinen. Trenden är att fullborrningen ökar. Det stämmer på många andra hål också och som exempel kan man även bland våra få objekt här hemma se att det har varit en snabb utveckling i och med att vi nu har ett projekt igång i Kymmen och ett som kommer igång här i Stockholm. I den s k Saltsjötunneln är det alltså en Atlasmaskin som skall börja borra i höst. Deras maskiner heter numera Foro i stället för Jarva som tillverkaren i USA hette när det köptes upp av Atlas Copco. Tillverkningen är också flyttad till Oslo.

Det första föredraget som hölls av Hans Helfrich har en återkoppling till det tidigare temat om geologi och klassificering och behandlar Kymmenprojektet.

# KYMMEN: INGENJÖRSGEOLOGISKA FÖRUTSÄTTNINGAR FÖR TBM - DRIFT.

# Kymmen: Engineering - geological condition for excavation with TBM.

Professor Hans K Helfrich
Enebyberg

På uppdrag av SKANSKA AB har undertecknad som uppgift att utarbeta en bergteknisk prognos för tunnelarbetena vid Kymmens kraftverk, att utföra den bergtekniska uppföljningen och dokumentationen av samtliga deltunnlar ( 16 km) med särskilt beaktandet av de ingenjörsgeologiska förutsättningarna och förhållanden för TBM-drift.

Föreliggande uppsats delger de väsentligaste aspekterna för denna speciella uppgift. I en senare uppsats kommer att jämföres prognosen med utfallet och presenteras en helhetsbild av den bergtekniska uppföljningen vid Kymmens kraftverk.

## INLEDNING

Tunnelbyggaren har idag att ta ställning till frågan: skall en tunnel av lämplig längd och dimension drivas med:

- Konventionella metoder (borrning, sprängning)
- Fullortsborrning (TBM)
- Fräsande brytning (CM)

Följande bergtekniska frågeställningar måste besvaras innan beslut kan fattas:

- Bergarternas eller bergets borrbarhet
- Realiserbar nettoindrift
- Typ och omfattning av svaghetszoner
- Vatten, gas, temperatur
- Förstärkning

Ingenjörsgeologens uppgift är att skaffa fram lämpligt underlag för tunnelkalkylen. Detta sker lämpligen i

samråd med bergtekniska tunnelmaskinspecialister[x]. Ingenjörens krav på prognosens säkerhet påverkar ingenjörsgeologens val av undersökningsmetod och omfattning av undersökningsinsatsen.

Tunneln som i detta föredrag skall diskuteras har en längd av 5.3 km, en area av 16 $m^2$ och utgör en del av överledningssystemet från Rottnan till sjön Kymmen (fig. 1 och 2).

## FÖRUTSÄTTNINGAR

### Bergarter

I bedömningsunderlaget ingick en geologisk profil, uppställd efter en geologisk karta i 1:125.000 publicerad av P.H. Lundegårdh. Fältbesök bekräftade den principiella uppbyggnaden av berggrunden, som huvudsakligen består av fin- till medelkorniga gnejser eller gnejsgraniter med utpräglad parallellstruktur, inslag av grönstensgångar eller lagar samt lokalt av granit och vulkaniter (fig. 3).

Gnejsbergarterna utgör minst 80 % av berggrunden och bestämmer i hög grad framdriftsmöjligheterna.

### Struktur

Berggrunden kännetecknas av en tydligt utvecklad parallellstruktur med strykning NNW-SSE och medelbrant stupning mot SW. Parallellstrukturen består av två mycket spetsvinkligt motvarandra strykande foliationsplan.

Parallellstrukturen överlagras av olika sprickgrupper:

- Parallellt med parallellstrukturen
- Vinkelrätt mot parallellstrukturen
- I vinkel mot parallellstrukturen

Grönstenslagren ligger huvudsakligen parallellt med gnejsens parallellstruktur.

Den beskrivna strukturmodellen gäller för hela området och kan betecknas som mycket karakteristiskt. Regionalt sett observeras en undulation både i strykning och stupning.

### Svaghetszoner

Av den topografiska kartan i 1:50.000 kan utläsas vissa terrängsvackor som skulle kunna uttrycka svaghetszoner i berggrunden. Följande områden undersöktes med refraktionsseismik (fig. 4):

x) I detta fall har varit inkopplat: Atlas Copco Järva AG, Högskolan i Luleå, NTH.

- Stora Finnsjön (Profillängd 470 m)
- Djupflyet -"- 600 m)
- Gränån -"- 300 m)

Undersökningen har konstaterat en omfattande tektonisk svaghetszon vid Stora Finnsjön med inslag av mycket låga seismiska hastigheter (3200 m/s). Längden (mäktigheten) bestämdes till ca 300 m. Zonen inverkade på planeringen av tunnelsträckningen (fig. 3).

## PRELIMINÄR FÖRVÄNTNINGSMODELL

Med ledning av den framträdande parallellstrukturen och sprickighetsgraden konstaterades att de geologiska förutsättningarna är intressanta för TBM - drift, även om man hade betänkligheter beträffande gnejsens hårdhetsgrad. Diskontinuitetsgraden skiljer sig avsevärd från andra områden i svensk berggrund (Lundegårdh's vetenskapliga beskrivning av berggrunden inom Gräsmark socken har av ortsbefolkningen felaktigt tolkats med slutledningen att varje tunneldrivning skulle vara omöjligt på grund av bergets tektoniseringsgrad, vilket är självfallet nonsens).

Vi ansåg att det förelåg starka skäl för en fortsatt analys av TBM - drift. Undersökningen fortsattes således med tre kortare kärnborrhål för erhållandet av provmaterial för bergtekniska tester. Borrhål 2 och 3 ligger i anslutning till den diskuterade tunneln, men även borrhål 1 innehåller bergarter, representativa för det diskuterade tunnelavsnittet (fig. 4).

Sammanlagd borrades ca 120 m. Borresultatet gav ytterligare stöd till uppfattningen om den geologiska uppbyggnaden. Borrhål 3 indikerade att svaghetszonen vid St. Finnsjön kunde ha karaktären av en omfattande överskjutningszon med stupning mot SW liksom gnejsens parallellstruktur. Särskilt drabbades grönstenslagren som visade kraftig uppkrossning och kloritomvandling. Stora Finnsjölinjen bedömdes som omfattande och besvärligt ur bergteknisk synpunkt.

## INGENJÖRSGEOLOGISKA PARAMETER

Föreliggande utredning diskuterar endast några viktiga parameter som påverkar nettoindriften vid TBM - drift.

### Bergarternas hårdhet

Punktlasttester (diametral) utfördes i fält och gav följande resultat (kalkulerad enaxlig tryckhållfasthet):

$\geq$ 200 MPa: Tät gnejs, vissa granittyper.

100-200 MPa: Röd finkorning gnejs, glimmerrandig gnejs "sediment".

50-100 MPa: Flasrig gnejsgranit, glimmerrandig gnejs.

25- 50 MPa: "Grönsten"

< 25 MPa: "Grönsten"

Den stora spridningen stämmer bra överens med gnejspaketets växlande och därmed inhomogena karaktär.

Vid sidan om 18 punktlasttester utfördes även 10 hållfasthetstester som bekräftade resultatet av den kalkylerade tryckhållfastheten. Gnejspaketets tryckhållfastheter är höga och vid första påseende inte särskilt uppmuntrande. Det föreligger dock data att man även i homogen, hård granit har uppnått indrifter över 2 m/tim.

Diskontinuitetsgrad

Med ledning av borrresultaten konstaterades följande sprickighet:

Bh 1: 85 % mellan 2 och 8 spr/m - median 4 spr/m

Bh 2: 80 % mellan 2 och 8 spr/m - median 5 spr/m

Bh 3: 65 % mellan 5 och 15 spr/m - median 9 spr/m

Borrhålet Bh 2 representerar en mera finkornig variant av gnejsgraniten. Borrhålet 1 innehåller flasrig gnejsgranit.

Bortsett från "skiffrigheten" (gnejsens parallellstruktur med växellagring mellan kvarts- fältspat å ena sidan och tunna glimmerränder å andra sidan) varierar sprickigheten mellan 2 och 8 spr/m inom mer än 80 % av gnejsgranitpaketet.

Borrkärnorna visar tydligt ett inslag av hopläkta mikrosprickor som påverkade ej kärnlängden, men väl punktlastbestämningarna.

Med ledning av borrhålsindex (RBH - index) $= \frac{\emptyset\ RQD}{100}$ och

det genomsnittliga sprickavståndet (AJS) erhålles en s.k. diskontinuitetsindex (RDC - index):

| Borrhål | RBH | AJS | RDC |
|---|---|---|---|
| 1 | 0,79 | 0,21 | 0,50 |
| 2 | 0,66 | 0,17 | 0,41 |
| 3 | 0,42 | 0.10 | 0,26 |

Som jämförelse kan nämnas att homogent berg med RBH = 1,0 och ett genomsnittligt sprickavstånd på 1 m skulle ha en RDC = 1,0.

