

BeFo

Bergmekanikdag 1993

Föredrag

Stiftelsen Bergteknisk Forskning — BeFo

**Föredrag vid
BERGMEKANISKT DISKUSSIONSMÖTE
I STOCKHOLM 18 MARS 1993**

**Papers presented at
Rock Mechanics Meeting
in Stockholm March 18, 1993**

Redigerad av Per Andersson och Annica Nordmark

**Stiftelsen Bergteknisk Forskning — BeFo
Swedish Rock Engineering Research Foundation
STOCKHOLM 1993**

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

sid.

FÖRORD

Tomas Franzén, BeFo

NYTT FRÅN ISRM?

News from ISRM?

Ove Stephansson, KTH..... 7

BERGMEKANISKE OG INGENIØRGEOLOGISKE UNDERSØKELSER UTFØRT FØR OG UNDER DRIVNING AV GJØVIK OLYMPISKE FJELLHALL

Rock mechanics and engineering geology investigations carried out
before and during construction of the Gjøvik Olympic rock cavern

Gisle Stjern, NTH, Trondheim..... 11

"GRUVTEKNIK 2000"

R&D Programme "Mining 2000"

INTRODUKTION

Introduction

Bengt Leijon, Conterra AB..... 32

BERGFÖRSTÄRKNING I SVENSKA GRUVOR - TYPFALL OCH PRINCIPER

Rock reinforcement in Swedish mines - base cases and principles

Norbert Krauland, Boliden Mineral AB, Håkan Stille, KTH..... 33

MELLANSKIVOR OCH RUMSTAK - TYPFALL OCH DIMENSIONERINGS- KRITERIER

Strength and stability of sill pillars and stope roofs

Bengt Leijon, Conterra AB..... 53

MELLANSKIVOR OCH RUMSTAK - DIMENSIONERINGSMETODIK I ZINKGRUVAN

Design methods for stopes and sill pillars at the Zinkgruvan Mine

*Jonny Sjöberg, Itasca Consulting Group, Minneapolis, Bengt Leijon,
Conterra AB, Kjell Tillman, Vieille Montagne Sverige*..... 67

BRYTNING PÅ STORT DJUP I KRISTINEBERGSGRUVAN - PROGNOSEN AV BRYTNINGSFÖRHÅLLANDEN

Mining at great depth at Kristineberg Mine - prediction of mining conditions

Staffan Sandström, Boliden Mineral AB, Anders Nyström, MITU..... 87

BRYTNING PÅ STORT DJUP I KRISTINEBERG, NUMERISKA ANALYSER AV BERGFÖRSTÄRKNING

Mining at great depth at Kristineberg, numerical analyses of rock reinforcement

Lars Rosengren, Itasca Geomekanik AB, Mark Board, Itasca Consulting Group, Minneapolis..... 101

GEOHYDROLOGIN OCH DESS BETYDELSE VID TUNNELDRIVNING OCH UNDERMARKSANLÄGGNINGAR

Influence of geohydrology in subsurface constructions

BERGBYGGANDE OCH GRUNDEVATTENPROBLEM (Introduktion)

Rock excavation and groundwater problems

Per Hogård, Skanska Teknik AB..... 119

ANVÄNDNING OCH NYTTA AV GRUNDEVATTENUNDER- SÖKNINGAR I TUNNLAR OCH BERGRUM

The application and benefit of groundwater investigations in tunnels and rock caverns

Sven Wallman, VBB VIAK..... 123

"ORMEN" - EN FULLBORRAD BERGTUNNEL FÖR MAGASINERING AV AVLOPPSVATTEN. ERFARENHETER FRÅN INJEKTERINGSARBETET

Hydrogeological aspects and experiences from the grouting operation in the Snake project, Stockholm, Sweden

Daniel Morfeldt, Mineconsult AB, Tommy Flodin, Stockholm Energi AB..... 131

INJEKTERINGSMEDEL FÖR OLIKA HYDROGEOLOGISKA SITUATIONER

Grouts for different hydrogeological situations

Ulf Håkansson, KTH..... 141

GEOHYDROLOGISKA UNDERSÖKNINGAR OCH GRUNDEVATTEN-
MODELLERING INFÖRBYGGANDET AV ÄSPÖLABORATORIET

Geohydrological investigations and groundwater modelling before the
construction of the Äspö Hard Rock Laboratory

Ingvar Rhén, VBB VIAK, Urban Svensson, CFE..... 159

ERFARENHETER FRÅN INJEKTERINGSARBETENA AV DEN FÖRSTA
DELEN AV TILLFARTSTUNNELN TILL ÄSPÖLABORATORIET

Experiences from the grouting of the first part of the tunnel of the Äspö
Hard Rock Laboratory

Håkan Stille, KTH, Pär Olsson, Skanska AB, Gunnar Gustafson, CTH..... 181

THE URI PROJECT AND ITS STATUS 1992

Uri-projektet och dess status 1992

*Anders Heiner, VBB VIAK - SWECO, Jüri Martna, konsult,
Håkan Stille, KTH.....* 185

FÖRSÖKSANLÄGGNINGEN I GRÄNGESBERG - BERGMEKANISKA
RESULTAT FRÅN ETAPP I-IV

Research facility in Grängesberg - rock mechanical results from Stage I-IV

*Anders Isander, Sydkraft Konsult AB, Jan Johansson, Naturgasteknik AB,
Robert Sturk, Skanska AB.....* 201

FORSKNING OM SKADEZONENS UTBREDNING OCH BETYDELSE.
SLUTSATSER FRÅN SEMINARIET "SKADEZON VID TUNNEL-
DRIVNING"

Research and development regarding the excavation disturbed zone.
Concluding remarks from the seminar "Excavation disturbed zone in
tunnelling".

Per Andersson, BeFo..... 213

VERKLIG SPRICKUTBREDNING VID SPRÄNGNING MED OLIKA
SPRÄNGMEDEL

Crack lengths from explosives

Mats Olsson, SveDeFo, Ingvar Bergqvist, Nitro Nobel AB..... 225

FÖRORD

I skuggan av lågkonjunkturen finns ljusglimtar för både bergbyggare och gruvfolk. Tunnlar har blivit givna inslag i de stora infrastruktur-satsningarna som planeras och delvis kommit igång. LKAB investerar miljarder i en ny huvudnivå i Kiruna, som kontrast till nedläggningarna av Grängesbergsgruvan och Dannemora, och den anrika Falu gruva som stängts efter mer än 1000 års brytning!

Även i Mellansverige finns dock levande gruvor, Lovisagruvan har öppnats i Bergslagen och Zinkgruvan går bra efter en rejäl organisatorisk bantning, inklusive en reduktion av utvecklingsinsatser till nära noll! Som forskare frågar man sig om det kan vara rätt strategi på längre sikt, även om man kan förstå att de ambitiösa insatserna i samband med Gruvteknik 2000 tidvis blev väl betungande för ett litet företag som Vieille Montagne Sverige.

Årets program innehåller rapporter från några av de bergmekaniska projekten inom Gruvteknik 2000, som har byggt på en nära och fruktbar samverkan mellan högskoleforskare och gruvföretag, framförallt i Zinkgruvan och Kristineberg. Vi vill gärna se fortsatta samarbeten av det slaget inom ramen för kommande industrigemensamma forskningsprogram.

Blocket om geohydrologi i samband med undermarksarbeten är aktuellt genom den intressanta passagen av "Zon NE-1" i Äspölaboratoriet, där man vunnit erfarenheter som kommer att vara till stor nytta även i mer konventionella tunnelarbeten. Miljökonsekvensutredningar och vattendomar innehåller idag nästan regelmässigt krav på bibehållen nivå och kvalitet på grundvattnet.

URI-projektet har varit "i luften" i ett antal år. Nu är man igång och vi får en rapport från den första tidens arbeten. Vi kan förvänta oss flera rapporter kommande år från detta projekt, som rymmer bergmekaniska problem av en art som vi sällan ser i Sverige.

Sprickutbredning runt sprängda och fullborrade tunnlar kan vi ännu allt för lite om. Aktuell FoU på området avrundar dagen och pekar framåt. Bergmekanisk forskning är nödvändig och vi ser fram emot fortsatt engagemang från såväl industrin som staten genom NUTEK och BFR i vårt nya bergtekniska forskningsprogram för perioden 1993 - 96!

Stockholm i februari 1993

Tomas Franzén

NYTT FRÅN ISRM

News from ISRM

Professor Ove Stephansson, Avdelningen för Teknisk geologi,
Kungl Tekniska Högskolan, Stockholm

INLEDNING

International Society for Rock Mechanics, ISRM, har till uppgift att på olika sätt främja en världsomspännande kunskapsöverföring om den senaste forskningen och forskningsresultaten inom bergmekaniken och dess tekniska tillämpningar. ISRM bildades i Salzburg 1962 genom det kraftfulla arbetet av professor L Müller, och i år kan således vår sammanslutning fira 31-årsjubileum. Det är viktigt att framhålla att ISRM är en ideell sammanslutning som stöds av medlemmarna genom avgifter och särskilda bidrag. Medlemskapet kan vara antingen individuellt eller stödjande och kan ske direkt till sekretariatet i Lissabon eller, som i de flesta fall, genom anslutningen till en nationell grupp. Aktiviteterna inom den Svenska Nationalgruppen av ISRM sköts för närvarande av BeFo. Det totala antalet medlemmar i ISRM är strax över 6000 och antalet nationella grupper är för närvarande 64 stycken. Den Svenska Nationalgruppen av ISRM har ca 200 individuella medlemmar och drygt 20 stödjande medlemmar.

KORT OM ISRM:s VERKSAMHET

En viktig uppgift för ISRM är att vart fjärde år arrangera de internationella kongresserna. Den första kongressen hölls i Lissabon 1966 och den 8e kongressen kommer att gå av stapeln i Tokyo 1995. Varje år sedan 1968 stöder också ISRM internationella symposier och möten. I modern tid har man också infört en regel som innebär att varje världsdel som omfattas av ISRM har en möjlighet att årligen arrangera regionala konferenser.

Det mesta av arbetet inom ISRM sker i kommissioner där medlemmarna själva aktivt deltar. Under 1992 hade ISRM 26 stycken kommissioner i arbete. I de allra flesta fall leder resultaten fram till förslag om normer eller testmetoder som sedan publiceras och distribueras till medlemmarna. Normerna används sedan i de tillämpade delarna av bergmekaniken.

ISRM och särskilt dess sekretariat har ett mycket väl fungerande samarbete med sina systerorganisationer som t ex International Commission on Large Dams, The International Tunnelling Association och International Association of Engineering Geology.

Varje år utser medlemmarna i styrelsen för ISRM vinnaren av Manuel Rocha-priset för bästa doktorsavhandling som publicerats under året. I samband med kongresserna utdelas också Leopold Müller-priset för att hedra initiativtagaren till och den förste presidenten för ISRM.

ISRM NEWS JOURNAL

För att kunna hålla sina medlemmar informerade om aktiviteterna inom ISRM och dess systerorganisationer samt ge en fullödlig information om möten och konferenser så publicerades under många år en kvartalstidskrift kallad News. Denna skrift utkom med nästan 100 nummer under mer än ett kvarts sekel. När den nuvarande presidenten för ISRM - professor Charles Fairhurst - tillträdde sitt ämbete 1991 drev han aktivt frågan om att ersätta News med ISRM NEWS JOURNAL. Det första numret av den första utgåvan publicerades och distribuerades till medlemmarna i samband med den första EUROCK-konferensen i Chester 1992. Förutom upplysningarna som tidigare publicerades i News så innehåller det nya medlemsbladet även korta översiktsartiklar samt kommentarer och brev från läsekretsens.

Den nya tidskriften är påkostad och kräver därför ett sponsorstöd i form av annonsintäkter och bidrag för att kunna komma ut som tänkt med fyra nummer per år. Jag vill här rikta en vädjan till företag och organisationer att bidra med stöd till den fortsatta utgivningen av ISRM NEWS JOURNAL. Till varje enskild medlem i ISRM vill jag passa på att rikta en uppmaning att lämna skriftliga bidrag till den nya medlemstidningen. Dina bidrag når en garanterat stor läsekrets.

För närvarande undersöker man möjligheterna att tidskriften distribueras centralt till varje land med DHL eller annat flygfraktbolag och att bolaget även ombesörjer distributionen till varje enskild medlem i respektive land. Detta innebär att Du som medlem snabbt får den senaste informationen om bergmekanisk forskning och utveckling och dess tekniska tillämpningar.

NORDISKA LÄNDERNA FÖRESLÅS ARRANGERA ISRM-KONGRESSEN 1999

I samband med det senaste rådsmötet inom ISRM i Chester förra hösten så lät nationalkommittéerna i Finland, Island, Norge och Sverige meddela att de är villiga att arrangera 1999 års kongress i Norden. Enligt statuterna skall en sådan anmälan ske sju år innan kongressen ska gå av stapeln och fyra månader före rådsmötet, som denna gång skedde i Chester. Till rådsmötet hade också Frankrike anmält sig som kandidat att vara värdland för 1999 års kongress och med Paris som kongresstad. Det innebär att vi har att ta upp en ädel tävlan med fransmännen om vem som skall få arrangera kongressen. Frågan kommer att avgöras vid rådsmötet i Lissabon i slutet av juni detta år. Rådsmötet består av representanter från vart och ett av medlemsländerna i ISRM, och varje medlemsland har en röst.

Innan frågan kunde lyftas upp till rådsmötet hade den noga behandlats i respektive nationalkommitté i de nordiska länderna. Koordineringsarbetet har skötts av Sverige och med Befo som sekretariat och sammanhållande organisation. Vi har nu föreslagit ISRM att 1999 års kongress genomförs som en kryssning i Östersjön med den nya färjan Silja Europa eller annat fartyg. Fram till slutet av januari fördes ingående förhandlingar med Viking Line. Samma dag som detta inlägg författas kom nyheten om att Silja övertagit den nya storfärjan. Det finns dock inga farhågor om att ett sådant arrangemang rent tekniskt går att genomföra. Det är i nuvarande skede väldigt mycket en kostnadsfråga.

Enligt nuvarande planer kommer organisationskommittén för kongressen att erbjuda

- tekniska/turistiska pre-och postkongressturer till arrangörsländerna i Norden
- tekniska endagsturer till intressanta besöksobjekt i Stockholm och Helsingfors
- turistiska besök i de hamnstäder som skeppet anlöper
- program för arrangemangen och proceedings från mötet
- konferensarrangemang ombord på fartyget

Förutom arrangemangen kring själva kongressen så tillkommer mat och logi ombord på fartyget. Som situationen är idag så är kostnaderna för att arrangera en konferens ombord på någon av färjorna i Österjön ungefär samma som gäller för motsvarande arrangemang i någon av de nordiska huvudstäderna. Det är vår fasta övertygelse att en kongress ombord på någon av våra stora färjor är en attraktion. Vidare att vi som starka bergbyggarnationer vet att vi har flera stora och intressanta projekt att visa upp för en internationell publik vid den aktuella tidpunkten. Frågan om Norden får arrangera kongressen avgörs som sagt i juni i Madrid.

ÖVRIGA ISRM ARRANGEMANG

Den 21 till 24 juni i år arrangeras 1993 års internationella ISRM-symposium i Lissabon. Symposiet uppmärksammar miljöfrågorna inom bergmekaniken och har titeln Safety and Environmental Issues in Rock Engineering. I anslutning till mötet arrangerar man också det andra internationella arbetsmötet om Scale effects in rock masses.

Vice presidenten för Europa inom ISRM har som en av sina uppgifter att besluta om regionala konferenser som arrangeras av de europeiska medlemsländerna. Det står nu klart att ISRM National Group of The Netherlands tillsammans med Society of Petroleum Engineers (SPE) får arrangera 1994 års regionala konferens på temat Rock Mechanics in Petroleum Engineering. Det program som har föreslagits omspannar viktiga delar av bergmekaniken, alltifrån karaktärisering av bergmassan till lagring och deponering av petroleumprodukter.

EUROCK-MÖTEN

I samband med konferensen om bergsprickor i Loen i Norge 1990 beslutades att de europeiska länderna skulle arrangera årliga bergmekaniska möten för att stimulera forskningen och utvecklingen av ämnet i Europa. Då initierades EUROCK-mötena och professor J Hudson fick uppdraget att arrangera det första EUROCK-mötet i England.

Det är nu beslutat att 1994 års möte kommer att hållas i Holland, närmare bestämt vid Delft Technical University. EUROCK '94 har också fått status av regionalt ISRM-symposium. Symposiet kommer att arrangeras mellan den 29 augusti och 1 september 1994. En inbjudan är att vänta under våren.

Slutligen skall nämnas att den mycket aktiva bergmekanikgruppen under ledning av professor G Barla vid Tekniska Universitetet i Turin har visat stort intresse att få arrangera EUROCK '96 med den preliminära titeln: Prediction and Performance in Rock Mechanics and Rock Engineering.

REFERENSER

International Society for Rock Mechanics, 1992. Directory 1992-93. Balkema, Rotterdam. ISRM News Journal, 1992. Volume 1, Number 1 September 1992.

ENGLISH SUMMARY

The International Society for Rock Mechanics (ISRM) is the non-profit organization that exists to promote the understanding and application of rock mechanics world-wide. General information of the Society is presented and the organization of congresses, symposia and regional conferences is discussed. The proposal of the Nordic member countries to organize the 1999 ISRM congress is discussed and the activities of the EUROCK-conferences are presented.

BERGMEKANISKE OG INGENIØRGEOLOGISKE UNDERSØKELSER UTFØRT FØR OG UNDER DRIVING AV GJØVIK OLYMPISKE FJELLHALL

Rock mechanics and engineering geology investigations carried out before and during construction of the Gjøvik Olympic rock cavern

Sivilingeniør Gisle Stjern, Institutt for geologi og bergteknikk, NTH

1. INNLEDNING

I forbindelse med de XVII olympiske vinterleker på Lillehammer i 1994 er det bygget en ishockeyhall i berg, så og si midt i sentrum av Gjøvik by. Hallen er til nå verdens største berghall for publikumsformål med et takspenn på 61 m. Lengden av hallen er 91 m og største høyde er 25 m. Denne artikkelen presenterer de bergmekaniske og ingeniørgeologiske arbeider som ble utført under anleggsperioden.

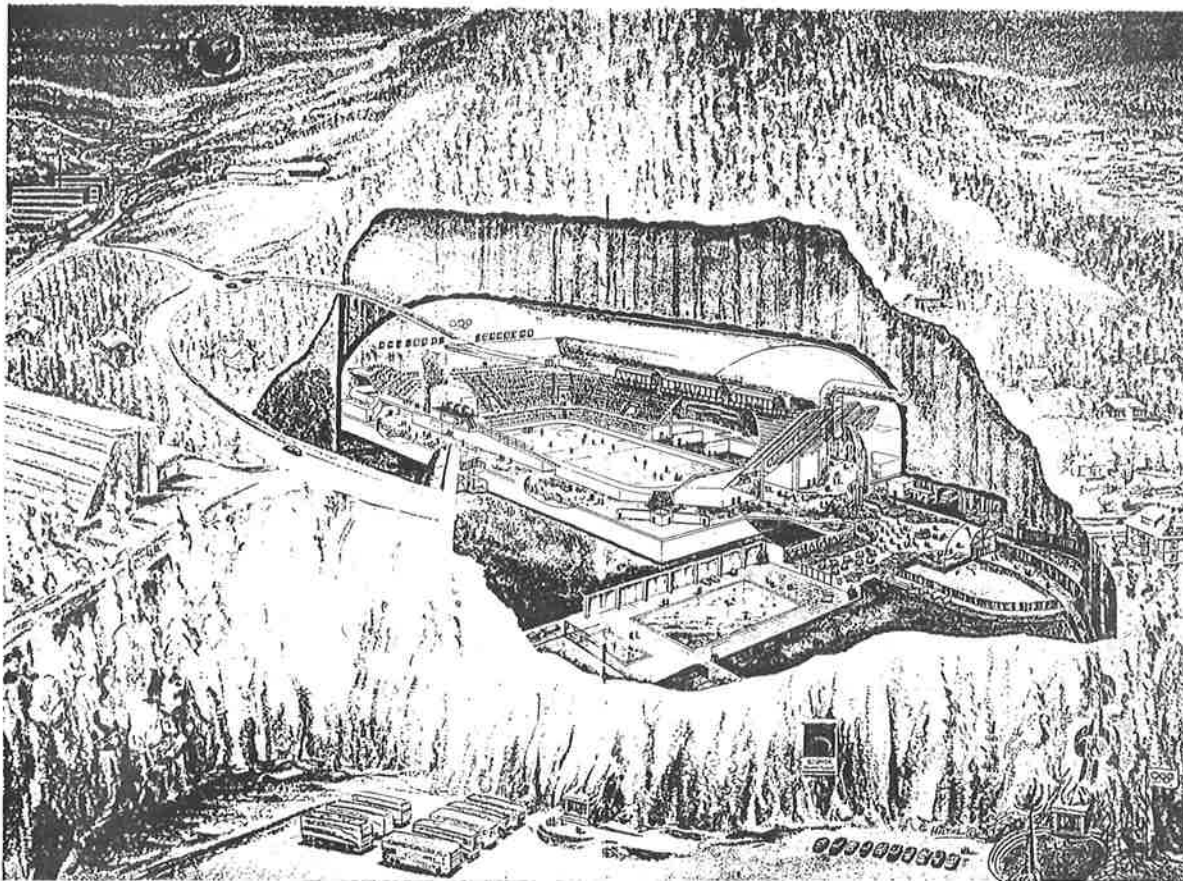
Norge har lange tradisjoner med utnyttelse av berggrunnen til ulike formål. Dette være seg veg- og jernbanetunneler, vannkraftanlegg, idrettsanlegg, vann- og avløpssystemer samt forsvarsinstallasjoner. De maksimale spenn har imidlertid til nå vært begrenset til ca. 30 m. Allerede i 1979 ble det laget planer for å bygge en ishockeyhall i berg i Liåsen sør-øst av Oslo, men av økonomiske grunner ble disse planene skrinlagt. I forbindelse med de kommende olympiske vinterleker ble ideen bragt på bane igjen. En ishockeyhall med den ønskede publikumskapasitet behøver en størrelse på 60 m x 90 m, noe som krever inngående kjennskap til de bergmekaniske og ingeniørgeologiske forholdene i det området som velges. Gjøvik Olympiske Fjellhall ble bygget i Hovdetoppen som fra før har flere underjordsanlegg, slik at en i utgangspunktet hadde en del erfaringsmateriale å forholde seg til.

2. FORSKNINGSPROGRAMMET PUBLIKUMSHALL I BERG

Samtidig med at det ble bestemt at forundersøkelsene skulle starte ble et forskningsprogram iverksatt. Hallen er på flere måter et grensesprengende prosjekt slik at dette samtidig var en unik mulighet for å dokumentere norsk bergteknologi i inn- og utland. I tillegg til bergmekaniske og ingeniørgeologiske emner ble også ekspertise innen områder som miljø, klima, psykologi, sikkerhet og energi knyttet til forskningsprogrammet. Målet med forskningsprogrammet "Publikumshall i berg" er å lage en fullstendig dokumentasjon i form av standarder, forskrifter og veiledninger for bygging av store publikumsanlegg i berg.

Bak forskningsprogrammet står norske bedrifter og institusjoner som Televerket, Statkraft, Statoil, Selmer, Veidekke, NOTEBY, Fortifikasjon, DYNO industrier, NGI, Østlandsforskning, SINTEF, Gjøvik Olympiske

Fjellhall, Industrifondet og Norges Tekniske Naturvitenskapelige Fond (NTNF). Svenske BeFo er også bidragsyter til programmet. Involverte forskningsinstitusjoner er NGI, SINTEF Bergteknikk, SINTEF Kuldeteknikk, SINTEF Varmeteknikk, Norges Brannteknisk Laboratorium SINTEF og Østlandsforskning.



Figur 1. Gjøvik Olympiske Ishall og eksisterende svømmehall.
Gjøvik Olympic ishockey cavern and existing swimming-pool.

3. BERGMEKANISKE OG INGENIØRGEOLOGISKE FORUNDERSØKELSER

Forundersøkelsene for et så stort anlegg i berg krevde mer inngående forundersøkelser enn normalt. For å skaffe tilveie informasjon om bergmassen i det aktuelle området ble det utført vanlig ingeniørgeologisk kartlegging i området. Hovdetoppen, åsen hvor hallen er plassert, er skogkledt med få bergblotninger i dagen. Da det allerede eksisterer tre større anlegg (svømmehall, Sivilforsvarsanlegg og Televerkanlegg) i samme bergmassen ble mye kartlegging utført i disse. Geofysiske undersøkelsesmetoder ble også benyttet i forundersøkelsene. NOTEBY foretok kartlegging fra overflaten med refraksjonsseismikk, mens NGI foretok mellomhullsseismikk fra borhull som

ble boret fra overflaten. Med det store spennet som var nødvendig var det avgjørende å få oversikt over in-situ bergspenninger i området. Opplysninger om spenningssituasjonen er også viktig for orienteringen av hallen, slik at spenningene i størst mulig grad forsterker stabiliteten av takhvelvet. Spenningsmålinger ble utført både av SINTEF Bergteknikk og NGI. Resultatene fra disse undersøkelsene ble benyttet som inngangsparametre i numeriske analyser som ble gjort for å vurdere stabiliteten til hallen.

3.1 Ingeniørgeologiske kartlegginger

Bergarten i området er en prekambrisk grå eller rød gneis. Gneisen har granittisk sammensetning med ca. 30 % kvarts, 65 % feltspat og de resterende mengder med kloritt, glimmer og hornblende. Unntatt en større svakhetssone i en av adkomsttunnelene var det ikke større soner innen det aktuelle hallområdet. Små leirfylte soner med mektigheter 0-30 mm kunne forventes.

Oppsprekningsmønsteret er irregulært og med flere sprekkeorienteringer. Deler av bergmassen er tektonisert og har derfor et nettverk av mikrosprekker som typisk er fylt med epidot og kloritt. Sprekkeavstand varierer men for kjernematerialet var det ofte 5 sprekker pr. meter. RQD for kjernematerialet ble funnet å ligge i området 70-85 %. Q-metoden (Barton et. al., 1980) ble benyttet i den geologiske kartleggingen for å finne bergmassekvaliteten. Kartlegging i omkringliggende berganlegg og logging av kjerner gav Q-verdier mellom 1.9 (dårlig) og 100 (meget god). Midlere Q-verdi ble funnet til 11.6 som gir betegnelsen god bergmassekvalitet.

3.2 Bergspenningsmålinger

SINTEF Bergteknikk utførte 3-dimensjonale spenningsmålinger fra televerkets anlegg i nærheten. Resultatene fra målingene viste at det var en tilnærmet horisontal største hovedspenning med retning N153°W (NV-SØ). Størrelsen på største hovedspenning varierte mellom 2.1 MPa og 4.9 MPa og middelerdi lik 4.3 MPa. Kjernematerialet ble som en del av undersøkelsen testet i laboratoriet for å finne bergmekaniske parametre. Enaksiell trykkfasthet varierte mellom 60 MPa 90 MPa. Dette er forholdsvis lave verdier for granittisk gneis og de lave verdiene skyldes trolig det store antall mikrosprekker som finnes i bergmassen. Midlere E-modul er 51,5 GPa og poissons forhold $\nu = 0,21$.

NGI utførte bergspenningsmålinger med hydraulisk splitting. Målingene ble utført i tre borhull som var boret ned i det aktuelle området. Resultatene viste en tilnærmet horisontal største hovedspenning med retning N193°W, dvs. tilnærmet N-S. Midlere største hovedspenning ble funnet å være 3.5 MPa, dvs. det er et rimelig godt samsvar mellom de to målemetodene.

3.3 Geofysiske undersøkelsesmetoder

Refraksjonsseismikk utført av NOTEBY gav lydhastigheter mellom 3600 - 4500 m/s. Enkelte lavhastighetssoner på 3000 - 3500 m/s ble også avdekket. Mellomhullsseismikk utført av NGI ble gjort mellom tre av kjerne hullene som da var boret. To profiler ble analysert og resultatene viste at P-bølge hastigheten varierte fra 3000 - 4500 m/s i de øvre 20 - 30 m av bergmassen. Under dette dypet var hastighetene 4500 m/s eller høyere.

3.4 Numeriske beregninger

Numeriske beregninger ble utført av SINTEF (BEM, BESOL), NOTEBY (FEM) og NGI (UDEC-BB). Analysene gav alle deformasjoner kun på noen få millimeter under utsprengningen av hallen. Ut fra beregningene ble det også anbefalt at sikringen ble utført som et samvirkesystem mellom sprøytebetong og et systematisk boltemønster.

4 BESLUTNINGSGRUNNLAGET

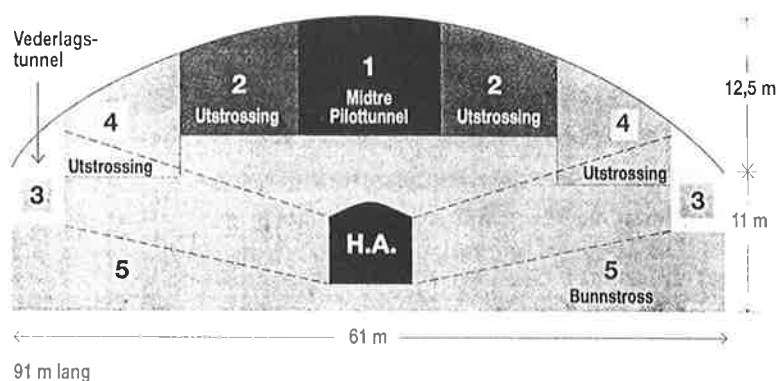
Forundersøkelsene viste at bergmassekvaliteten var forholdsvis bra med ikke av den beste. Bergmassen er forholdsvis sterkt oppsprukket men de ru sprekkeflatene gir allikevel god låsing mellom blokkene. Den eksisterende svømmehallen som nå er bygd sammen med ishallen ligger på kote 150 og det ble bestemt at isflaten skulle ligge på samme nivå. Toppen av hallen ville da ligge på kote 175 som gav en overdekning mellom 25 og 53 m langs senterlingen av hallen. Det umiddelbare taket ville da komme under den påviste svakere dagbergsonen.

De relativt høye horisontalspenningene er av avgjørende betydning for stabiliteten av et anlegg med så liten overdekning. En orientering av hallen med lengdeaksen ØNØ-VSV ville gi største hovedspenning tilnærmet normalt lengdeaksen. De numeriske analysene viste at denne orienteringen ville gi deformasjoner i størrelsesorden 5-12 mm under utdrivingen av hallen.