Berget kännetecknas således av en påtaglig anisotropi eller diskonituitestsgrad som förstärkes av foliationen (glimmerränder) och hopläkta mikrosprickor.

Enligt Blindheim (1983) påverkas indriften vid fullortsborrning av

- Stick och sprickor
- Foliationsytor med sammanhängande lager eller ränder av parallellorienterade mineral såsom glimmer, klorit etc.

Avståndet mellan dessa foliationsytor ligger inom cm- området. Översatt till sprickavstånd skulle detta betyda ett genomsnittsavstånd på 1 cm.

RQD fördelningen antyder att enbart en begränsad del av foliationsytorna är mekaniskt verksamma. Skulle samtliga ytor vara mekaniskt verksamma så skulle RQD-värdena har varit mycket lägre. Foliationsytorna ger tydligen endast megaskopiskt ett kontinuerligt intryck. Mikroskopiskt är glimmerbladen tydligen inte sammanhängande och därmed inte alltid att betrakta som svaghetsplan (fig. 5).

Betraktas borrkärnans diameter (ca 40 mm) så är glimmerlagren mera osammanhängande än när man ser samma lagerutvecklingen i tunneldimension. Motsvarande diameter är 4500 mm ( mer än 100 ggr större). På en sådan dimension erhålles intrycket av sammanhängande ytor. Borrmaskinens stora angrepsyta torde kunna dra fördel även av foliationen.

## BERGTEKNISKA PARAMETER

### Nettoindrift

Erfarenheten visar att sprickigt berg är lättare att borra än sprickfritt berg. Skillnaden kan vara mycket stor.

Sprickighetsgraden, indikerade genom borrhålen och uttryckt som genomsnitts-avstånd, ligger mellan 10 och 20 cm. Baserad på dessa värden och i avhängighet från vinkeln till tunnelaxeln har kalkylerats fram följande nettoindriftsvärden:

1,5 — 2,4 m/tim.

Om svaghetsplanen huvudsakligen består av genomgående sprickor kan dessa värden hojas med 25 - 40 % d.v.s. till

1,9 — 3,4 m/tim.

Ytterligare en kalkyl har gett följande värden:

1,8 – 2,3 m / tim eller
1,1 (min.) – 3,8 m / tim (max.)

Av dessa bådakalkylerkan man dra slutsatsen att nettoindriften kan variera mellan 1 - 4 m/tim, medelvärdet torde ligga strax över 2,5 m/tim.

Testmaterialet består nästan alltid av hela provkroppar som möjliggör provberedning. Man kan således anta att max värdena i zoner med hög diskontinuitetsgrad typ svaghetszoner kommer att överstiga 4 m/tim (nettoindrift).

"Prognosmakaren" måste dessutom komma ihåg att den minsta betraktelselängden är inte provkroppen utan minst maskindiametern i tunnelaxelns riktning d.v.s ~ 5 m.

Teoretiskt skulle prognosvärdet byggas på ett provantal som motsvarar en sådan sträcka. Sannolikt är det dock riktigare att spridda provantalet över en så stor sträcka av tunneln som möjligt. Osäkerheten kan dock knappast bli mindre. Detta kommer att diskuteras i nästföljande avsnitt.

Övriga bergtekniska parameter

Den bergtekniska analysen innehåller utöver vad som har diskuterats ovan självfallet alla nödvändiga parametrar som erfordras för att kunna kalkylera nettoindriften och utnyttningsgraden. Dessa skall dock ej närmare diskuteras i denna rapport.

## PROGNOSNIVÅ

I BeFo-rapport nr 18:"Förundersökningarnas värde och omfattning"(Helfrich m fl. 1979) har införts en ny terminologi för att närmare kunna precisera prognosnivån. Nedan kommer att utvecklas en analys av prognosnivån enl. de publicerade riktlinjerna.

Täckningsgraden

Täckningsgraden (kvoten mellan summan av tillämpningsområden (volymer) för viss undersökningsmetod och hela undersökningsområdet (-volymen)) för tunneln mellan Rottnan och Granån kan kalkyleras enligt följande:

Undersökningsområdet: 5500 m tunnel
Yta 5500 x 10 = 55000 $m^2$
Volym 5500 x 10 x 100 = $5,5.10^6$ $m^3$
Tunnelvolymen: 5500 x 16 $m^2$ = 88000 $m^3$

Observationsområden:

| | | | |
|---|---|---|---|
| Hällar : | Yta | 3000 $m^2$ | 5 % |
| | Volym | 30000 $m^3$ | 0,5 % |
| Borrhål: | Yta | 82 $m^2$ | 0,15% |
| | Volym | 82 $m^3$ | 0,01% |
| | (kärnvolym 0,5 $m^3$) | | |
| Seismik: | Yta | 13700 $m^2$ | 25 % |
| | Volym | 137000 $m^3$ | 2,5 % |
| | (sammanlagd profillängd 1370 m) | | |

Summa observationsområden:

| | | |
|---|---|---|
| Yta | 17000 $m^2$ | 30 % |
| Volym | 170000 $m^3$ | 3 % |

Undersökningsområdet täcks således av observationsområden med sammanlagd 30% (area) och 3% när man relaterar till volymen.

På grund av den geologiska uppbyggnaden kan observationsområdena utan större förbehåll extrapoleras till tunnelnivån (genomsnitt ca 100 m under berggrundsytan), vilket leder till följande kvantitet tillämpningsområden:

| | | | |
|---|---|---|---|
| Hällar : | Volym | 300000 $m^3$ | 5 % |
| Borrhål: | Volym | 8000 $m^3$ | 0,01% |
| Seismik: | Volym | 1370000 $m^3$ | 25 % |
| Summa : | Volym | $1,7.10^6 m^3$ | |

som motsvaras av en täckningsgrad på 30% = begränsad täckning, vilket i sin tur betyder en osäker prognos (intervall 50 - 200%).

70% av undersökningsområdet skulle således betraktas som spekulationsområdet. Sett mot den regionalgeologiska bakgrunden skulle detta dock betyda ett allt för pessimistiskt betraktelsesätt.

Som spekulationsområde betecknas områden utanför tillämpningsområden, där undersökningsresultat måste extrapoleras eller uppskattas på mer eller mindre vaga geologiska eller bergmekaniska indikationer.

I det föreliggande fallet har man tillgång till regionalgeologiska informationer om likartade geologiska miljöförhållanden (bergartstyp, strukturell uppbyggnad) och kan därmed på goda grunder öka tillämpningsområdenas omfattning till över 50%. Därmed kan täckningsgraden betecknas som vidsträckt och prognosen som sannolik (70 - 150%)

SLUTSATS

Underlaget till bedömning om drivningsalternativ kan med ledning av ovan bedömmes enligt följande:

Det erhållna undersökningsresultatet indikerar bergtekniska förhållanden som klart stimulerar till TBM-drift. Prognosnivån, vad bergarts- och strukturtyp beträffar, kan deklareras som säker.

Det erhållna undersökningsresultatet fram till hösten 1984 tillåter en 50-90 % täckningsgrad, vilket motsvarar en vidsträckt täckning.

Med denna täckning som bakgrund klassas den presenterade prognosen vad beträffar de bergtekniska egenskaperna som sannolik vilket betyder ett variationsintervall på mellan 75 och 150 %. Kostnader och indriftsvärden får variera inom denna gräns utan att prognosen måste betecknas som felaktig.

För indriften med TBM innebär detta intervall följande värden:

Den genomsnittliga nettoindriften på ~ 2,5 m/tim kan variera mellan 1,9 och 3,8 m/tim.

TBM-driften kommer att möta varierande gnejsgraniter, kännetecknade av en parallellstruktur med glimmerlager av växlande uthållighet och en sprickfrekvens med 5 - 10 stick eller sprickor per meter.

Vinkeln mellan parallellstrukturen och tunnelaxeln kommer huvudsakligen att ligga kring $40^{\circ}$. Uthålliga sprickor varierar avsevärt från detta vinkelvärde.

En omfattande svaghetszon kommer att mötas vid St. Finnsjön (St. Finnsjö-linjen) där låga seismiska hastigheter (3200 m/s) indikerar svagt berg och där det även finns risk för större läckvattenmängder. På den övriga sträckan förväntas ingen motsvarighet. Lokala svaghetszoner kan påträffas.

Slutligen bör uppmärksammas följande: Kärnmaterialet representerar en volym av 0,5 $m^3$. Denna mängd måste ställas i relation till tunnelns totala bergmängd, nämligen 88.000 $m^3$. Detta innebär i sin tur att kärnmaterialet representerar endast 0.00056 % av tunnelvolymen. Av kärnorna har tagits några testprov. Bedömningsunderlaget representerar således långt mindre än 1 promille av verkligheten, på pappret orimliga odds för ingenjörsgeologen. Även om man på starka grunder kan öka volymen från 0,5 $m^3$ till 82 $m^3$ (borrlängd x 1 $m^2$), alltså jättekärnor, utgör underlaget fortfarande enbart 1 promille av den totala tunnelvolymen.

Prognosens vara eller icke vara beror således på täckningsgraden d.v.s. kvoten mellan summan av tillämpningsområden för viss undersökningsmetod och hela undersökningsområdet. M.a.o. hänger det på bedömningen av räckvidden av viss undersökningsmetod: vilken area eller volym kontrolleras av undersökningsmetoden som i sin tur leder till avgränsningen av tillämpningsområden.

Det här betraktelsesättet har den stora fördelen att konstruktionen av den uppställda prognosmodellen är lätt att presentera och utgör stommen vid all fortsatt diskussion, uppföljning och slutlig analys.

Det är undertecknadens bestämda uppfattning att ingenjören har rätt att kräva en definierad prognosmodell. Har denna dessutom uppbyggts gemensamt (ingenjör och ingenjörsgeolog), så går ingenjörsgeologin lysande tider till mötes.

På senare tid (Bolmen projekt etc.) har man konstaterat att olika geofysiska metoder med framgång kan komplettera refraktionsseismiska undersökningar. Lämpliga kombinationer kan bidraga att öka täckningsgraden genom att flera metoder kan finnas till förfogande.

Luleå högskola har startat ett examens- och utvecklingsarbete i samband med Kymmens TBM-tunnel. VLF-, slingram- och resistivitetsmätningar på marken kommer att kombineras med mätningar i tunneln och en ingenjorsgeologisk detajlkartering.

REFERENSER

Blindheim, T. Fullortsborrning, fräsande brytning. BeFo-projekt 106:"Undermarksbyggande i svagt berg", Stockholm 1983.

Helfrich, H.K. The Engineering-Geologic Expectation Model as a Basis for the Prognosis in Underground construction. Rock Mecanics, Suppl. 7, 13-26, 1978.

Helfrich, H.K. et al. Förundersökningars värde och omfattning. BeFo-rapport 18. Stockholm 1979.

Lindh, A. The Mylonite Zone in south-western Sweden (Värmland) GFF, Vol. 96. P 2 Stockholm 1974.

Lundegårdh, P-H. The Gräsmark Formation in Western Central Sweden. SGU, Ser C NO 732, Stockholm 1977.

Sundin, N-O och Lindquist, P-A. Comparison of predicted and encountered TBM performance for the Wöllatunnel TULEA 1983:41, Högskolan i Luleå 1983.

Sundin, N-O. Tillämpning av geofysiska mätningar vid förundersökning för fullborrning. 1984:75 T. Luleå Högskolan 1984.

SUMMARY

Site investigations performed in connection with the hydropower project Kymmen, Värmland Sweden, have taken special attention to the feasibility of TBM - Operation along the headrace tunnel between Rottnan and Granån.

The geological prognosis has been based on a direct validity range of 3 % as far as the volume of the investigated area is concerned and on an indirect validity range of more than 50 %.

Such a calculation allows a level of prognosis designated as probable (interval of variation between 70 and 150 %).

KYMMENS KRAFTVERK
I VÄRMLAND

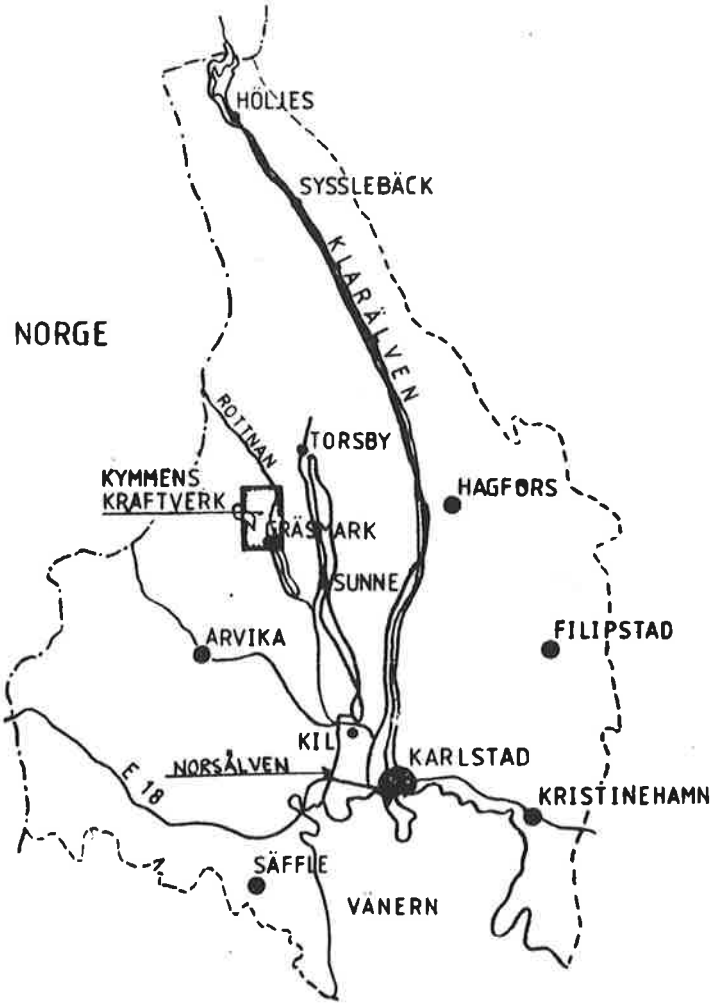



FIG. 1

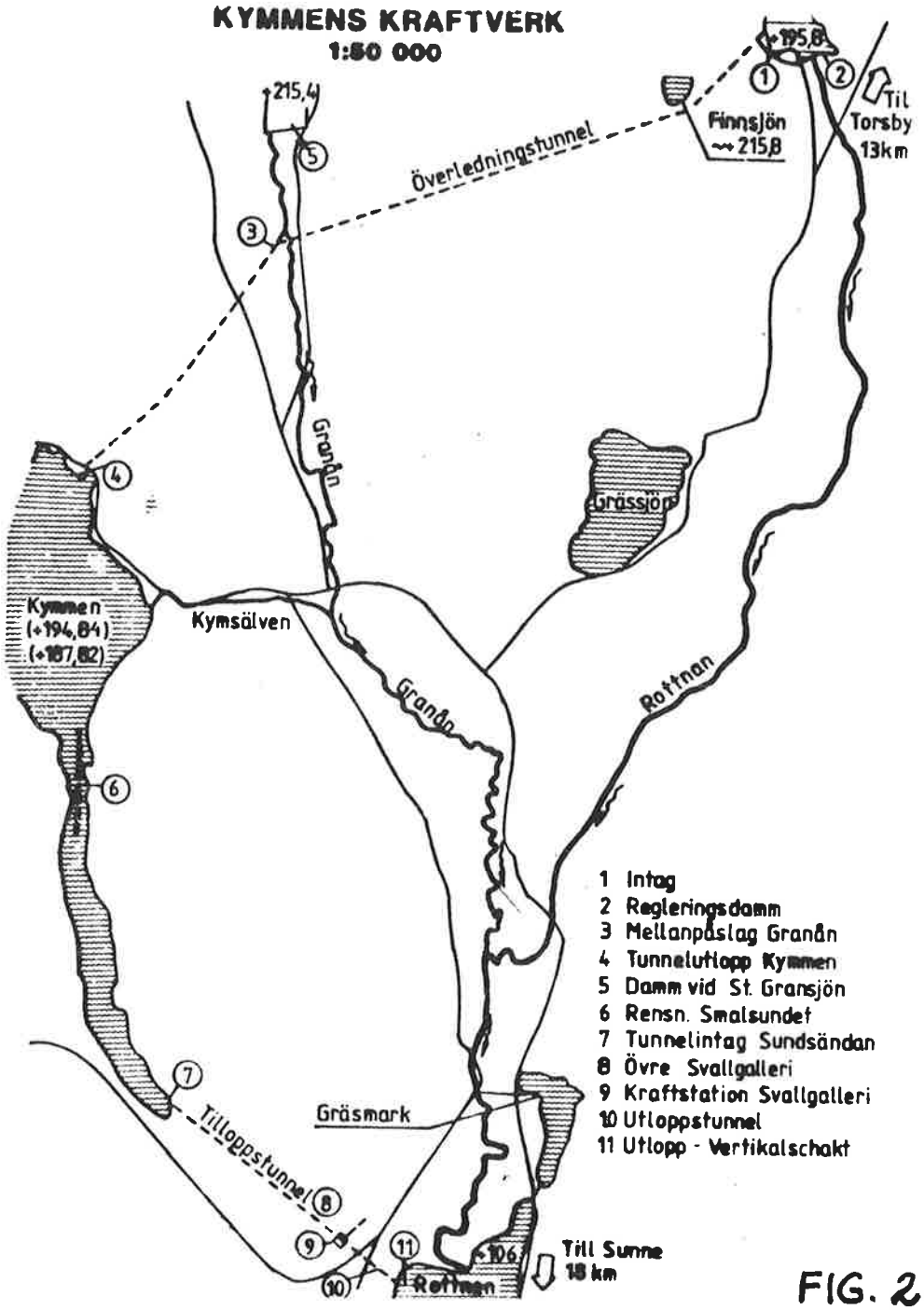

KYMMENS KRAFTVERK
1:50 000
+215,4
+195,8
Finnsjön
~215,8
Til
Torsby
13km
Överledningstunnel
Grandn
Grässjön
Kymmen
(+194,84)
(+187,82)
Kymsälven
Granån
Rottnan
Gräsmark
Tilloppstunnel
+106
Till Sunne
18 km
Rottnan
1 Intag
2 Regleringsdamm
3 Mellanpåslag Granån
4 Tunnelutlopp Kymmen
5 Damm vid St. Gransjön
6 Rensn. Smalsundet
7 Tunnelintag Sundsändan
8 Övre Svallgalleri
9 Kraftstation Svallgalleri
10 Utloppstunnel
11 Utlopp - Vertikalschakt