Det avgjørende argument for bygging av ethvert anlegg er kostnadene. Samtidig med planene om en underjordshall var det utarbeidet planer for en konvensjonell over jord som i utgangspunktet var billigere. Det var derfor av stor betydning for totalprisen at sikringsarbeidene ikke ble for kostbare. På grunn av de store dimensjonene fantes det ikke erfaringsmateriale for sikringsarbeider av et tilsvarende anlegg. Sikringen ble bestemt ut fra numeriske beregninger og praksis fra norske underjordsanlegg. De numeriske analysene viste at systematisk bolting med 6 og 12 m lange bolter i kombinasjon med et 100 mm tykt sprøytebetonglag ville gi tilfredstillende stabilitet og ikke minst til akseptabel kostnad.

5 SPRENGNINGSARBEIDENE

Hallen ble drevet fra to angrepspunkter. En av adkomsttunnelene ble drevet ovenfra og gikk ned i hallen og fortsatte videre i pilottunnelen (80 m²) som fulgte senterlinjen av hallen oppunder det endelige taket. Pilottunnelen ble så sidestrosset til begge sider slik at en fikk åpnet et spenn på ca. 35 m. Samtidig ble den andre adkomsten som nå er hovedinngangen til hallen drevet fra motsatt side. Da denne adkomsten hadde kommet inn i hallområdet grenet denne av i to løp som hver gikk opp og langs vederlaget på begge sider av hallen. De gjenstående pilarene/panelene ble så fjernet og hele spennet på 61 m var åpnet. De nedre deler av hallen ble drevet med pallsprengning i to nivå. Se figur 2. Sprengnings- og sikringsarbeidene startet 2. april 1991 og var ferdige ved årskiftet 1991/1992, dvs. etter 8 måneder.



Figur 2. Tverrsnitt av hallen med de ulike drivesekvenser 1-5. H.A. er hovedadkomst. Cross section of the cavern with stages 1-5 of excavation. H.A. is the main entrance.

6 BERGMEKANISKE OG INGENIØRGEOLOGISKE ARBEIDER UTFØRT UNDER ANLEGGSPERIODEN

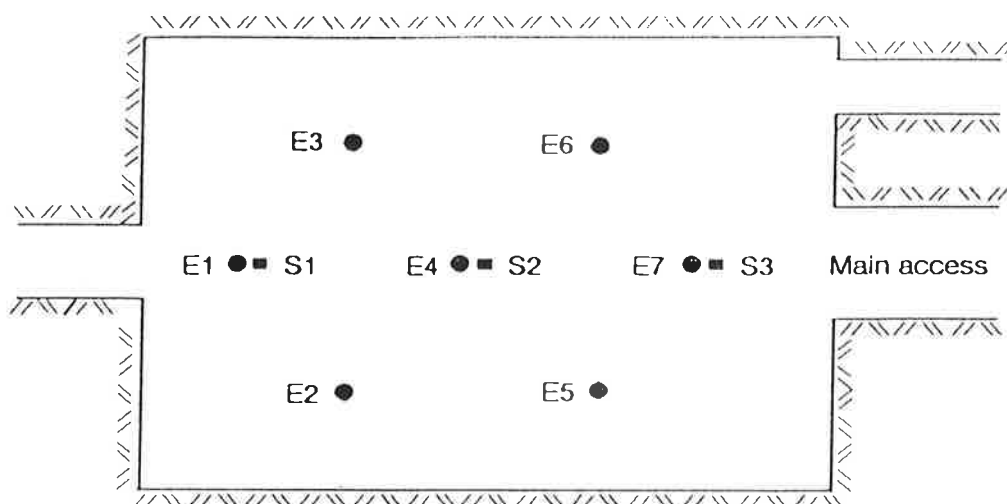
Under anleggsperioden ble det utført ulike typer av undersøkelser som kunne benyttes av anleggsledelsen underveis, og arbeider som var av mer forskningspreget karakter. Arbeider som i ble utført var:

- Konvergensmålinger
- Overvåkning av spenningssituasjonen i bergmassen
- Lastovervåkning på instrumenterte bolter
- Overvåkning av spenninger i sprøytebetongsikringen
- Ingeniørgeologisk kartlegging
- Vibrasjonskontroll og optimalisering av sprengningssalvene
- Kalibrering og evaluering av de numeriske beregningsmodellene

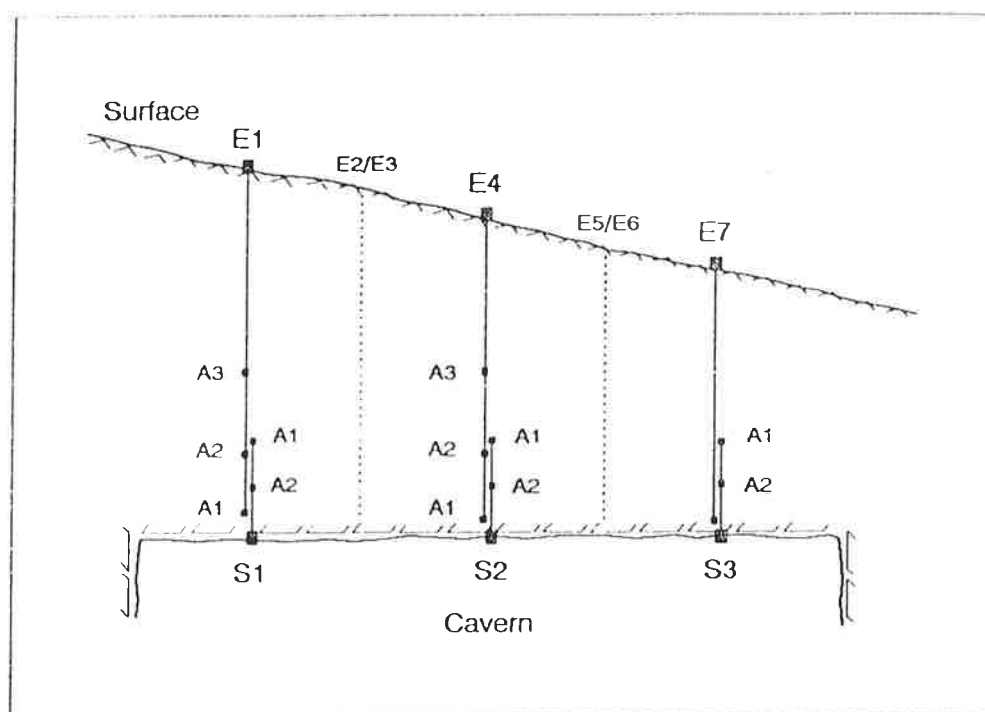
6.1 Konvergens- og setningsmålinger

For å skaffe opplysninger over bergmassens respons eller deformasjoner grunnet utsprengningen av hallen ble en rekke borhullsektensometre installert. Før selve sprengningsarbeidene startet ble det installert 7 ekstensometre i 110 mm hull fra overflaten. Disse ekstensometrene er navngitt E1 -E7. Plasseringen av de ulike ekstensometrene fremgår av figur 3 og 4. Hullene ble avsluttet ca. 1 m over ferdig kontur. 6 av ekstensometrene hadde tre ankre som ble installert 2, 7 og 17 m over ferdig hallkontur. Det siste ekstensometeret er et glidemikrometer montert av NOTEBY. Dette registrerer deformasjoner for hver m i bergmassen. I tillegg til de ekstensometrene som ble montert fra overflaten ble det også montert 3 ekstensometre av SINTEF Bergteknikk i taket av pilottunnelen, etter hvert som denne ble drevet inn i hallen. Disse ekstensometrene (S1, S2 og S3) ble plassert nært inntil tre av de ekstensometrene som var montert fra overflaten, slik at deformasjonene kunne registreres fra dagoverflaten og helt ned i konturen. Ekstensometrene som ble montert inne fra pilottunnelen har to ankre festet 7 og 13 m opp i bergmassen. For å ha full kontroll med bevegelsene ble det i tillegg foretatt presisjonsnivellementer av overflateekstensometrene som følger senterlinjen av hallen. Referanspunkt ble plassert utenfor influensområdet fra hallen.

Registreringer og målinger på ekstensometrene ble utført 2 -3 ganger pr. uke inntil hele takspennet var åpnet. Etter dette er det foretatt avlesninger en gang pr uke inntil mai 1992. Teoretisk oppløsning for de ulike ekstensometrene er oppgitt til 0.001 og 0.01 mm, men praktisk erfaring med utstyret viser at praktisk nøyaktighet ligger i området +/- 0,1 mm.



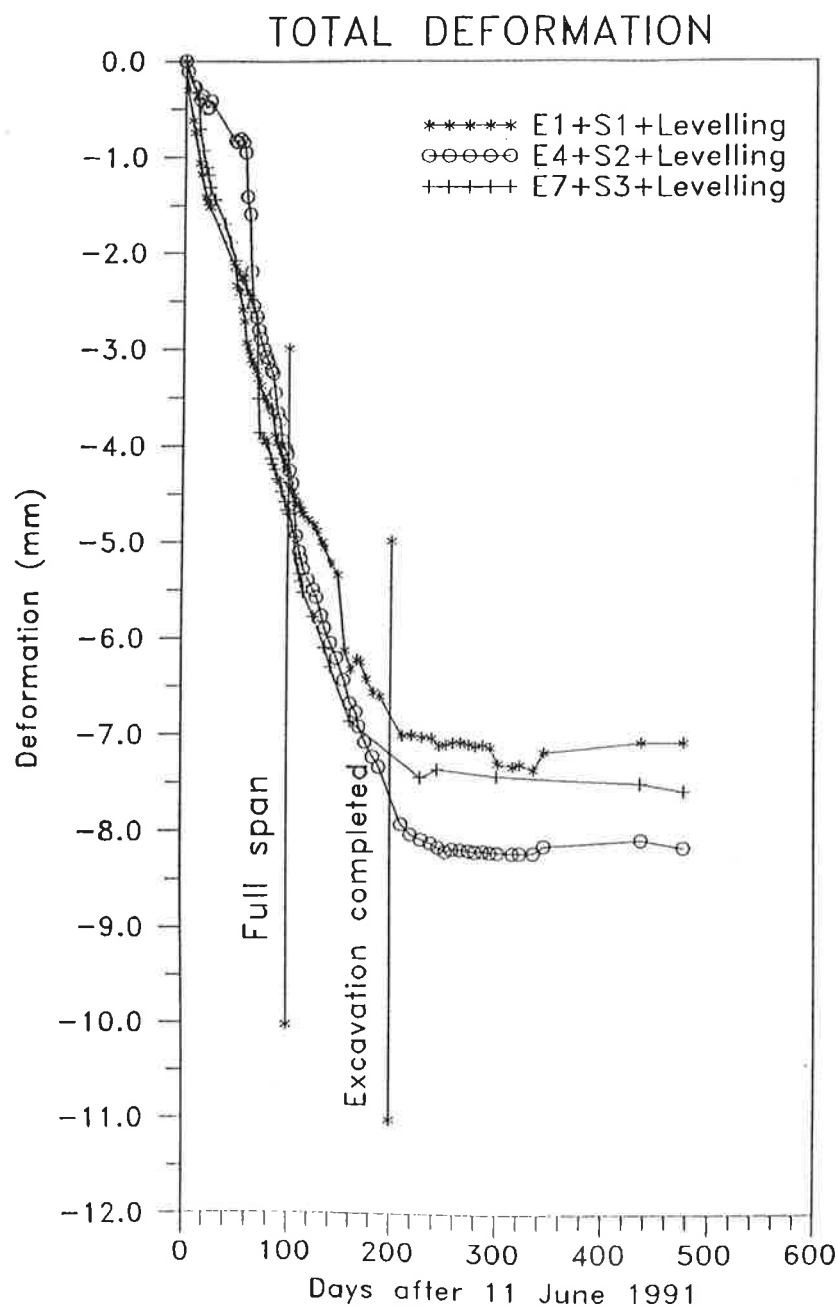
Figur 3. Horisontalsnitt som viser plasseringen av de ulike ekstensometre over hallen. Plan with location of the exstensometers above the cavern.



Figur 4. Lengdesnitt som viser plasseringen av ekstensometrene.
Longitudinal section with location of the extensometers.

De registrerte deformasjoner varierer fra ekstensometer til ekstensometer. Enkelte av ekstensometrene indikerer svært små deformasjoner (E1, E2, E3, E5 og S2), mens andre indikerer noe større deformasjoner (E4, E6, S1 og S3). Alle registrerte bevegelser har foregått rolig og uten plutselige sprang. Større bevegelser kan relateres til sprengningsarbeider i nærheten av ekstensometrene. Variasjonene i deformasjoner kan også forklares ut fra overdekning og geologiske og geometriske forhold.

De siste registreringer juli 1992 viser at deformasjonene har stoppet opp. Se figur 5. Presisjonsnivellement ble sist utført i januar 1992 og viser at området midt over hallen har satt seg 3-5 mm. I midten av hallen er det registrert en total deformasjon på 8-9 mm, noe som samstemmer meget godt med de predikterte 5-12 mm fra de numeriske analysene.

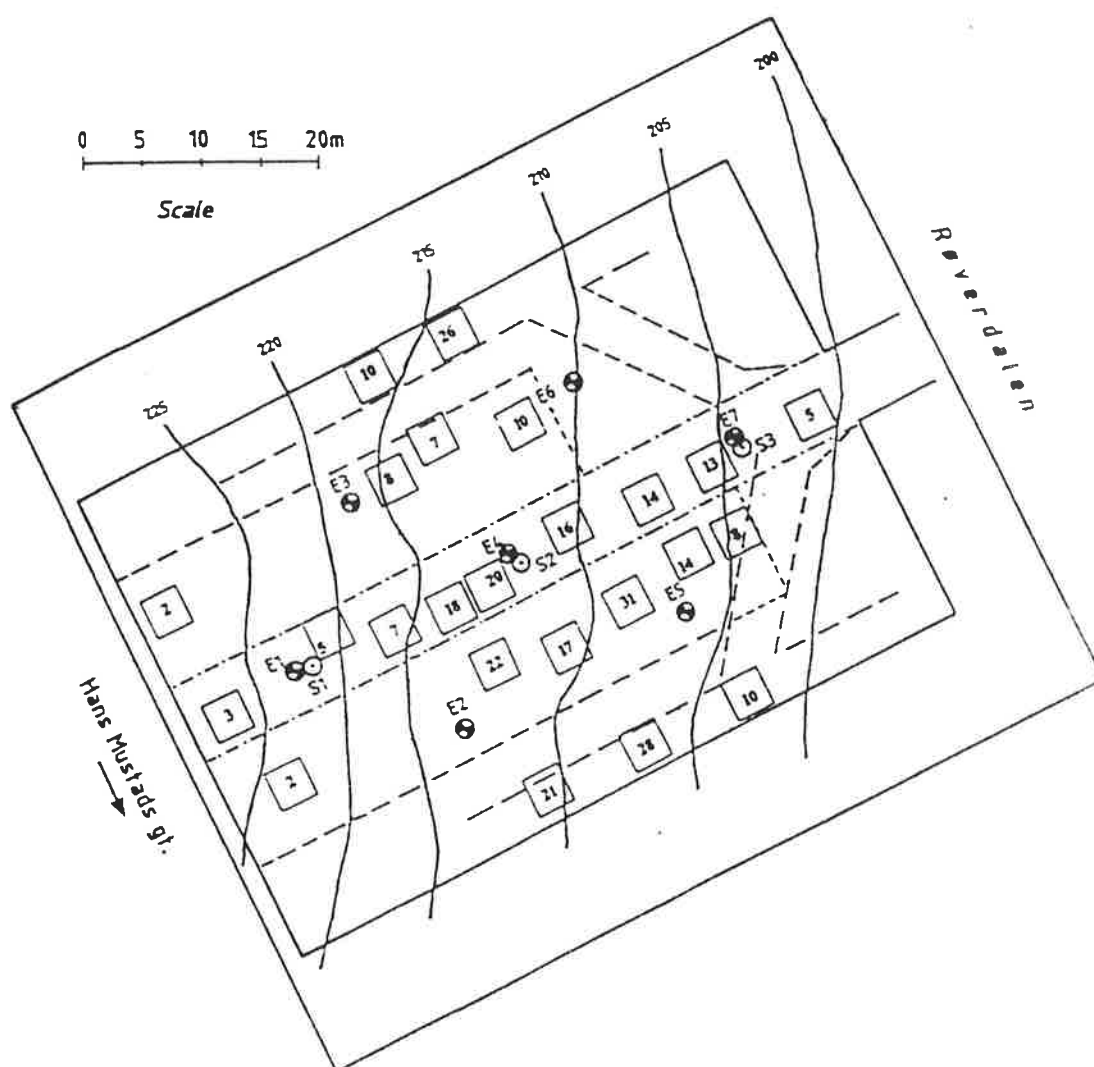


Figur 5. Totale deformasjoner registrert i tre områder langs lengdeaksen av hallen. Total deformations monitored along the cavern centerline.

6.2 Ingeniørgeologisk kartlegging

Under anleggsperioden er det gjennomført grundige ingeniørgeologiske kartlegginger av NOTEBY og NGI. Under arbeidene med åpningen av takflaten ble det gjennomført detaljerte kartlegginger av hver salve. Den ingeniørgeologiske kartleggingen omfattet beskrivelse av alle sprekker med: sprekkeorientering, sprekketetthet, sprekke materiale og vannforhold.

Hovedhensikten med den nøyaktige kartleggingen var å påvise eventuelle mulige farlige blokker som kunne skape stabilitetsmessige problemer. Sprekkematerialet ble også laboratorietestet for å finne svelleegenskapene. Det ble aldri påvist leire med større svelletrykk enn 230 KN/m^2 . NGI foretok kartlegginger etter den nye NGI metoden som innbefatter detaljerte kartlegginger av mindre områder. I alt 35 slike områder er kartlagt og Q-verdi for hvert område er bestemt. Se figur 6. Midlere Q-verdi for de 35 områdene er 9.4, altså litt lavere enn den Q-verdi som ble bestemt fra forundersøkelsene. Grunnen til dette antas å skyldes sprengningsarbeidene som har dannet nye riss og åpnet gamle gjengrodde sprekker.



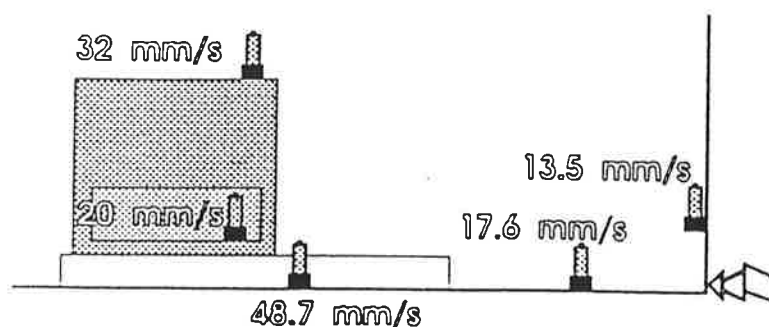
Figur 6. Horisontalsnitt med angivelse av Q-verdier inne de ulike områder.
Plan with rock mass quality (Q-values) in the roof.

6.3 Vibrasjonskontroll og sprengningsteknikk

Berghallen ligger i bymessig strøk som tilsier restriksjoner på grunn av nærliggende bebyggelse. Grenseverdien for bebyggelsen var satt til 50 mm/s som maksimalt tillatte svingehastighet. Bebyggelsen består i hovedsak av vanlige eneboliger, høyblokker og rekkehus. Det meste av bygningsmassen er fundamentert på berg. De nærliggende anleggene inne i berget som svømmehallen og sivilforsvarsanlegget hadde begge restriksjoner for maksimal tillatt hastighet på 30 mm/s. Televerkets anlegg med datasentralen hadde et strengere krav med 20 mm/s (målt på gulvet under datamaskinene). Avstanden fra Televerkets anlegg inn til ishallen var på det nærmeste bare 40 m. (P.S. Jensen, 1992). Foruten det arbeidet som gikk på kontroll av sprengningsrystelsene var det også knyttet forskningsarbeider til denne fagdelen. Målet med denne forskningen var å verifisere etablerte grenseverdier for akseptable rystelser i EDB-anlegg, samt å skaffe Televerket og Forsvaret opplysninger om hva EDB-utstyr tåler av vibrasjoner i grunnen. Noe av forskningen gikk på å evaluere effekten av gjennomførte vibrasjonsdempende tiltak og undersøke hvordan rystelser overføres fra berget inn i konstruksjonene.

DYNO Industrier foretok også utprøvinger av nye elektroniske tennere (250 tilgjengelige tidsintervaller Nitro Nobel) under sprengningsarbeidene.

Størst reduksjon av sprengningsrystelser oppnås ved å benytte et stort antall tidsintervaller pr. salve. Dette fordi det da frigjøres mindre energi pr. tennernummer. Undersøkelsene viser også at en grenseverdi på 20 mm/s er en grense som sikrer mot skader på elektroniske installasjoner. (J. Kristiansen et al., 1992). I og med at televerkets anlegg hadde de strengeste grenseverdiene ble det foretatt kontinuerlige registreringer der. Registreringer av samtlige salver viste at ingen ga hastigheter over 20 mm/s. Som en kuriositet kan nevnes at registreringer på platelagret i datamaskinen viste at dette selv skapte rystelser på 14 mm/s når dette var i drift. Dataprossesering på overføringen av rystelser internt i Televerkets hall er ennå ikke ferdig. Overføringsfunksjonene er kompliserte noe figur 7 viser. Målinger på samme gulv kan gi store variasjoner. Likeledes viser målinger lavt i datamaskinen nærmest gulvet (og rystelseskilden) lavere verdier enn tilsvarende målinger på toppen av maskinen.



Figur 7. Opplegg for rystelsesmålinger i Televerkets EDB-rom.

Lay-out for vibration measurements in the computer-room of the telecommunication cavern.

6.4 Overvåkning av spenningssituasjonen i bergmassen

For å verifisere bergspenningsmålinger og numeriske modelleringer utført under forundersøkelsene ble det foretatt 2-dimensjonale spenningsmålinger (Doorstopper-metoden). Disse målingene ble utført av SINTEF Bergteknikk og ble foretatt i de samme hullene som ekstensometrene S1-S3 er montert i.

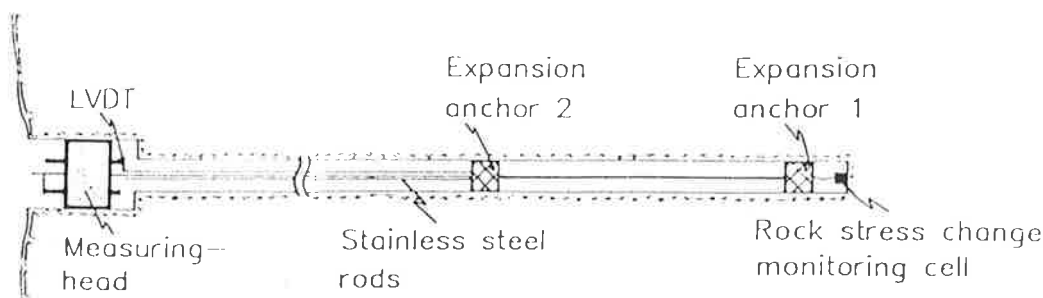
Måling ble utført ca. hver m inn til 13 m dyp. Målingene ble gjort før sidestrossingen av pilottunnelen begynte. Tabell 1 viser resultatene fra målingene. Det er godt samsvar mellom disse målingene både når det gjelder størrelse og retning på største hovedspenning.

Tabell 1. Horisontalspenninger funnet ved 2-dimensjonale målinger.

Måleområde	σ_1 [MPa]	σ_2 [MPa]	θ [°]
S 1	4,3	0,9	353
S 2	5,4	4,4	369
S 3	2,1	0,7	328
Middelverdier	3,9	2,0	353

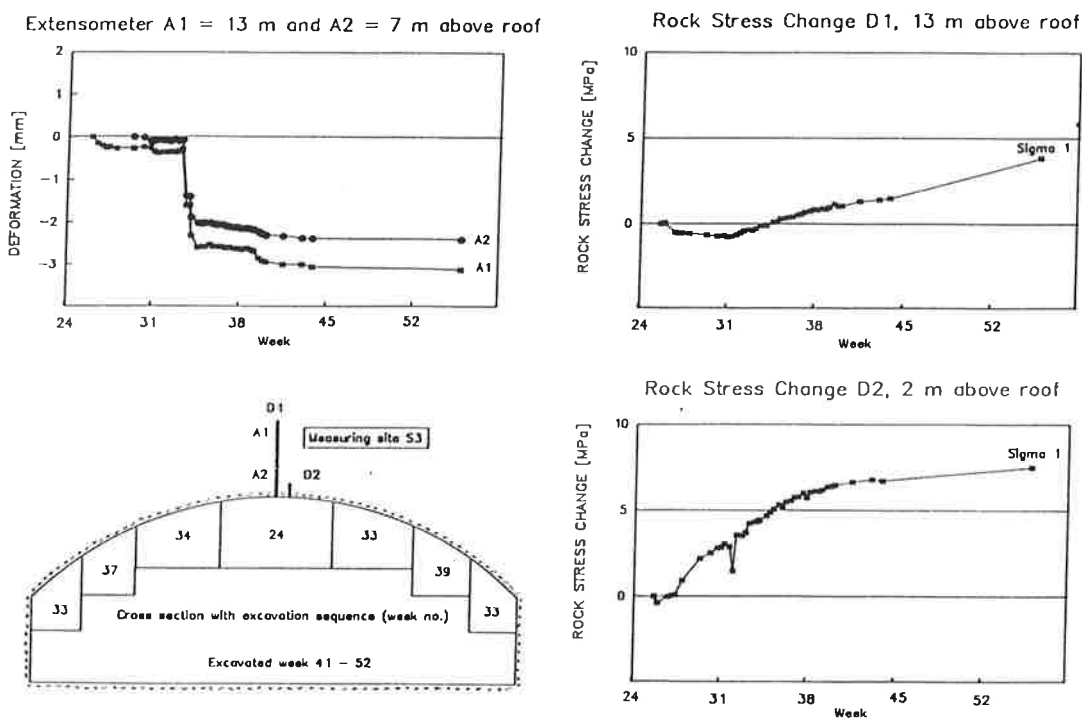
θ er vinkelen mellom σ_1 og Nord.

For å undersøke hvordan spenningssituasjonen endres under driving av hallen ble det i bunnen av hvert av hullene installert modifiserte doorstopper for langtidsmåling. Dette er måleceller med kabel som føres ut av borhullet. Se figur 8. Ved hvert av ekstensometrene S1-S3 ble det også montert tilsvarende spenningsmålere i 2 m lange hull (ca. 1 m fra de 13 m dype hullene). Disse registrerer spenningsendringer i det umiddelbare taket. Avlesning ble foretatt samtidig med deformasjonsmålingene og ble utført 2-3 ganger pr. uke inntil fullt takspenn var oppnådd. Under pallsprengningene ble det foretatt avlesninger en gang pr. uke og senere ca. en gang pr. måned. Spenningsendringene er beregnet ut fra tøyningssendringer som har skjedd etter nullavlesning og bergets elastiske parametre på stedet. De beregnede spenningsendringer er så lagt til de spenninger som ble funnet ved installasjonstidspunktet. (S.E. Hansen, 1992)



Figur 8. Borhullsinstallasjoner i målepunktene S1-S3.
Borehole installations at the measuring sites S1-S3.

Målingene viser at det har skjedd betydelige spenningsoppbygginger under drivingen av hallen. Videre er det en viss korrelasjon mellom spenningsendringer og deformasjoner målt i samme område. Figur 9 viser resultatene fra måleområde S3.



Figur 9. Resultater fra målepunkt S3.
Results from measuring site S3.

6.5 Lastovervåkning på instrumenterte bolter

Bergsikringen omfatter et samvirkesystem mellom bolter og sprøytebetong. Dette består av systematisk bolting med to ulike boltelengder, og et 100 mm tykt fiberarmert sprøytebetonglag. Boltene er 6 m 25 mm kamstålbolter og 12 m 12.5 mm kabelbolter. Kabelboltene er plassert parvis i hvert borhull. Boltene er montert normalt konturen i et rutenett, med en bolt pr. 2,5x2,5 m (6.25 m²). Hver fjerde bolt er en 12 m kabelbolt. Begge typene er gyste gyste bolter uten forspenning.

Som arbeidssikring ble det benyttet 3 og 4 m endeforankrede rør- og kamstålbolter etter behov.

For å undersøke virkemåte og funksjonsdyktighet har SINTEF Bergteknikk montert 8 instrumenterte kamstålbolter. Disse boltene erstatter vanlige sikringsbolter og inngår som en del av sikringen. For å finne størrelse og fordeling av last langs boltene ble disse påført strekkklapper (trådtøyningsgivere). Hver bolt har 10 målepunkter med innbyrdes avstand 540 mm. Hvert målepunkt består av diametralt parvise strekkklapper. Dette ble gjort

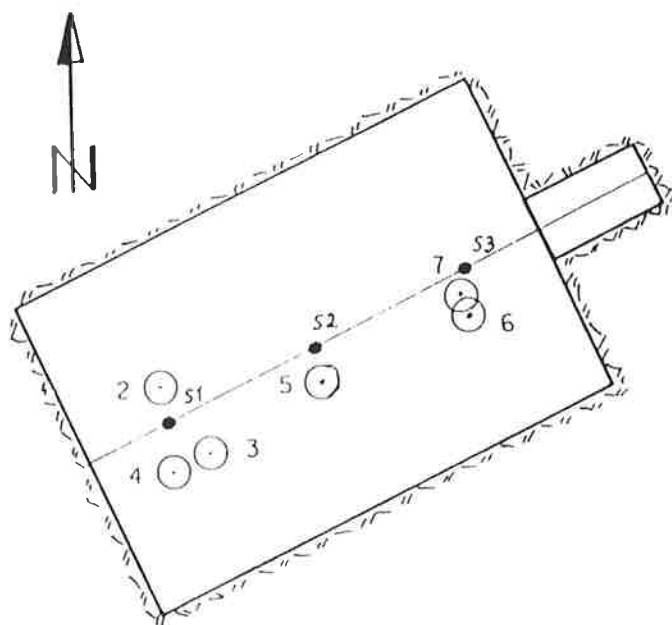
for å oppheve eventuelle momentbelastninger i boltestålet.