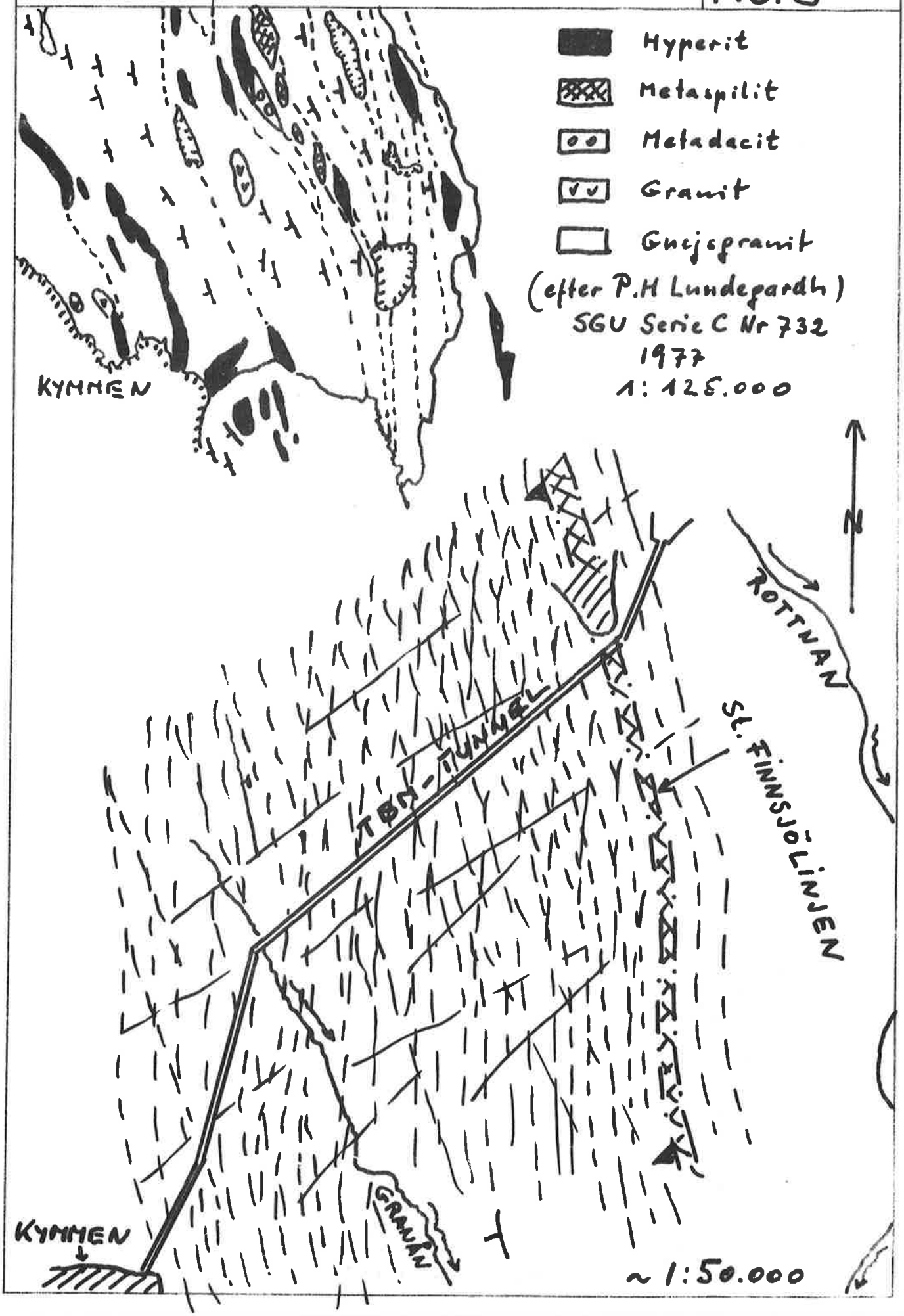
FIG. 2

# KYMMEN ÖVERLEDNINGSTUNNEL

PRINC. GEOL. O. TEKT. TOLKNING

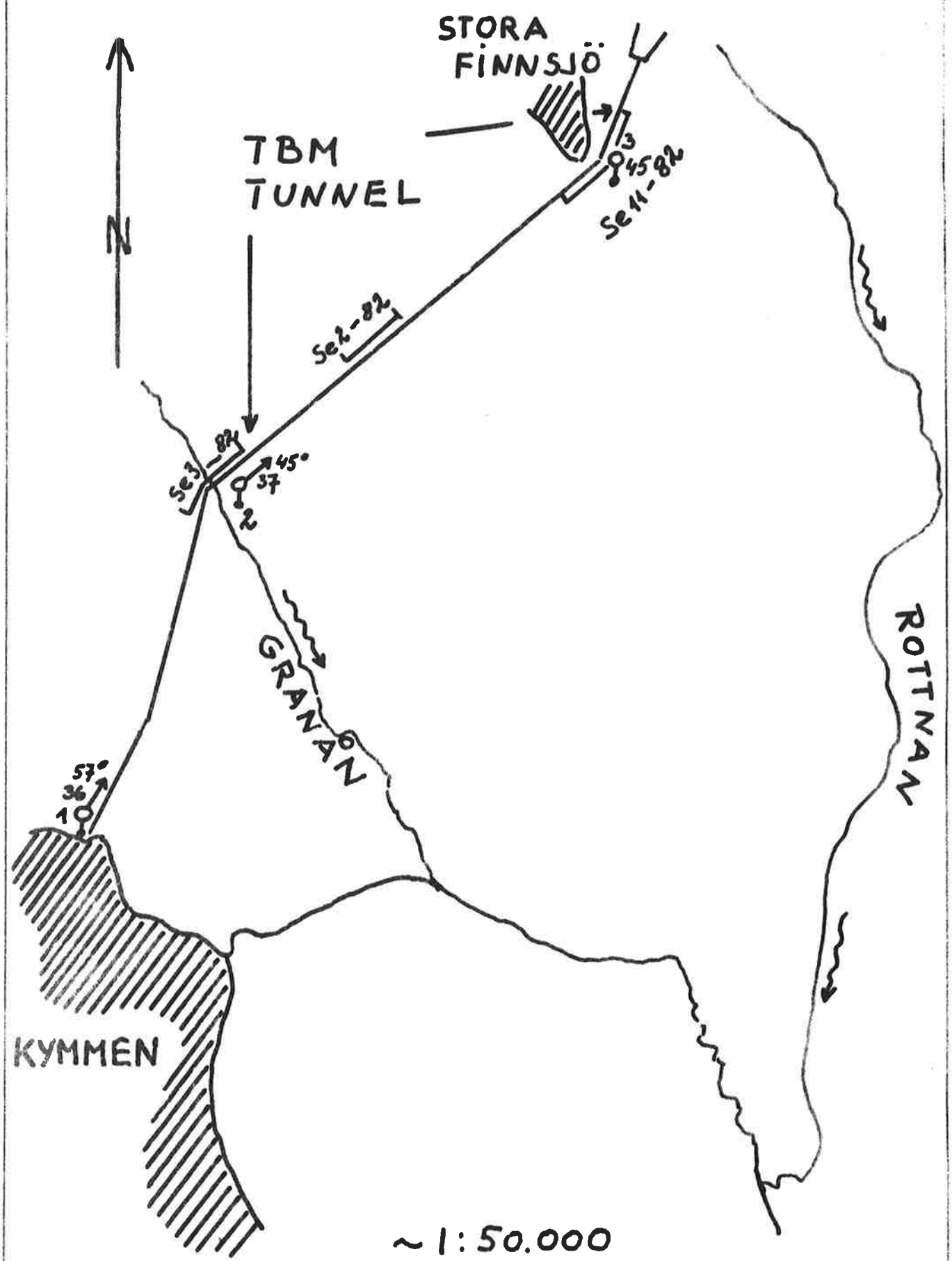


FIG. 3



# KYMMEN ÖVERLEDNINGSTUNNEL BERGUNDERSÖKNING

FIG. 4

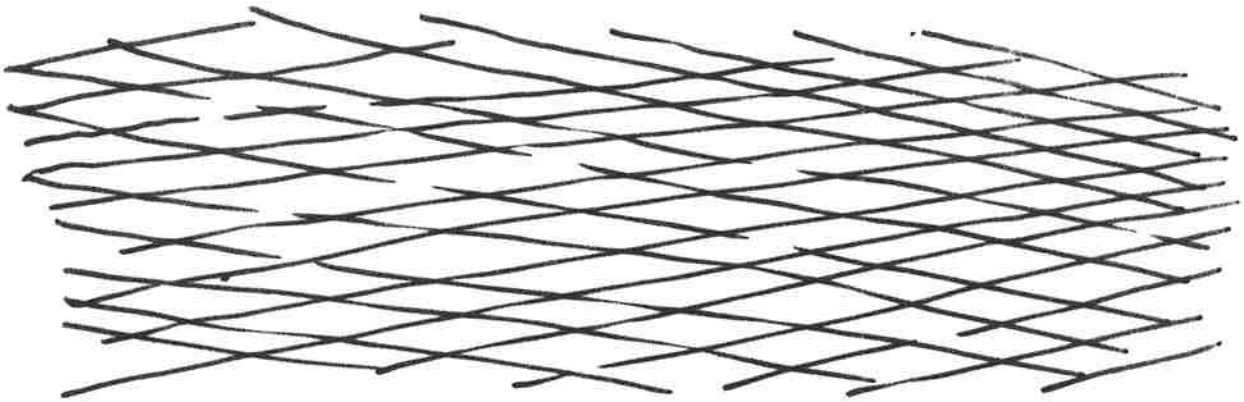


KYMMEN
GNEJSGRANITENS
FOLIATION

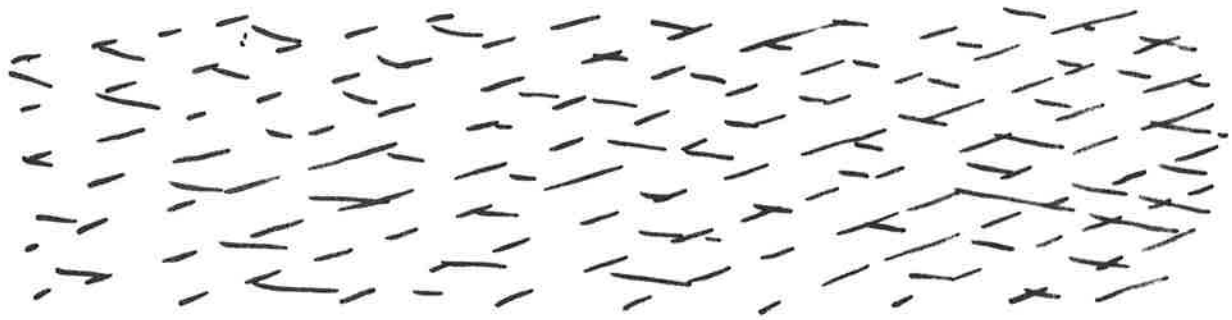


FIG. 5

MEGASKOPISK UTVECKLING:
sammanhängande glimmerränder



glimmerbladen ej sammanhängande



# FULLORTSBORRNING (TBM) 13 KM GENOM PREKAMBRISKA BERGARTER I SAUDI ARABIA

# Fullface drilling (TBM) 13 km through precambrian rocks in Saudi Arabia

Bergsingenjör Daniel Morfeldt, Mineconsult AB, Stockholm

## Inledning

Saudi Arabien har utvecklat sin infrastruktur med en otrolig snabbhet. Senaste femårsplanen har innehållit att utbygga försörjning av färskvatten till alla avlägsna delar av landet. Staden Taif, belägen omkring 2000 m ö.h., är ett av de snabbt växande områdena i landet. Idag försörjes staden från lokala källor (grundvatten) men den ökande befolkningen medför ökat krav på vattentilldelning för jordbruk etc.
Huvudstaden Riyadh är idag försörjd med avsaltat vatten från Gulfen som leds via stora pipelines till staden. Staden Taif kommer nu att få sin vattenförsörjning från Röda Havet via denna tunnel genom berget.