Temperaturkompenserende strekkklapper ble festet til stålbitar som ble gyst inn i korte borhull inntil hver målebolt. Teoretisk oppløselighet for måleopplegget er ca. ± 100 N. Erfaringer viste at temperatursvingninger likevel innvirket på målingene slik at praktisk oppløselighet ikke er bedre enn ± 2500 N (± 250 kg).

Tabell 2: Boltene mekaniske egenskaper:

Boltetype	Flytelast [kN]	Bruddlast [kN]	Korrosjonsbeskyttelse
6 m, 25 mm kamstålbolt	220	250	Varmforzinket og epoxybelegg
Dobbele 12,5 mm kabelbolter	330	370	Ingen

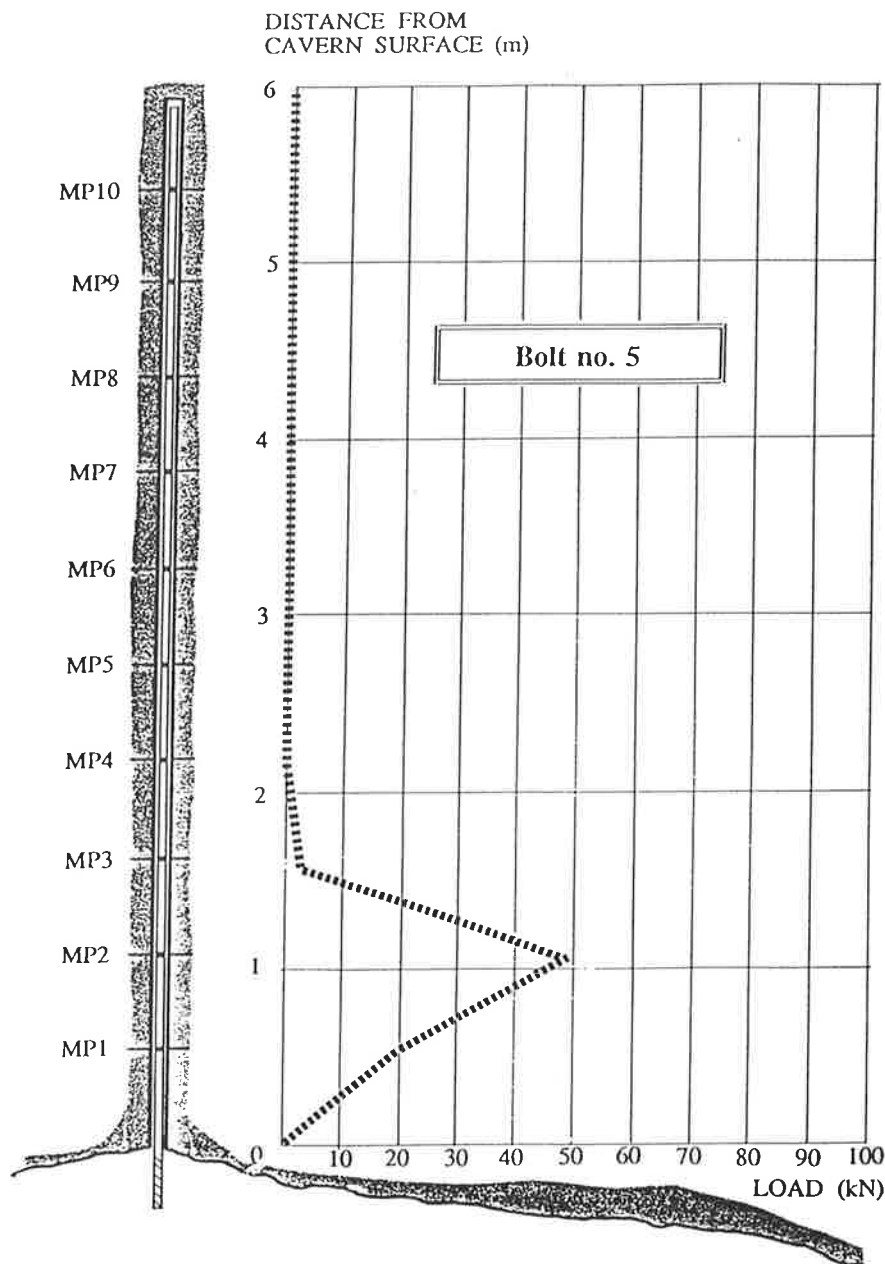
Boltene er plassert mer eller mindre langs hallens senterlinje. Se figur 10. Boltene er plassert parvis for gjensidig kontroll og for å gi mulighet for registreringer selv om den ene skulle bli ødelagt. Dette viste seg i ettertid lønnsomt da to bolter ble ødelagt like etter montering. Boltene er også plassert inntil de ekstensometrene som er montert inne fra hallen. Dette er gjort for å kunne sammenligne lastendringer i boltene med eventuelle deformasjoner i nærheten (A. Myrvang, G. Stjern, B. Morseth, 1992).



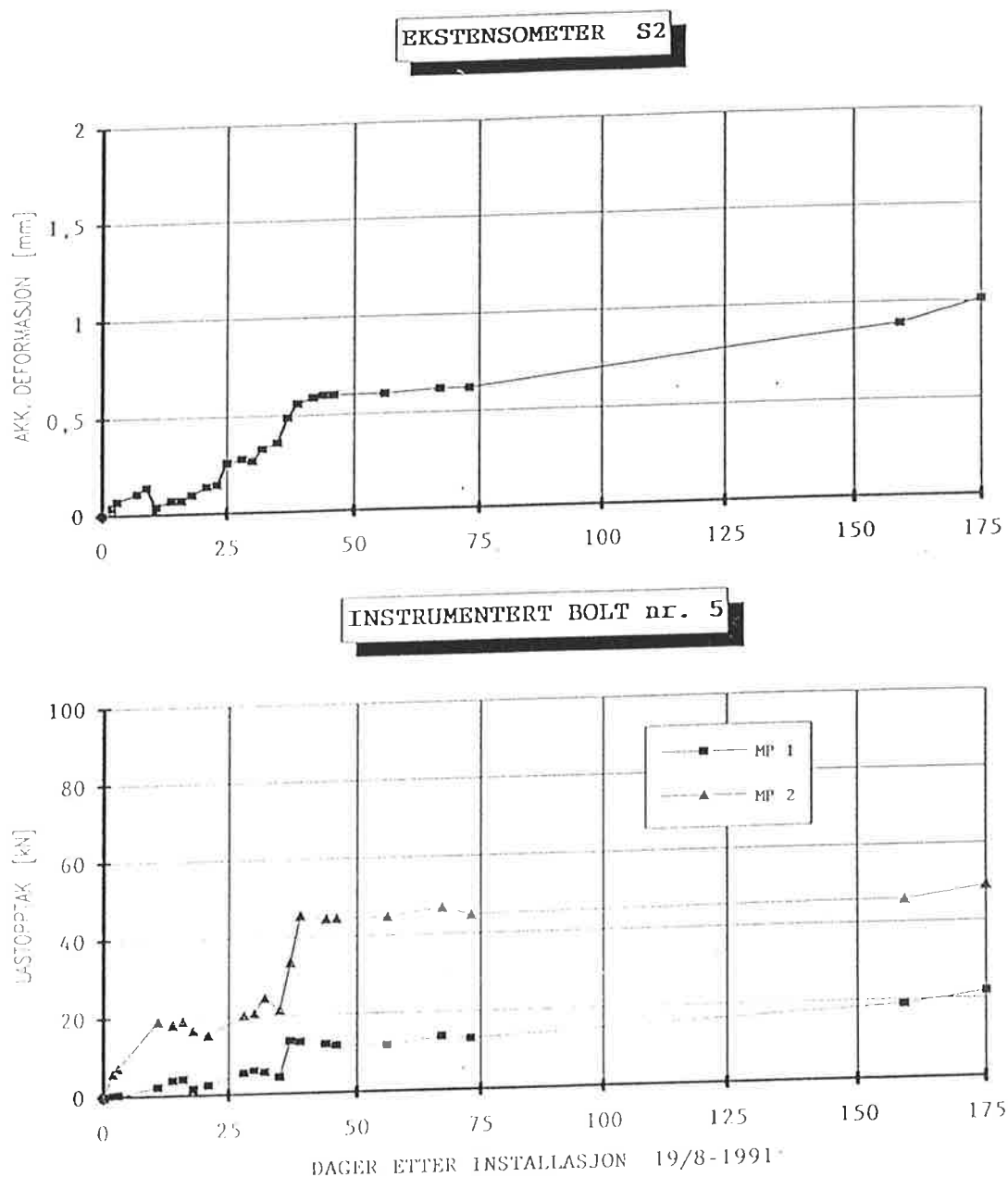
Figur 10. Plasseringen av de instrumenterte bolter.
Location of the instrumented rockbolts.

Resultater fra de instrumenterte bolter (Se også figur 11 og 12):

- Halvparten av de instrumenterte bolter viser null eller svært lite lastopptak.
- Boltene har lastopptak i de nedre partier nærmest konturen.
- Det er godt samsvar mellom lastopptak i boltene og deformasjoner registrert i nærliggende ekstensometre.
- Den mest påkjente bolt viser en last på 45 % av flytelast (105 kN)
- Målepunkter som ligger inntil målepunkter med høy last, viser også små lastopptak. Dette tyder på at gyste bolter trenger en viss forankringslengde for å oppnå tilstrekkelige skjærspenninger mellom gysemasse og hullvegg.
- Lastoppbygging i boltene skjedde under utstrossingen av takskiven, og det har vært tilnærmet stabile forhold etter dette.



Figur 11: Lastopptak langs instrumentert bolt nummer 5.
Load build-up along instrumented bolt no. 5.

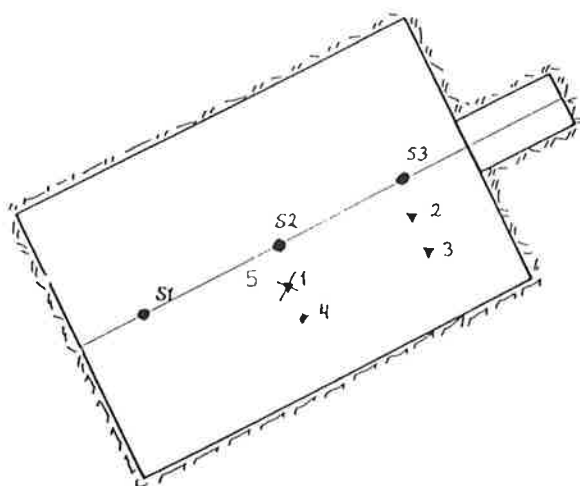


Figur 12. Sammenligning av deformasjoner i ekstensometer S2 og lastopptak i bolt nr. 5. Load build-up in bolt no. 5 compared with deformations monitored by ekstensometer S2.

6.6 Spenningsovervåkning av sprøytebetongsikringen

I halltaket er det foreskrevet 100 mm fiberarmert sprøytebetong. Betongfasthet skal være minimum C-35 på bergflaten. Fibermengden er 50 kg 25 mm EE-stålfibre pr. m³ betong. Vann/sement-forholdet (v/c-tallet) for betongen har vært 0,52. Det er benyttet modifisert Portlandsement MP-30 (30 % flyveaske). Sprøytingen er gjort ved våtsprøyting og sprøytebetongen er påført i to lag á 50 mm.

SINTEF Bergteknikk har montert 4 strekkappsetter (trådtøyningsgivere) i sprøytebetongen for å undersøke eventuelle spenningsendringer i betongen under utstrossingen av takskiven. Det er benyttet strekkklapper som er spesiallaget for bruk i betong. Strekkklappen ligger innesluttet i et plastmateriale med ru overflate som sikrer god heft til betongen. I likhet med boltene er det også her støpt inn temperaturkompenserende strekkklapper i nærheten av hvert målepunkt. Se figur 14. Tøyningsgiverne ble installert etter at pilottunnelen var strosset ut og spennet var ca. 30 m. To tøyningsgivere ble plassert tilnærmet langs senterlinja av hallen, og to ble montert helt inntil de pilarene/panelene som da skilte det 30 m lange takspennet og vederlagstunnelene. Hensikten var å undersøke om det skjedde noen spenningsendring i sprøytebetonglaget når pilarene ble fjernet. Se figur 13. Et av målepunktene (nr. 1 ble ødelagt under montering). (G.Stjern, 1992).

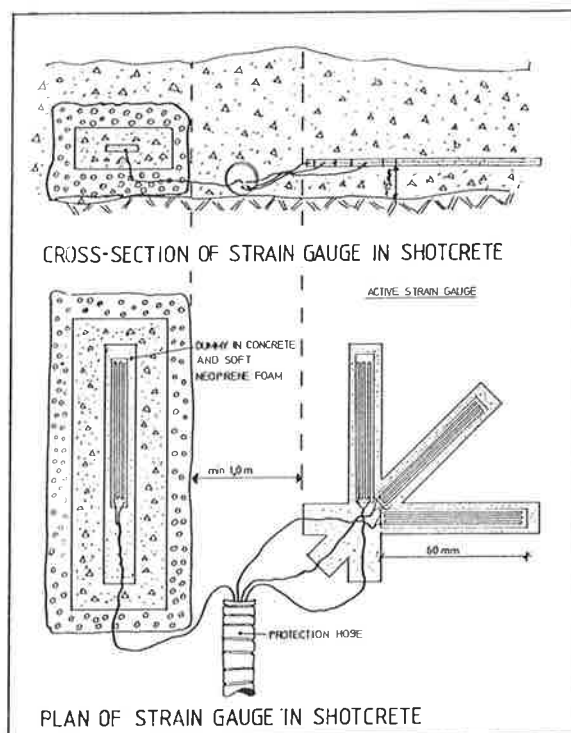


Figur 13. Plassering av tøyningsgivere i sprøytebetongen.
Location of shotcrete strain-gauges.

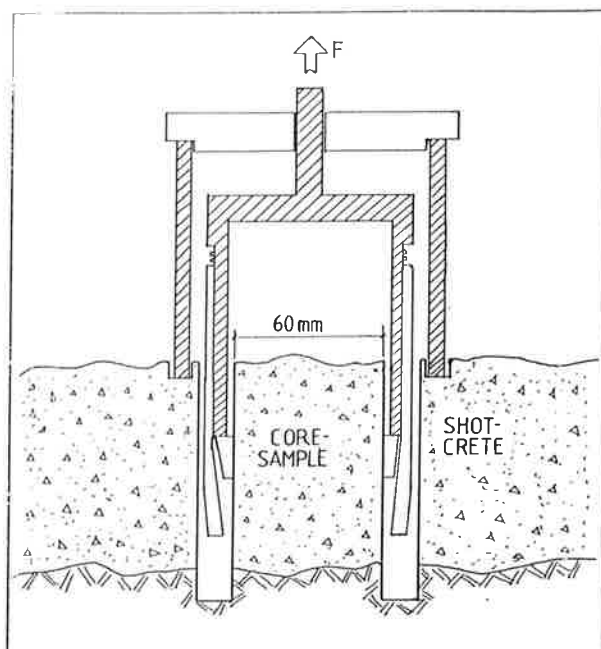
Målingene viste både strekk- og trykkspenninger og ofte store variasjoner mellom største og minste spenning de første 20-30 døgn etter installering. Dette antas å skyldes fasthetsutviklingen for betongen med de tilhørende kryp- og svinntøyninger. Beregnede spenninger indikerer at største spenningsendring skjer normalt på hallaksen. Spenningene ble beregnet ut fra registrerte tøyninger og en valgt E-modul på 15 GPa (in-situ E-modul ble ikke målt). Målemetoden viste seg lite egnet for å registrere små tøyninger i sprøytebetongen, dette fordi det er vanskelig å oppnå tilstrekkelig heft til betongen.