Städerna Makkah och Taif kommer att få sitt behov av vatten garanterat med detta system, vilket vill medföra större trevnad och utvecklingsmöjligheter för områdena.

## Geologi

Ur geologisk hänsyn kan Saudi Arabien bli indelat i två områden:

1. Arabiska skölden (shield)
2. Arabiska avlagringen (shelf)

Prekambriska bergarter bestående av magmatiska och metamorfa bergarter utgör den Arabiska skölden i väster, vilken är överlagrad österut av olika sediment, den Arabiska "shelfen" från kambrium.

Längs tunnelsträckningen är det mest metamorfa bergarter och skiffrar med granitiska omvandlingar och gångbergarter av brecciakaraktär. Även olika konglomerat uppträder.

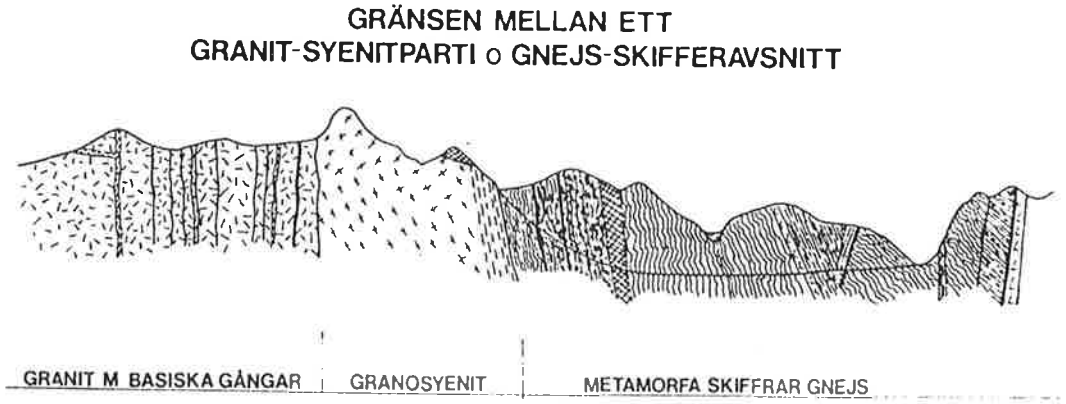
Ytbergarten är hårt angripen av värme, vind och vatten, dock uppträder sprickorna endast på ytan och djupare in är berget mycket homogent.

Stratigrafin är med brant inklination och spricksystem uppträder systematiskt genom området.

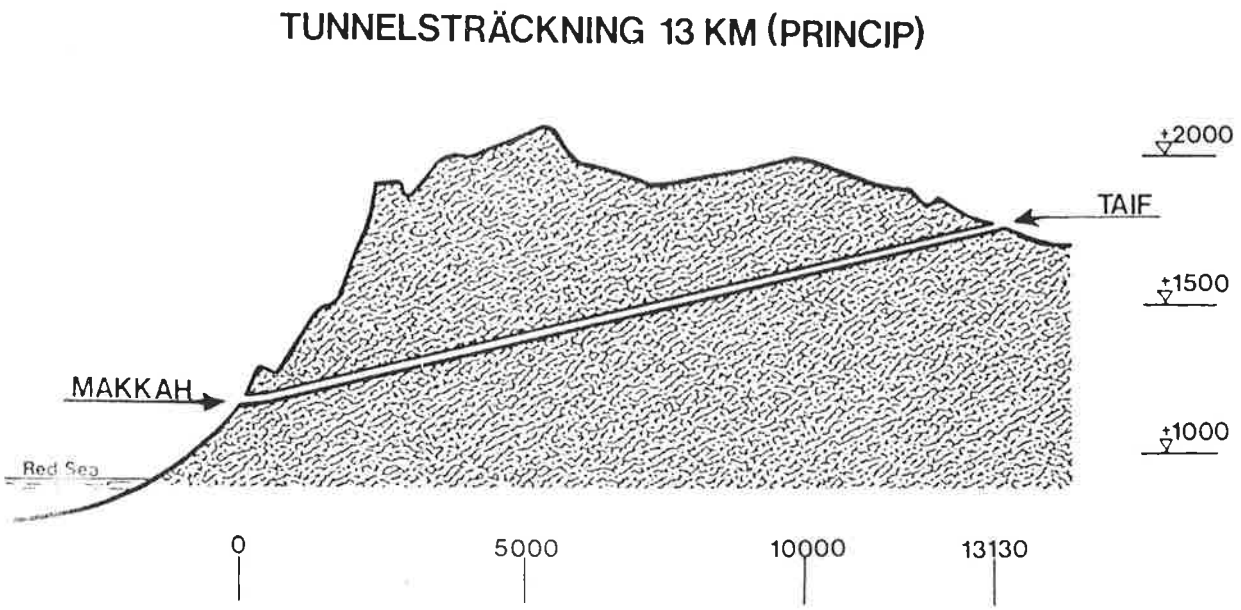
Infiltrationen i berget av vatten underlättas av de genomgående krosszonerna och stratigrafiska spricksystemen.

Över mittsektionen av tunneln löper en "wadi" (flodbädd) där jordbruket är högt utvecklat. Vatteninläckning från detta område var väntat och måste kontrolleras.

Projektet startades utan någon direkt förundersökning av geologin och den geologiska inverkan på framdriften fick helt tas på entreprenörens ansvar.




Geologisk skiss (granit - skifferkontakt)
Geological situation



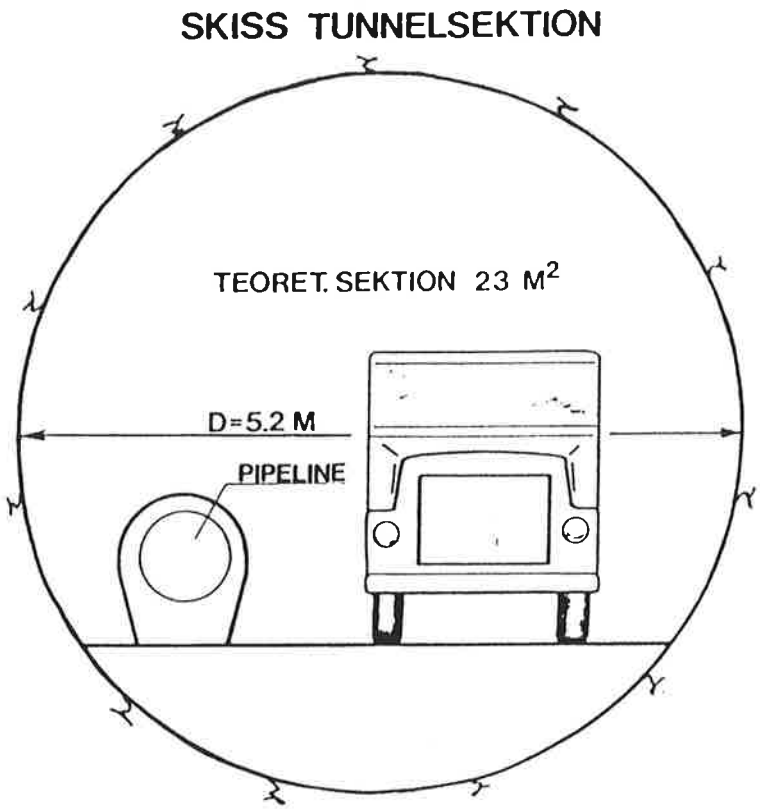

Tunnelsträckning
Tunnel location

För att kunna besluta att använda TBM-teknik utförde entreprenören själv en geologisk undersökning av området. Undersökningen gjordes i februari -83 och det största frågetecknet var hur långt in från väster man kunde räkna med mer eller mindre granitisk bergart. Den stora förkastningszonen skrämde även alla inblandade. Vattenproblemet under "Wadi"-zonen blev även mycket diskuterat och förberedelser för injektering medräknades.

Bergstabiliteten i området blev även debatterad och hörda experter var eniga om att detta område ur tektonisk synvinkel är mycket stabilt och förkastningszonerna är inaktiva. Detta har senare visat sig vara korrekt. Man utförde bergmekaniska mätningar under hela tunneldrivningen och resultatet bekräftade förundersökningen.

Bergförstärkningsklasser

Entreprenören och konsulten har hela projektet igenom arbetat med stor kontakt sinsemellan och har vid varje tillfälle valt olika förstärkningsalternativ beroende av uppskattad kvalitet av berget (Österrikiska metoden). Rätt metod har valts för varje område och man har använt allt från enbart sprutbetong till sprutbetong och stålbågar. Hela tunnelsträckningens taksektion har blivit betongsprutad för att kunna garantera frånvaro av nedfallande sten på den fritt liggande rörledningen. Det användes enbart ett fåtal bergbult.



## Tunneldesign

Makkah-Taif-tunneln ritades för att leda ett 42" rör med färskt (avsaltat) vatten från Röda Havet upp till staden Taif. För framtida utbyggnad av kapaciteten finns plats för ytterligare ett rör. Området bredvid röret kommer att tjäna som serviceväg för reparation och inspektion.
Tunnelns bottenparti är återfyllt och belagt med betong, vilken även har dräneringen av tunneln inbyggd. Hela tunneln har sedan belagts med asfalt.

Stigningen är 5 % (1/20) och sträckningen rak från öst till väst utom vid västra påslaget, vilket fick göras med en kurva strax innanför påslaget för att klara av befintlig landsväg för berget.

## TBM-kontrakt

Huvudentreprenören (Al-Rashid Co) skrev kontrakt för projektet i slutet av 1982. The Robbins Company kunde erbjuda en snabb leverans av två använda maskiner från staden Buffalo i USA. Ett konsortium med tyska och österrikiska entreprenörer bildades och började arbetet i januari -83.

Påslagen gjordes av SKANSKA som underentreprenör till konsortiet och tunneln drevs med borrning och sprängning tills Robbinsmaskinerna hade blivit monterade. Totalt drevs ca 200 m. Den första (östra) maskinen var monterad i juni -83.

## Maskinspecifikation

Det har med detta projekt visat sig möjligt att ekonomiskt genomborra även hård granitisk berggrund. De hårdaste partierna har vid bergartstest visat sig ha en tryckhållfasthet över 3200 kp/cm$^2$, vilket också visat sig vara det hårdaste någon Robbinmaskin har bearbetat.

TBM har en stor fördel vid efterfrågad snabbhet av tunneldrivningen och denna faktor var här helt avgörande enär vattenbehovet i Taif är stort.

Längden av varje maskin med utrustning för berghantering och bergförstärkning var kring 200 m, inkluderat spårläggningshanteringen.

Utfrakten sköttes med parallellgående tågsätt med bottentömmande vagnar. Sätten var hopkopplade med löpande vajrar för att klara stigningen.

# Robbins Tunnel Machine

## Model 186-206/207

### Specifikation:

| | |
|---|---|
| TYP | Fullortsaggregat |
| DIAMETER | 18' 6" (5.2 m) |
| EFFEKT | 1200 hk (895 kw) |
| SIDOTRYCK | 1.680.000 lbs. (762.048 kg) |
| VIKT | 284 ton |
| "CUTTERS" | 2 st 12" (30.5 cm) diameter dubbla centrala "cutters" 38-15½" (39.4 cm) diameter enkla "cutters" |

Service för maskinerna (cutter shop) byggdes vid östra påslaget, varifrån båda tunnelgavlarna försörjdes med ombyggda borrverktyg (cutters). Totalt omsattes ca 7000 cutters.

Maskinerna sköttes av tyska vana operatörer. The Robbins Company hade två tekniker stationerade under hela tunneldrivningen och de skötte ombyggnad av cutter och service av maskinerna, vilket skedde under båda skiften (2 x 12 tim.).

# Sammanställning av data från TMT (TAIF-MAKKAH-TUNNELPROJEKT)

## TAIF

| | | |
|---|---|---|
| Total längd borrm | : | 7576.7 m |
| Antal "cutters" | : | 2088 st |
| Total borrtid | : | 4763.9 tim |
| Bergart | : | Syenit, gnejs |
| Max indrift/månad | : | 600m |