Entreprenør (VS-gruppen) og byggteknisk konsulent (NOTEBY) har begge utført kvalitetskontroller på sprøytebetongen. Entreprenøren var pålagt å dokumentere fastheten på betongen både i utborede kjerneprøver og terningprøver av levert betong. Med unntak av noen få terningprøver tatt ved oppstarten av anlegget tilfredstilte alle kravene satt i kontrakten. NOTEBY foretok tykkelseskontroll og heftfasthetskontroll. I hengen ble det boret 125 hull

for tykkelseskontroll. Midlere tykkelse var 98 mm, altså kun 2 % avvik fra de foreskrevne 100 mm. Heftfasthet ble testet på kjerner in-situ. Se figur 15. Middelveiden av 17 tester gav heftfasthet lik 0,85 MPa. Den reelle heftfasthet ligger over dette fordi enkelte kjerner fikk brudd i bergmassen innenfor betongen.



Figur 14. Målesystem for registreringer av spenningsendringer i sprøytebetongen. In-concrete strain gauge.



Figur 15. Utstyr for in-situ heftmåling av sprøytebetong.
Equipment for testing of adhesive force between rock and shotcrete.

6.7 Kalibrering og evaluering av de numeriske modellene

Etter at sprengningsarbeidene med hallen var ferdig er det foretatt etterberegninger av de forskjellige numeriske analysemodellene. De nye inngangsparametrene som er blitt kartlagt underveis er lagt inn som nye inngangsparametre. Resultatene er under bearbeiding, men resultater så langt viser at modellene samsvarer godt med det som har skjedd i praksis. Godheten av resultatene er helt avhengig av gode inngangsparametre som bergmassens mekaniske egenskaper og ikke minst den virkelige spenningssituasjonen.

7 SAMMENDRAG

Bergmekaniske og ingeniørgeologiske undersøkelser har vist at det er mulig å konstruere og bygge en sikker berghall med et spenn på 61 m. Hallen er bygget i berg med dårlig, til middels, til godt berg ($Q=1-30$). De viktigste egenskapene i bergmassen som har gjort dette mulig er de forholdsvis store opptredende horisontalspenninger (3-5 MPa) som står tilnærmet normalt hallaksen, samt de ru sprekkene som sikrer god låsning mellom blokkene.

Deformasjonsmålinger i taket av hallen viser totale setninger i området 8-9 mm. Dette samsvarer godt med resultatene fra numeriske beregninger som ble utført under forundersøkelsene (5-12 mm).

Spenningsovervåkning i halltaket viser at det skjer en spenningsoppbygging i taket grunnet utdrivingen av hallen.

Kontroll av sprengningsrystelser viser at det er mulig å holde rystelsene under 20 mm/s selv om konstruksjonen ligger kun 40 m fra sprengningsstedet. Undersøkelsene viser også at en grenseverdi på 20 mm/s er en grense som sikrer elektronisk installasjoner fra å bli skadet. Bruk av mange tidsintervaller pr. salve er en god metode for å redusere sprengningsrystelser.

Bergsikringen med et systematisk boltemønster i samvirke med sprøytebetong har vist seg tilstrekkelig. Gyste bolter gir et godt samvirke med bergmassen og kommer raskt i likevekt med bergets deformasjoner. Dette verifiseres gjennom de samsvarende deformasjoner målt inntil boltene og lastopptak i boltene. Utført sikringsopplegg virker etter hensikten, fordi det er registrert små lastendringer i både sprøytebetong og bolter etter at takskiven er utdrevet.

Lave lastopptak og også fravær av last i halvparten av boltene viser at halltaket i seg selv er en selv bærende konstruksjon som stabiliseres av de opptredende horisontalspenninger. Sprøytebetongen limer småfallent berg sammen, mens boltene sørger for den større detaljstabiliteten.

8 SUMMARY

Rock mechanics and engineering geology preinvestigations showed that it was possible to construct a cavern with a span of 61 m. The cavern is built in gneissic rock with poor to good quality ($Q=1-30$). A major reason for this is the relatively high horizontal in-situ stresses (3-5 MPa). The rough and undulating joints result in good interlocking between the blocks. This combined with the horizontal stress, gives virtually a self supporting roof.

Borehole extensometer measurements from the surface and from the roof of the cavern show total deformations of 8-9 mm, which coincides well with the predicted 5-12 mm from numerical modelling during the preinvestigations.

Stress monitoring with specially designed doorstoppers shows stress build-up in the roof during the excavations.

Control of the blasting vibrations showed that it is possible to keep the vibrations below 20 mm/s in constructions that are only 40 m from the closest round. The investigations indicate that a threshold value of 20 mm/s keeps computers free from damage. Use of electronic primers with many time-steps in same round is a good measure to reduce vibrations.

Rock support with a systematic pattern of rock bolts together with shotcrete has shown good performance. Grouted bolts interact with the rock mass and reach equilibrium with the deformations and loads in the rock mass quickly. This is seen from the load response in instrumented bolts and deformations monitored close to the bolts.

The low load and often zero load in the instrumented bolts show that the roof globally is a self supporting structure. This is caused by the favourable tectonic stresses.

Referanser:

Barton, N. F. Løset, R.Lien og J. Lunde (1980). "Application of the Q-system in design decision concerning dimensions and appropriate support for underground installations". International Symposium on Subsurface Space. Rockstore '80. Stockholm 1980. Proceedings. b.2,s.553-561. Oxford, Pergamon Press.

P.S. Jensen (1992). "Gjøvik Olympiske Ishall - Registrering og evaluering av sprengningstekniske parametre. Bruk av elektroniske tennere". Fjellsprengningskonferansen 1992. Oslo 1992. Kapittel 3. NIF, Oslo.

J. Kristiansen, N. Barton, T.L. By, A. Myrvang, S.E. Hansen og G. Stjern (1992). "Gjøvikhallen - Sammendrag av resultater fra bergteknisk forskning". Fjellsprengningskonferansen 1992, Oslo. Kapittel 4. NIF, Oslo, 1992.

S.E. Hansen, SINTEF Bergteknikk (1992). "Rock mechanics and instrumentation at Gjøvik ice-hockey hall". Project status pr. 1992-01-31. SINTEF Bergteknikk, Trondheim 1992.

G. Stjern (1992). "Evaluering av sikringsmidler Gjøvik Ishall. Internrapport STF36 F92086. SINTEF Bergteknikk, Trondheim, 1992.

A. Myrvang, G.Stjern og B. Morseth (1992). "Performance of fully grouted rebar anchors and shotcrete in a 61 m span". International Symposium on Rock Support, 1992. Sudbury, Ontario, Canada. S. 117-123. A.A. Balkema, Rotterdam, Brookfield, 1992.

"GRUVTEKNIK 2000"**R&D Programme "G2000"***Introduction: Bengt Leijon*

GRUVTEKNIK 2000

Bengt Leijon, Conterra AB, Luleå

Statens och gruvindustrins gemensamma utvecklingsprogram Gruvteknik 2000 (G2000) avslutades under 1992. Därmed satte vi också punkt för 5 år av gruvinriktad, bergmekanisk FoU-verksamhet som drivits som ett av flera delprogram inom G2000.

De bergmekaniska aktiviteterna i G2000 kan inordnas under tre rubriker:

- **Gruvans konstruktionselement.** Denna del har innefattat empiriskt betonade studier av mellanskivor, rumstak och hängväggar i syfte att förbättra vår förmåga att dimensionera dessa i gruvorna så vanliga konstruktioner.
- **Bergstabilisering.** Ett omfattande arbete har lagts ned på att förstå bergförstärkningens funktion i olika geologiska och belastningsmässiga miljöer, och att omsätta detta i praktiska rekommendationer till gruvorna. Stabilisering genom avlastande åtgärder har också behandlats.
- **Brytningsmetodernas bergmekanik.** Här appliceras de generella kunskaperna på problem knutna till vissa brytningsmetoder och gruvor. Insatserna har främst riktats mot Kirunagruvan (LKAB) Kristinebergsgruvan (Boliden Mineral) och Zinkgruvan (Vieille Montage Sverige).

Vid Bergmekanikdagen 1990 föredrogs resultat från några av projekten i G2000. Vi hade då hunnit ungefär halvvägs genom programmet, och kunde rapportera från det precis avslutade försöket med skivpallbrytning i Kirunagruvan (OSCAR-projektet), liksom delresultat från studierna avseende mellanskivors respektive hängväggars funktion.

Idag är alltså forskningsprogrammet tillända. Som så ofta har mycket av de intressanta resultaten och slutsatserna infunnit sig mot slutet, varför vi nu tycker oss ha ganska mycket att berätta om.

Dagens föredrag behandlar dels den generella kunskapsutveckling som bedrivits vad avser bergförstärkningens funktion och bärförmågan hos mellanskivor och rumstak, och dels de relativt omfattande tillämpningarna i Kristineberg och Zinkgruvan. Studierna avseende Kristinebergsgruvan och Zinkgruvan har varit projekt med mycket konkreta mål. I fallet Kristineberg har det bland annat handlat om att förstå och åtgärda stabilitetsproblem av sådan art och omfattning att de försatt gruvan i stora svårigheter. Även i Zinkgruvan har stabilitetsaspekterna gradvis ökat i betydelse, vilket skapat behov av bättre verktyg för utformning av brytningslayout, sekvens och förstärkning.

BERGFÖRSTÄRKNING I SVENSKA GRUVOR - TYPFALL OCH PRINCIPER

Rock reinforcement in Swedish mines - base cases and principles

Norbert Krauland, Boliden Mineral AB, Boliden
Håkan Stille, KTH, Stockholm

1 INLEDNING

1.1 Bakgrund

Under senare år har de stabilitetsproblem som gruvorna i Sverige ställts inför blivit allt mer svårkontrollerade. Den främsta orsaken därtill är det snabbt ökande djupet under markytan. Spänningarna i bergmassan ökar i motsvarande grad vilket ger en större belastning på berget och ökad risk för brott. Att tekniskt kunna behärska allt svårare bergförhållanden och samtidigt hålla kostnaden för bergförstärkning på en rimlig nivå har blivit ett villkor för överlevnad för flera gruvor.

Projektet Bergbultning i gruvor - Dimensionering och utveckling, som ingår i det nationella forskningsprogrammet Gruvteknik 2000, har tillskapats för att bedriva kunskapsutvecklingen som krävs för att kunna effektivisera bergförstärkningen.

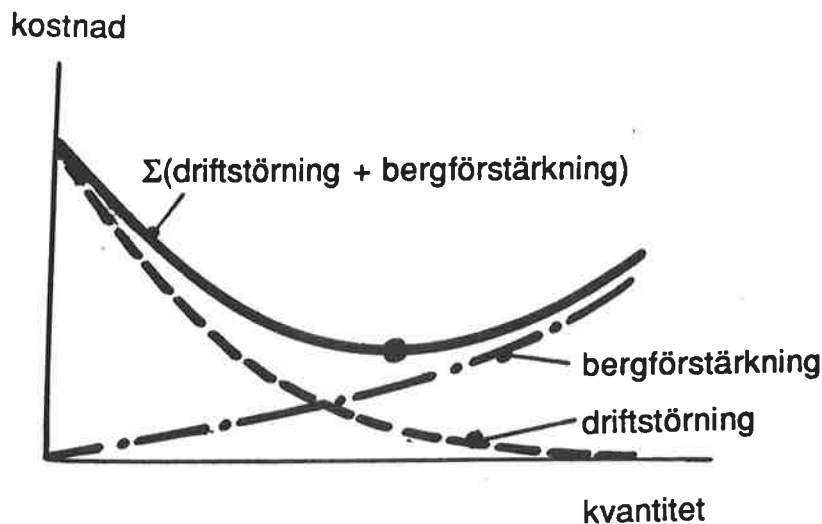
1.2 Potential för bergförstärkning

Den **tekniska** potentialen av effektivare bergförstärkning ligger i att bygga upp bättre kunskap om bergförstärkningens samverkan med både intakt och sönderbrutet berg samt att förbättra bergförstärkningsteknologin. Detta är en förutsättning för att kunna utforma och dimensionera bergförstärkningen rätt för de rådande förhållanden, d.v.s. att stabilitet uppnås utan att överdimensionera.

Den **ekonomiska** potentialen ligger i att kunna minimera summan av kostnaderna för bergförstärkning och driftstörningarna. Sambandet visas schematiskt i figur 1 och för olika typer av driftstörningarna i figur 2. Driftstörningarna kan variera från enkel efterskrotning till produktionsbortfall för hela anläggningen med mycket betungande ekonomiska konsekvenser.

Den ekonomiska potentialen är starkt beroende av förhållandena i varje gruva; en bedömning för en gruva med svåra bergförhållanden pekar på följande rangordning:

- minskade driftstörningar
- effektivare utformning av bergförstärkning
- minskade enhetskostnader för bergförstärkning
- minskade förstärkningskvantiteter



Figur 1 Princip för ekonomisk optimering av bergförstärkning genom att minimera summan av kostnader för driftstörningar och berg förstärkningsinsats
Economic optimisation of rock support by minimizing the sum of costs for disturbances and support (schematic)

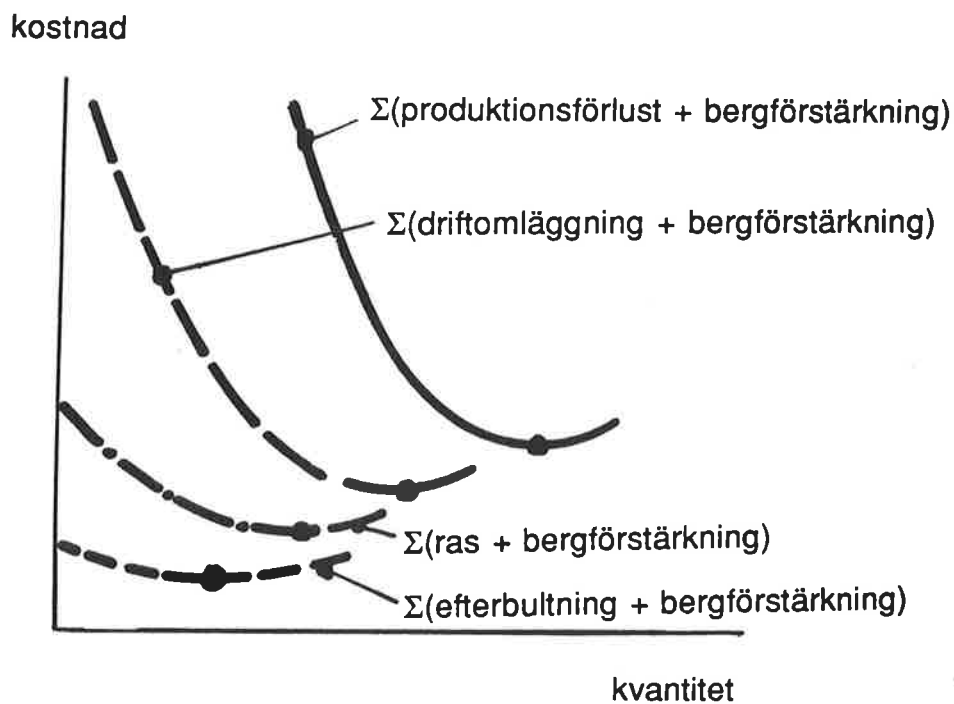


Fig. 2 Beroendet av ekonomisk optimal bergförstärkningsinsats av driftstörningskostnad
Dependence of economically optimum support on cost of disturbance

1.3 Bergförstärkning - det tekniska problemets natur

Bergförstärkningens uppgift är inte att förhindra att brott sker i bergmassan; den är istället att skapa ett stabilt bergrum på ett ekonomiskt fördelaktigt sätt.