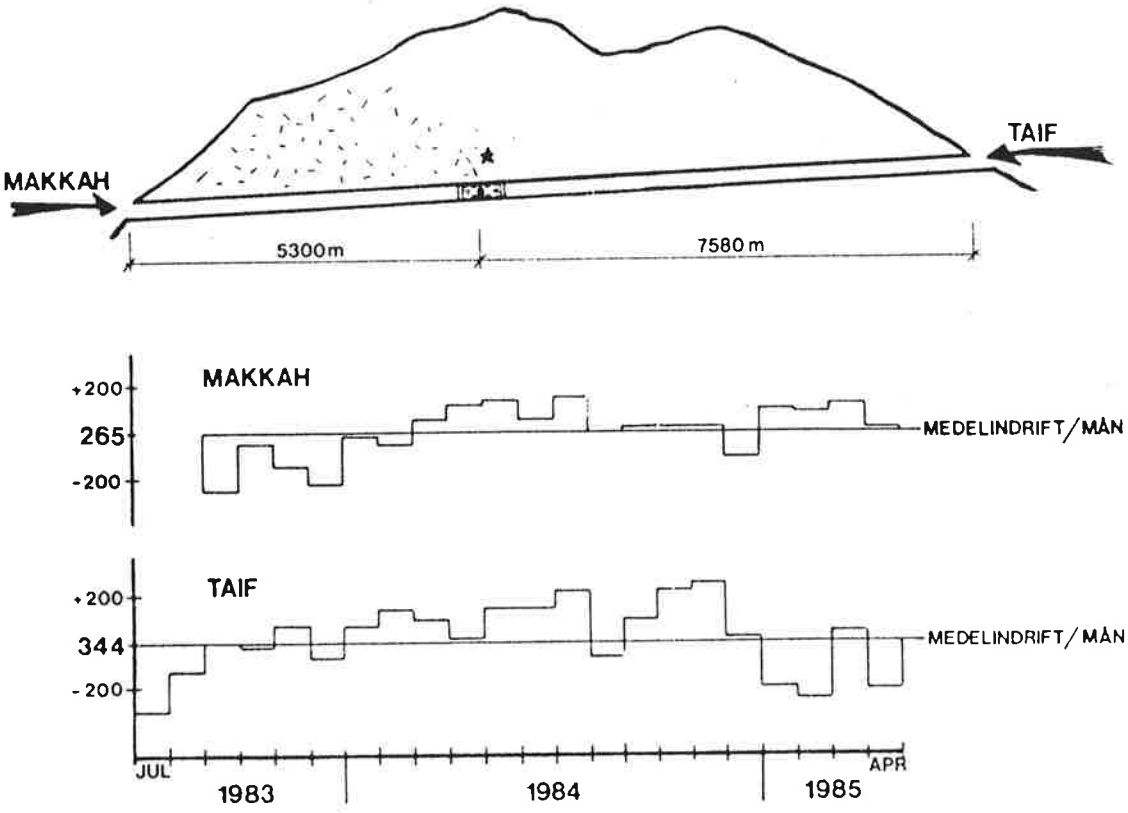
## MAKKAH

| | | |
|---|---|---|
| Total längd borrm | : | 5296.7 m |
| Antal "cutters" | : | 4651 st |
| Total borrtid | : | 4984.6 tim |
| Bergart | : | Granit |
| Max indrift/månad | : | 376m |

Progress TBM

Första maskinen No 206 (Taif) startades i juli -83 och borrade 38,7 m under juli, vilket ökades till 216,3 m i augusti. Lokala ledigheter såsom Ramadan etc. inföll samtidigt och medförde stopp i september. Under detta stopp kunde således hela maskinens montering utföras liksom även utfraktssystem, bergbult, sprutbetong etc. (backup equipment).

Maskinen No 207 (Makkah) startades i september och här började man försiktigt med 16,7 m första månaden. Full fart på borrning erhölls i januari när båda maskinerna tillsammans gjorde 700 m färdig tunnel (inkluderar gjutning av sula och spårläggning).




Sammanställning data TMT-projekt
Result TMT-project

Västra sidan (Makkah) uppvisade en hårdare granit än väntat, vilket gav en lägre indrift än planerat och en högre "cutter"-konsumption. Det hårda området med granitisk berggrund sträckte sig så långt som 4,5 km in, alltså hela tunnellängden som denna maskin fick bearbeta.

Från öster kunde den andra maskinen göra 8000 m i väsentligt mer lättborrat berg. Detta stämde väl med den förundersökta geologin. Man fick dock veta exakt hur långt in granitområdet sträckte sig.

Om man beräknar åtgång av cutters per kubikmeter borrat berg erhålles runt 60 $m^3$ fast berg per cutter, vilket är väl jämförbart med erhållna värden från Norge, där man under lång tid har bearbetat hårda bergarter.

Problem för tunneldrivning

Främst upplevdes en snedfördelning av ventilationslängderna och utfraktssystemet blev väl ansträngt mot slutet på östra sidan. Det blev runt 8000 m från detta håll och endast 5000 m från det andra hållet (Makkah).

Man upplevde även distributionssvårigheter av material såsom borrskär = cutters, spår, sprutbetongmaterial etc. Ett större haveri av ett lager erhölls i januari -85 men kunde avhjälpas på 3 veckor.

I februari -85 passerades den s.k. "Wadi"-passagen och ett mindre vattengenombrott erhölls. Detta avhjälptes dock med injektering av ca 50 m av tunnellängden (600 l/min.). Man hade haft med sig en 6" ledning för extra vattenutpumpning hela vägen, vilken nu kom till användning.

Genomslag

I början av april -85 backades den östra maskinen bort från gaveln och man lät Makkah-maskinen göra de sista metrarna.

Den 23 april -85 var genomslaget ett faktum och en avdrift i sida av endast 7 mm kunde uppmätas.

I slutet av maj -85 avmobiliserades TBM-aktiviteterna och installationen av rörledning och asfaltläggning kunde påbörjas.

Tunneln är nu färdigställd och vattnet mot Taif kan börja pumpas.

## Sammanfattning

Prognos:

- Hårt berg granit- resp. gnejs-skifferavsnitt.
- Endast geologisk rekognoscering.
- En omfattande störningszon, ingen provborrning eller seismik.

Resultat:

- Jämna indrifter i både granit- och gnejsavsnitten.
- Totalt var resultatet i gnejs-skifferavsnittet dubbelt snabbare än i granitdelen.
- Ringa eller inga störningar pga förstärknings- eller tätningsarbeten. Undantag: stora krosszonen (200 m).
- Tidplanen kunde hållas.

## Slutord

Modern teknik har igen tillämpats för att driva fram utvecklingen i Saudi Arabien. Många besökare har förvånats över den utomordentliga framdriften av detta projekt och det kommer troligen att borras många fler tunnlar i Saudi.


## SUMMARY

Less than ideal conditions have been overcomed by a pair of Robbins TBM's working in Saudi Arabia.

A tunnel through the precambrian rocks has been drilled in a rapid way. Total length of tunnel 13 km and 5.2 m diameter in a 5 % inclination was drilled from June -83 to April -85. Precambrian rocks, consisting of mainly igneous and metamorphic rocks, with a large surface weathering and a large number of crossing fractures was penetrated without major delay. Consumption of drilltools was in the granite part of the tunnel very much but overall the cost followed the estimated figures.

The project started without any preinvestigation of the geological situation and the rock support was handled according to the Austria method. The tunnel is designed to carry one 42 inch water pipeline up to the city of Taif from the desalination plant at the Red Sea.

The only problem arised from the geological situation was the passage under the "Wadi" river bed. A short stoppage for grouting and shotcreting took place and the machine could start again after two weeks.

The result from the follow up drilling operations is as follows:

Taif side (east)

| | |
|---|---|
| Total length drilled | 7,576.7 m |
| Amount of cutters | 2,088 pcs |
| Total time of drilling | 4,763.9 hours |
| Rock condition | Syenite |
| Max. progress per month | 600 m |

Makkah side (west)

| | |
|---|---|
| Total length drilled | 5,296.7 m |
| Amount of cutters | 4,651 pcs |
| Total time of drilling | 4,984.6 hours |
| Rock condition | Granite (hard) |
| Max. progress per month | 376 m |

Modern developed technics has again helped Saudi Arabia to push forward. Many visitors to the project have been impressed by the rapid way of tunneling in very hard rocks. Many more tunnels will be drilled in the near future.

DISKUSSION

Tomas Franzén

Jag vill kontrollera med Daniel Morfeldt om jag uppfattade dina tabeller på rätt sätt. Stämmer det att nettoindriften låg på 1,8 m i timmen så kan man jämföra det med indriften i Kymmen som rör sig omkring 2 m per timme.

Daniel Morfeldt

Borrningstid är den åtgångna snurren på maskinen (effektiv tid). Utnyttjningsgraden var runt 60 procent hos båda maskinerna.

Tomas Franzén

Jag har också en reflektion med anknytning till Hans Helfrichs föredrag. Med din definition av "sannolik prognos" skulle indriften kunna växla mellan 1,8 och 3,8 m per timme. Det skulle vara ett exempel på en parameter som skulle kunna värderas med hjälp av den här prognosen. Avser du då ett genomsnitt för hela arbetet eller att indriften kan växla mellan de här värdena under en begränsad tid eller del av tunneln.

Hans Helfrich

Det är ett genomsnittsvärde för hela arbetet, men enstaka värden kan i princip variera mellan 1 och 4 m, det har t o m hittats avsnitt där det har uppnåtts 6 m/tim så spridningen är väldigt stor. Det är inte lätt att prognosera genomsnittssiffror för en sträcka på 5 km.

Gunnar Nord

Jag vill återkomma till det där vattenläckaget uppe ifrån Taif. 6000 min. liter det är ju ganska mycket i den där tunneln som lutade utför. Jag förmodar för att man skall lyckas klara det här på 3 veckor att vattenflödet avtog ganska snabbt eller hade man någon annan metod?

Daniel Morfeldt

Ja, hela Wadi-zonen är ju som en instängd vattenmängd. När man punkterade så rann det ut ganska mycket först, då fick man backa bort maskinen för den fylldes nästan. Men man hade en 6 tum "extra" ledning med sig hela vägen för man visste att man skulle komma dit men någon förinjektering kunde inte göras utan man slog igenom zonen och stoppade för tätning.

Nils Tegner

Jag hade en enkel fråga om arbetstiden. Det är ju så att när man jämför kapaciteter är det väsentligt att få klarlagt exakt på vilken tid som den aktuella arbetsprestationen (framdriften) utförts. Du nämnde att man arbetade i två tolvtimmarsskift. Hur många dagar i månaden då? 30 dagar?

Daniel Morfeldt

Borrningen pågick alla dygn utom fredag morgon, vid fredag kvällsskift startade man igen.