Bergförstärkningens funktion och problemet att åstadkomma effektiv förstärkning illustreras av exemplet i figur 3.

Ovanstående visar att bergets lastupptagning före brott och bärförmåga i efterbrottstadiet är deformationsberoende. Stödtrycket p_i som krävs för att åstadkomma jämvikt är beroende bergkonstruktionens deformation (detta samband kallas "Ground Reaction Curve"). Även bergförstärkningens lastupptagning är deformationsberoende.

Problemet med bergförstärkningen består i att anpassa bergets och bergförstärkningens deformation på sådant sätt till varandra att stabilitet uppnås vid ett minimum av förstärkningsinsats.

- sätts bergförstärkningen in för tidigt eller är den för styv krävs för stor förstärkningsinsats för att uppnå stabilitet
- sätts bergförstärkningen in för sent eller är den för eftergivlig krävs även då stor förstärkningsinsats.

Detta samband är grundläggande för praktiskt taget alla bergförstärkningsfall.

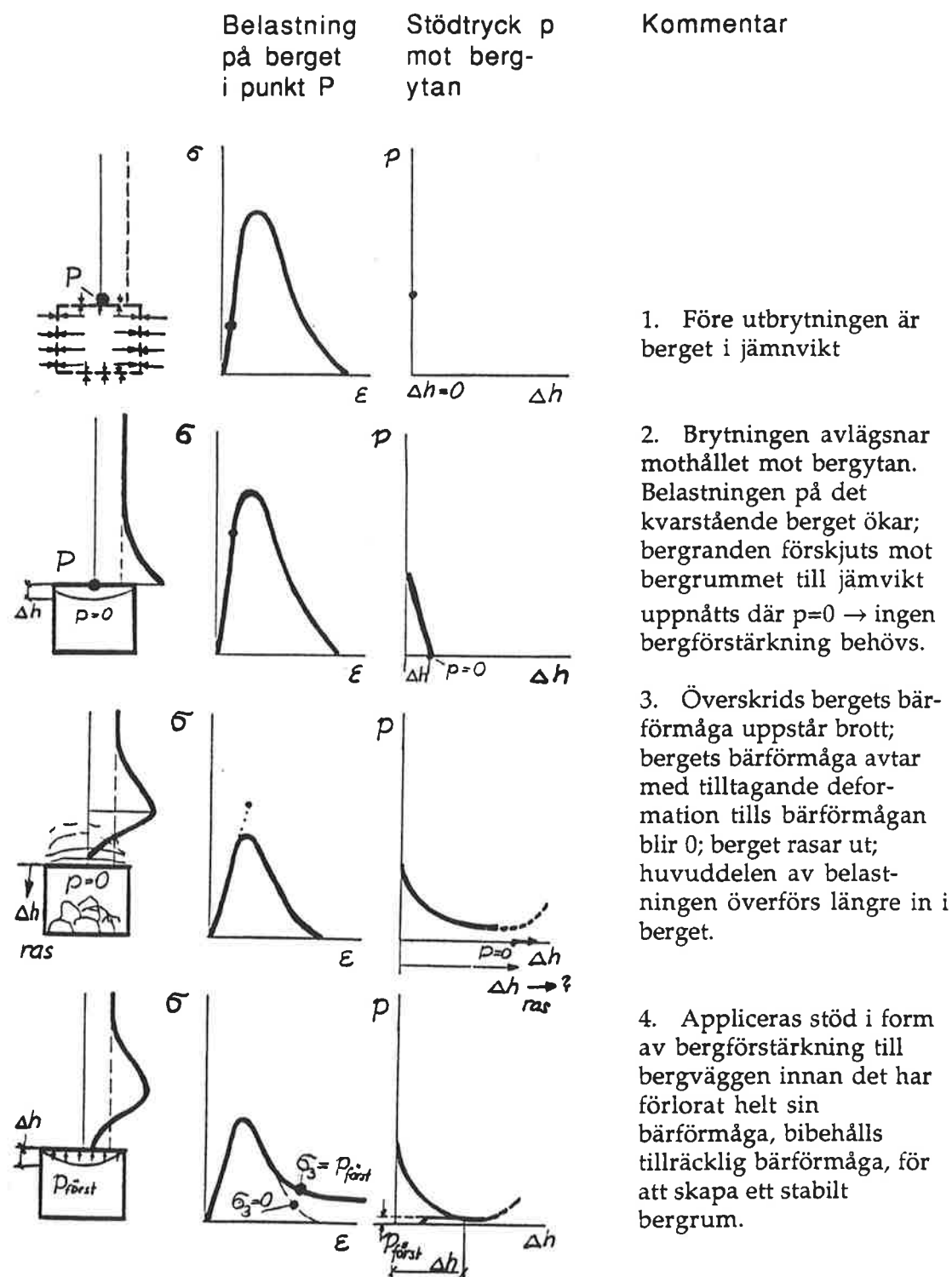
Det är även viktigt att beakta storleksordningen av bergspänningar, bergets deformationsegenskaper och erforderlig bergförstärkning. I exemplet i figur 4 uppgår bergförstärkningens bärförmåga till $<1\%$ av bergets bärförmåga eller spänningsfältet, men innebär fortfarande en förstärkningsinsats av 1 bult/m².

2 PROJEKTET BERGBULTNING I GRUVOR - G2000

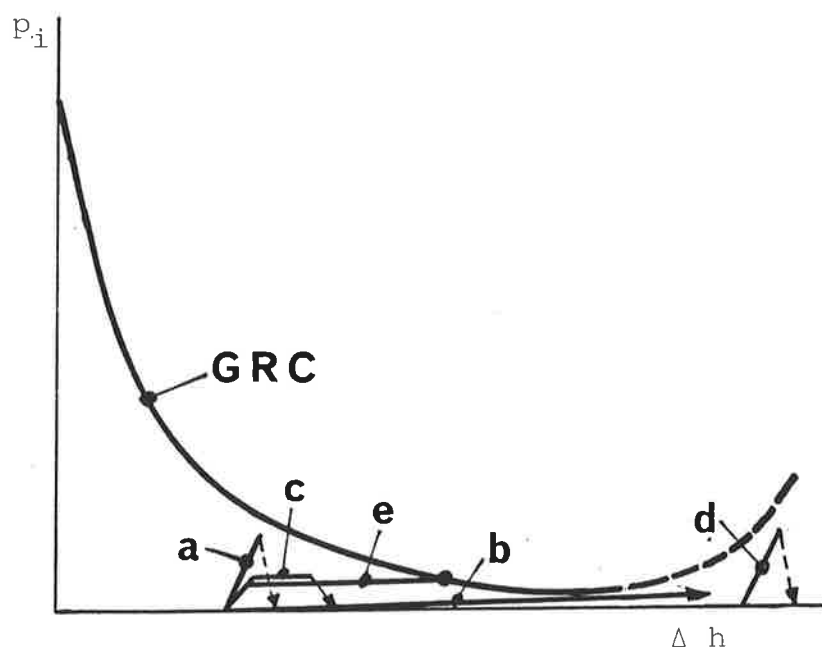
2.1 Projekt mål

Målet för projektet formulerades enligt följande:

- att klargöra förekommande brottmekanismer vid gruvbrytning och deras inverkan på stabiliteten
- att utveckla praktiskt användbara regler för utformning av bergförstärkning
- att bidra till effektivare teknik för bergförstärkning genom att precisera de bergmekaniska kraven på den.



Figur 3 Ground reaction curve och bergförstärkningens funktion
Ground reaction curve and the role of rock support



Figur 4 Betydelsen av deformationsegenskaper för dimensionering av bergförstärkningen GRC.. "Ground Reaction Curve". Typer av förstärkning: a...för styv, b...för eftergivlig, c...ej tillräckligt deformationstålig, d...installerad för sent, e...lämplig
Influence of deformation properties of support for dimensioning of support. GRC...ground reaction curve; types of support: a...too stiff, b...too soft, c...not sufficiently deformable, d...installed too late, e...appropriate

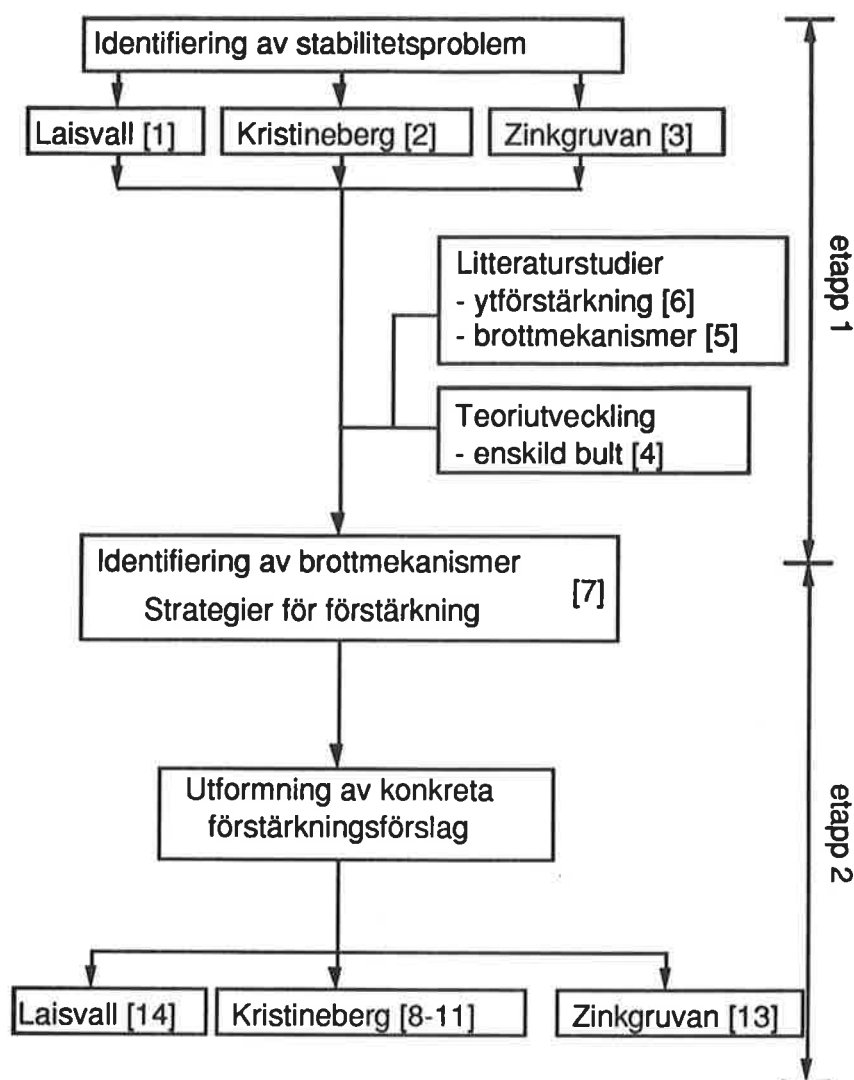
2.2 Projektorganisation

Projektet har bedrivits som ett samarbetsprojekt mellan gruvindustrin representerade av Boliden Mineral AB och Vieille Montagne Sverige, forskningsorganisationerna BeFo, Institutionen för Jord- och Bergmekanik vid KTH och Avdelningen för Bergmekanik vid LuTH samt konsultföretagen ADG Grundteknik, Itasca Geomekanik och JAA AB. Projektgruppen har letts av en expertgrupp bestående av Tomas Franzén, BeFo, Norbert Krauland, Boliden Mindeco, Gunnar Nord, Skanska, Bengt Stillborg, JAA AB och Håkan Stille, KTH.

2.3 Projektgenomförande

Projektet genomfördes i två etapper. I etapp 1 bedrevs fältstudier i tre utvalda gruvor, litteraturstudier och teoriutveckling. Etapp 2 omfattar analysarbete och utformning av förstärkningsrekommendationer till gruvorna, se figur 5.

Gruvstudierna syftar till att identifiera de gruvspecifika problem som förekommer och avgöra var och i vilka skeden som förstärkning kan vara användbar. För detta ändamål valdes tre gruvor med vitt skilda geologier: Laisvall, Kristineberg och Zinkgruvan. I Laisvall är malmen horisontell och starkt skiktad. Kristineberg å andra sidan, är en brantstående malm av relativt hög hållfasthet men som omges av omvandlingszoner med mycket mjuka och låghållfasta bergarter. Zinkgruvan slutligen, är också en brantstående malm men såväl malmzonen som sidoberget har mycket hög hållfasthet och styvhet. Man kan således förvänta sig avsevärt olika typer av instabiliteter i de tre gruvorna.



(x) = rapportnummer enligt rapportförteckningen

Figur 5 Struktur, innehåll och avrapportering av bergförstärkningsprojektet
Structure, content and reporting of rock support project

Den allmänna delen av projektet löper över både etapp 1 och etapp 2. Litteraturstudierna inriktades mot att ta fram information om de viktigaste förstärkningsmetoder i hårt berg, både bultning och ytförstärkning, och brottmekanismer i berg. En fördjupad studie har ägnats åt den enskilde bultens verkningssätt.

I etapp 2 analyserades brottmekanismerna i typgruvorna. På basis av resultaten från de allmänna studierna utarbetades riktlinjer för hur förstärkning skall ske principiellt i varje fall. Slutligen utarbetades förstärkningsrekommendationer för respektive typgruva.

I projektet "Brytning på stora djup" ingick en detaljerad analys av stabilitets- och bergförstärkningsproblemen i Kristinebergsgruvan. För att undvika dubbelarbete överflyttades allt modelleringsarbete för Kristineberg till projektet "Brytning på stora djup".

I ursprungsplanen avsågs att bidra till effektivare teknik för bergförstärkning genom att precisera de bergmekaniska kraven på den, främst m a p deformationstålighet. Detta mål har kunnat uppfyllas endast i begränsad omfattning.