Nils Tegner

Om man tar hänsyn till utnyttjningsgraden skulle de angivna kapaciteterna betyda ungefär mellan 10 och 15 meter per dag.

Daniel Morfeldt

Ja, "maxdagen" för båda maskinerna tillsammans var 40 m. I regel låg de på 20 m tillsammans. 15 på ena och 5-8 m på den andra i graniten.

Nils Tegner

Om man jämför med konventionell teknik med borrning/sprängning i Sverige så har vi här en arbetstid om två skift à 7,2 tim (36/vecka). Om man tar hänsyn till detta är inte de redovisade framdrifterna särskilt imponerande.

Daniel Morfeldt

Nej, om man ser det i Sverige så tror jag att sprängning kunde konkurrera vad gäller framdrift. Men där nere får man inte spränga varken torsdag eller fredag eller helger. Så det är svårt.

Erik Sandgren

Den arabiska urbergsskölden har ju inte som i Sverige varit utsatt för en serie nedisningar utan alla vittringsprodukter alltsedan prekambrium ligger alltså kvar, såvida inte vatten och vind fört bort det. Det är därför mycket vanskligt att i Saudi bestämma med inspektion av ytan hur ett berg ser ut nere i. Man kunde alltså här förmoda att i inslagen och en bit in i båda ändarna var berget vittrat och trasigt men på de djup man i övrigt gick så kunde man räkna med att man skulle få mycket hårda bergarter. Därför skulle jag vilja fråga, hur kom man på den idén att i sådana här bergarter, som egentligen lämpar sig för konventionell drift, gick in för fullortsborrning.

Daniel Morfeldt

Utbyggnadstakten av vattenförsörjningen är den tidsfaktorn som har påverkat det hela. Och i jämförelse med om de räknat med sprängning och man hade kunnat starta samtidigt, så hade det även pågått i dag. De hade ett år längre tid för sprängningsförfarandet.

Tomas Franzén

Om det inte finns fler frågor i detta ämne vill jag påminna om möjligheten att diskutera det här i Melbourne om man har lust och råd att åka dit om ett år. Temat på konferensen är "Bore or Blast", och det kan delvis bli en uppföljning av det seminarium som hölls här i Stockholm för tio år sedan i det svensk-amerikanska samarbetet (Mechanical Boring or Drill and Blast, SveDeFo och BFR D3:1977).

Hans Helfrich

Du sade att man skulle kunna fråga någonting helt annat också och jag har en fråga till Ove Stephansson: Du talade här om fraktalet och du nämnde att man hade gjort en viss sprickundersökning och kom fram till ett fraktal på 2,14. Vad betyder siffran 2,14 i geolo-

giska termer? Om jag skulle ha fått 2,01 t ex, vad hade detta betytt?

Tomas Franzén

Tror inte att vi kan ge ett särskilt uttömmande svar, vi får hänvisa till konferenshandlingarna. En antydan kan jag ge genom att säga att det jag uppfattade av fraktalgeometrin var att det var en icke euklidisk geometri, där man har inte bara en eller två eller tre dimensioner att arbeta med, utan också kan arbeta i ett 2,14 dimensionellt rum t ex eller i ett 3,73 dimensionellt rum. Det är bara att föreställa sig det och så räkna...

# AVSLUTNING

## AVSLUTNING

Tomas Franzén

Vi har haft en livlig och spännande diskussion här på slutet men jag känner att vi måste sätta streck eller varför inte säga att vi ajournerar oss till nästa år i mars. Då kommer vi att arrangera en ny Bergmekanikdag, som jag hoppas skall bli lika givande som dagens övning har varit. Jag vill speciellt tacka alla föredragshållare som har lagt ned stor möda på att förbereda sig för goda inlägg. Flertalet av er har också hörsammat vår önskan att lämna in färdigskrivna föredrag redan till i dag. Det underlättar när vi skall trycka protokollet som alltså inte skall dröja alltför länge. Ett särskilt tack till Menachem Finkel som har förberett arrangemangen och på så sätt lagt grunden till en lyckad diskussionsdag.

# BILAGA

SVENSKA BERGMEKANIKGRUPPEN/

SWEDISH NATIONAL GROUP OF ISRM

# ÅRSREDOGÖRELSE 1985

Ordf: Ove Stephansson  V ordf: Håkan Stille (fom 1986)  Sekr: Tomas Franzén

## Bergmekanikåret 1985

Några intressanta pågående bergbyggen i Sverige är SFR-lagret i Forsmark, där första etappens förvaringssilo är utsprängd med diametern 30 m och höjden 70 m, utbyggnad av ny huvudnivå i Malmberget, som drivs på entreprenad av Vitåforsbyggarna (SIAB, Skanska), fullborrning av kraftverkstunneln i Kymmenprojektet i Värmland. Man har också beslutat att fullborra den s k Saltsjötunneln från Solna värmeverk. Projektering pågår hos SJ för nytt dubbelspår till Järna, vilket kommer att medföra ett femtontal tunnlar i slutet av åttiotalet.

Forskningsstiftelsen Svensk Gruvteknik har upplösts i och med att verksamheten vid Forskningsgruvan i Luossavaara upphört sommaren 1985. Forskningsresultaten har avrapporterats vid ett nordiskt seminarium i juni och ett internationellt symposium i Luleå i november "Large Scale Underground Mining". Proceedings har givits ut av CENTEK och en sammanfattning ges vid Bergsprängningskommitténs diskussionsmöte 1986.

En särskild redogörelse för den bergmekaniska forskningen i samband med kärnkraftens slutförvar lämnas vid 1986 års Bergmekanikdag.

Forskningsperioden vid varmvattenlagret i Lyckebo har förlängts till hösten 1986. BFR och Statens Energiverk diskuterar fortsatta solenergiförsök i Kungälv, som skulle medföra ett bergrumslager om ca 400.000 $m^3$.

I samband med ovan nämnda forskning deltar såväl företag som högskoleinstitutioner. För närmare information om respektive organisationers aktiviteter hänvisas till deras årsberättelser.

## Svenska Bergmekanikgruppen

Bergmekanikgruppen utgörs av de svenska medlemmarna i ISRM, f n ca 160 st enskilda medlemmar samt 15 st stödjande medlemmar (företag och organisationer). Gruppen håller ett enkelt årsmöte i anslutning till varje års Bergmekanikdag då policyfrågor gentemot ISRM diskuteras liksom olika initiativ till aktiviteter i landet.

Under 1985 har i gruppens namn och i samarbete mellan Högskolan i Luleå och BeFo genomförts symposiet "Fundamentals of Rock Joints" i Björkliden. Proceedings är utgivna av CENTEK och symposiet avrapporteras också kort vid 86 års Bergmekanikdag.

I september 1986 genomförs det ISRM-stödda symposiet "Rock Stress and Stress Measurements" i Stockholm även detta i samarbete med Högskolan i Luleå och BeFo. ISRM kommer att hålla sitt officiella årsmöte i samband med symposiet.

Inför ISRM:s kongress i Montreal 1987 (se nedan) har Svenska Bergmekanikgruppen att svara för urval av föredrag från Sverige.

## ISRM - International Society for Rock Mechanics

ISRM:s årsmöte i Zacatecas, sept 1985, beslöt att kongressen 1991 skall hållas i Achen, Tyskland.

Till kongressen 1987 i Montreal, Kanada, har Sverige tilldelats 60 sidor föredrag, vilket betyder ca 10 bidrag inom följande teman: Fluid Flow and Waste Isolation, Foundations and Slopes, Blasting and Excavation, Underground Openings in Overstressed Rock.

## ISRM:s kommissioner

Svenskt engagemang finns f n i följande kommissioner:

### Commission on Research

Ordf Sten Bjurström, som bl a tagit fram "Report on ISRM Fields of Activities" som grund för diskussion om gruppens framtida arbete.

### Commission on Rock Boreability, Cuttability and Drillability

(Ordf W. Bamford) Member: Per-Arne Lindqvist, LuH

### Commission on Testing Methods

(Ordf Franklin) Member: Ove Stephansson

W g on Fracture Toughness Testing: Finn Ouchterlony, SveDeFo, koordinator. Förslag till testningsförfarande har tagits fram.

W g on Thermal Tests: Ove Alm, LuH, koordinator.

Commission on Testing Methods har under året givit ut "Suggested Methods for Surface Monitoring of Movements across Discontinuities" (även i Int. Journal Rock Mechanics and Mining, vol 21, No 5, Oct 84) samt "Suggested Methods for Determining Point Load Strength" i reviderad version (även publ i Int Journ Rock Mech and Mining, vol 22, No 2, pp 51-60, 1985) samt "Suggested Methods for Rock Anchorage Testing" (Int Journ, vol 22, No 2, pp 71-83, 1985). Referensexemplar finns på BeFo.

### Commission on Interpretation of Hydraulic Fracturing Records

(Ordf J Enver) Member: Ove Stephansson, LuH.

## ISRM:s News

Under året har ISRM:s nyhetsbulletin distribuerats i fyra nummer till medlemmarna.