3 RESULTAT

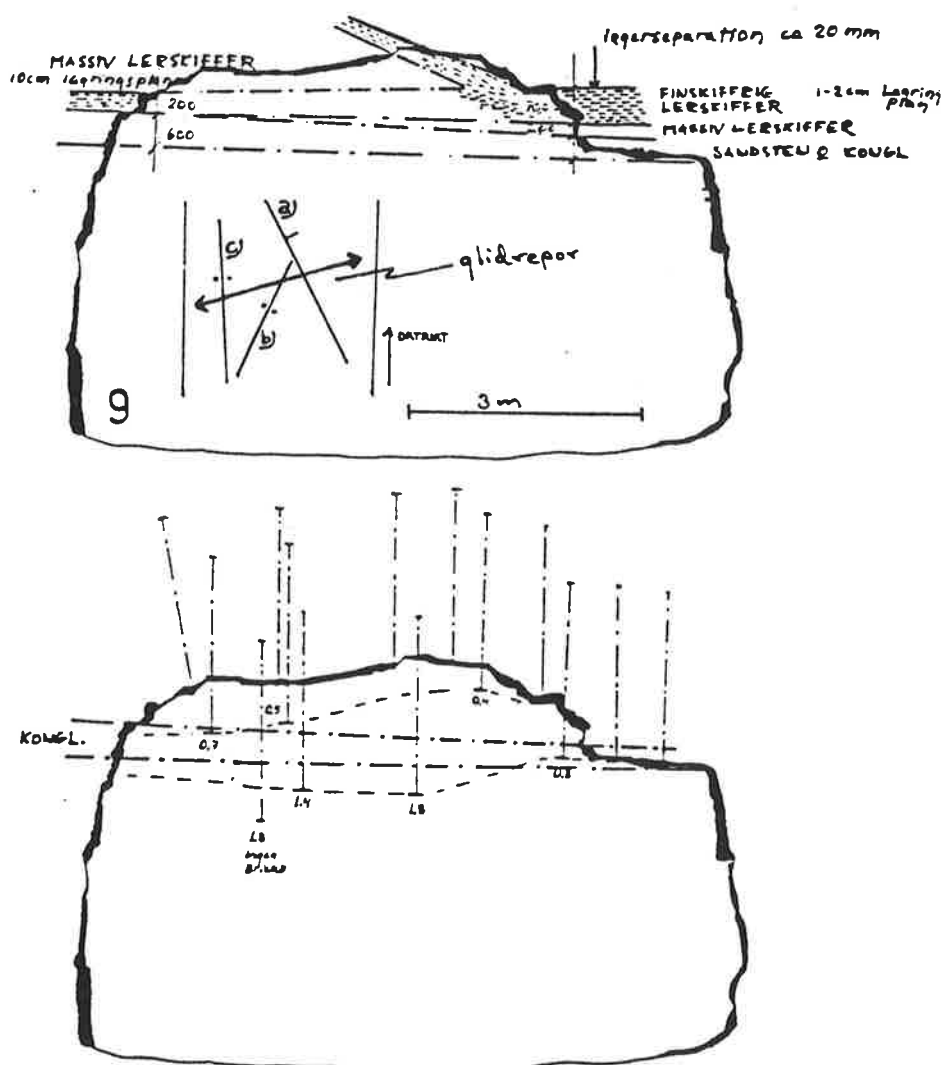
Projektets resultat omfattar metodutveckling, analys av förekommande brottmekanismer och förstärkningens funktion samt förstärkningsförslag för typgruvorna. De senare presenteras i forskningsrapporter enligt figur 5.

3.1 Metodutveckling

För kartläggningen av stabilitetsproblemen i typgruvorna krävdes utveckling av fältmetoder. Den omfattade skadekartering, fotosektionering och fotogrammetrisk deformationsmätning.

Skadekarteringssystemet, Sandström, medger att indela bergskadorna i typer som är hänförliga till de bakomliggande sönderbrytningsprocesserna, och klassning efter skadornas intensitet. Skadekarteringen är ett viktigt underlag för bl.a. bedömning av erforderliga förstärkningsåtgärder.

Figur 6 ger ett exempel på en fotosektionering från Laisvall. Fotosektionering kompletterad med information om geologi, figur 6a, och utförda förstärkningsinsatser, figur 6b, medger en rekonstruktion av bergutfallets förlopp och utsträckning.



Figur 6 Tolkad fotosektionering av strosstak i Laisvall
Interpreted photosection of stope roof in Laisvall mine

Fotogrammetrisk deformationsmätning ger som resultat bergytans rörelse i form av vektorer, dvs belopp och riktning, mellan två eller flera tidpunkter.

En kombination av dessa metoder ger ett detaljerat underlag för tolkning av de bakomliggande mekanismerna, vilken är en förutsättning för allt analysarbete.

3.2 Brottmekanismer och bergförstärkning

3.2.2 Brottmekanismer i de studerade typgruvorna

En uppföljning av förekommande stabilitetsproblem i de tre typgruvorna Laisvall, Kristineberg och Zinkgruvan har utförts inom projektet och redovisats i tre separata rapporter (Håkansson, Taube, 1991), (Sandström, Holmberg, 1991) och (Sjöberg, Tillman, 1990).

De brottmekanismer som påträffats i de studerade gruvorna kan i grova drag sammanföras till tre typer, nämligen

I Blockutfall som styrs av svaghetszoner, befintliga och nya sprickplan. Pådrivande krafter är gravitationen och tvångsdeformationer förorsakade av det lokala spänningsfältet.

II Allmänt skjuvbrott i bergmassan, typ bärighetsbrott i svaga sidoväggar eller nedsättning av valvbildande förmåga på grund av skjuvning.

III Instabilitetsproblem på grund av höga spänningar. Intensiteten kan variera från uppspjälkning, avskalning av tunna skivor, böjknäckning av skivor, till explosiva brott som sträcker sig flera meter in från ytan. Brottets utveckling styrs av den lokala geologin.

I Laisvallgruvan dominerar instabilitetsproblem på grund av höga spänningar. Det horisontellt skiktade berget innebär att utknäckning av taket är en viktig brottmekanism att beakta.

I Kristineberg dominerar problem som beror på en allmän överbelastning av omgivande berg. Såväl bärighetsbrott i de svaga sidoväggarna som takutfall förekommer.

De brott och ras som förorsakar problem i Zinkgruvan är koncentrerade till taket. Den vanligaste skadeformen är uppspjälkning av skivor i taket på grund av höga bergspänningar.

De stabilitetsproblem som observerats i de tre typgruvorna är komplexa.

Skadeformerna av de förekommande brottmekanismerna varierar från uppsprickning till stora ras beroende på graden av överbelastning.

Genom förstärkning kan man åtgärda ett stabilitetsproblem utan att dock erhålla stabila förhållanden. Andra brottmekanismer kan utbildas, vilket även måste beaktas vid utformning av bergförstärkningen.

För att erhålla en optimal förstärkning måste man beakta de bakomvarande brottmekanismerna, graden av överbelastning och den övergång från en brottmekanism till en annan som kan uppkomma genom olika förstärkningsåtgärder.

Blockutfall

Blockutfall styrs av svaghetszoner och befintliga sprickplan eller nytillkomna sprickplan. Pådrivande krafter är egenvikt och tvångsdeformationer förorsakade av det lokala spänningsfältet kring blocket.

Åtgärder för att minska belastningen på den blivande förstärkningen är nedskrotning av lösa block. Detta kan vara lämpligt när man har enstaka lösa block. Utgörs blocket av ett skålsblock, dvs bärigheten i ett valv äventyras om blocket faller ut, kan en nedskrotning av blocket få katastrofala följder och starta en progressiv brottutveckling. I detta fall måste blocket fixeras med förstärkning.

För att förhindra blockutfall är den primära åtgärden att hänga upp blocket i ovanliggande berg genom bultar, se figur 7.

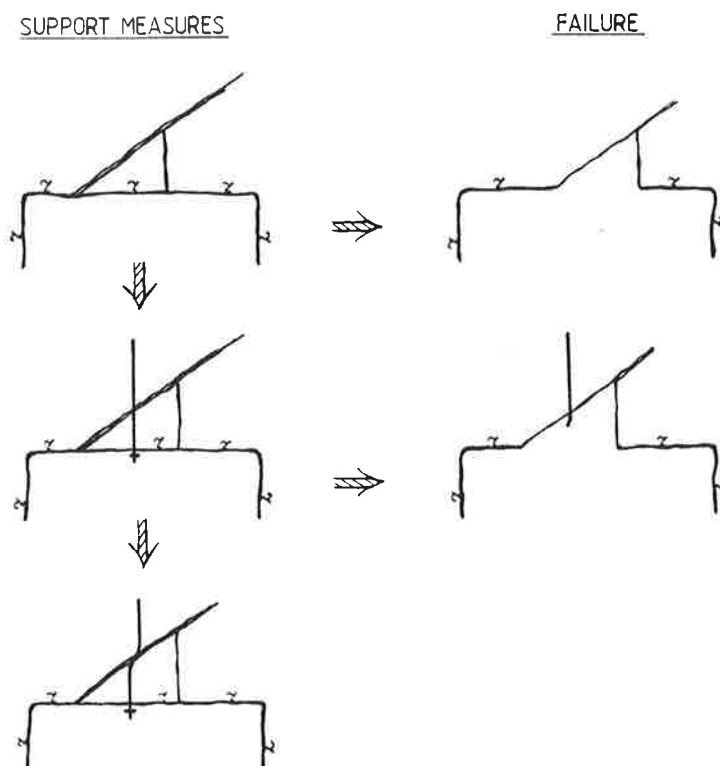


Fig. 7 Blockutfall, skadebild och förstärkningsåtgärder vid ökande svårighetsgrad
Outfall of blocks, failure pattern and support measures

Det finns dock många exempel på blocknedfall trots att förstärkningen gott och väl här kunnat bära blockets tyngd.

Yttre tvångsdeformationer kan ha reducerat förstärkningens bärförmåga med ras som följd. I andra fall har själva bergblocket gått sönder och berget rasat ut.

Vid val av förstärkningssystem för ett block bör följande faktorer beaktas:

- * blockets tyngd
- * uppkomna tvångsdeformationer
- * blockets hållfasthet

Vilken av åtgärderna, nedskrotning eller förankring av blocket, som är lämplig beror på geometrin, om det är ett låsblock, om skjuvning/rotation av blocket förekommer, blockstorleken och bergartens hållfasthet.

Allmänt skjuvbrott

Skjuvbrott inträffar i bergmassan när skjuvspänningen överskrider materialets hållfasthet.

Vi skiljer i den fortsatta genomgången mellan bärighetsbrott och nedsättning av den valvbildande förmågan på grund av skjuvbrott.

Bärighetsbrott

Bärighetsbrott uppkommer när pelare, såväl vertikala som horisontella, trycks in i omgivande svagare berg. Man kan särskilja olika typer av brott från allmänt skjuvbrott till instansningsbrott.

Instansning kan förekomma vid skölzoner mellan malmkroppen och omgivande berg. Ihoppresningen av dessa zoner resulterar normalt i en utpressning och därmed uppspjälkning av malmkroppen. Om omgivande berg är generellt av dålig kvalitet sker ett mer allmänt skjuvbrott i väggarna (se figur 8).

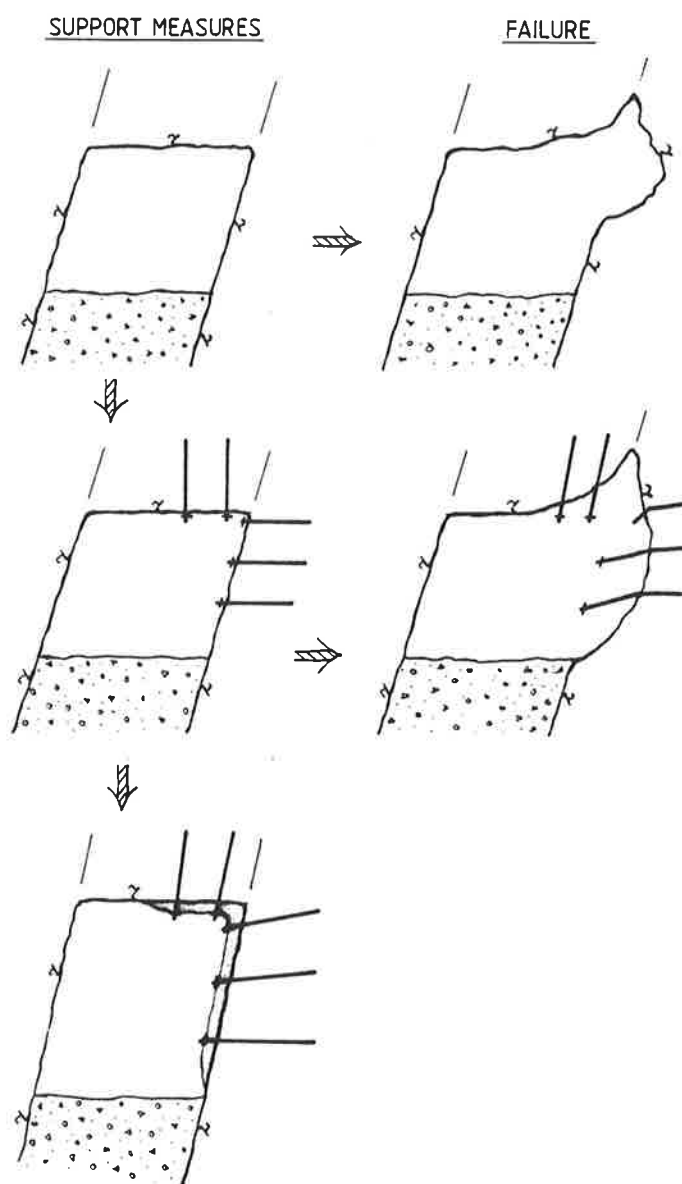


Fig. 8 Bärighetsutbrott, skadebild och förstärkningsåtgärder vid ökande svårighetsgrad
Failure of bearing capacity in the rock, failure pattern and support measures

Vid lokal överbelastning kan en enkel förstärkning förhindra utfall och därmed en successiv uppluckring. Vid ett mer allmänt skjuvbrott måste förstärkningen ge ett

erforderligt mottryck och vid bultning normalt förankras i stabilt berg. Bultarna måste därvid kunna tåla de deformationer som uppkommer. Dessa kan vara koncentrerade till enstaka glidytor och vara stora. Berget runt bultarna är normalt även överbelastade och kan brytas sönder.

För sådana förhållanden krävs en ytförstärkning för att bultarna skall kunna samverka med berget och ge erforderligt mothåll.

Utvecklingen av ett bärighetsbrott kan även påverkas genom åtgärder på lastsidan såsom införande av avlastande slitsar, genom att ändra geometrin på rummet och genom att avsätta stödjande pelare.

Vid val av förstärkningsmetodik för att förbättra bärigheten bör följande beaktas:

- * Formen hos farligaste glidyten
- * Bergmassans förmåga att ta tryckspänningar och punktbelastningar
- * Möjlighet att förändra geometrin
- * Möjlighet till avlastning

Valvbildning

Valvbildning innebär att en trycklinje utbildas så att lasten överförs till omgivningen. En vanlig brottorsak är att skjuvbrott uppträder på grund av en ogynnsam vinkel mellan trycklinjen och bergets svaghetsplan och sprickor eller att bergblocken bryts sönder på grund av höga tryck.

Den tryckspänning som tryckkraften genom valvet ger upphov till måste vara mindre än bergmassans hållfasthet. Det är viktigt att beakta anfangets möjlighet att ta upp de erforderliga horisontalkrafterna från valvet.

Genom att ändra geometrin hos rummet påverkas lasteffekten men även till större grad valvets egenvikt, valvets spännvidd och horisontalkraften.

Utveckling av brott på grund av dålig valvbildning och därmed krav på förstärkningsinsatser framgår av figur 9.

Med hjälp av bergförstärkning kan man till viss del säkra valvens lastupptagande förmåga. I första hand kan man hänga upp ej bärkraftiga delar i ovanliggande stabila valv. I andra hand kan man genom att skapa ett sidotryck öka bergmassans förmåga att bilda ett bärkraftigt valv.

Att via förstärkning ändra formen på trycklinjen exempelvis genom att radikalt ändra friktionskapaciteten i sprickor och zoner kräver normalt en sådan förstärkningsinsats att det inte är realistiskt.

Vid förstärkning av valvet måste man även beakta att berget ej får brytas sönder och successivt lossna runt den insatta förstärkningen.

Vid val av metodik för att förbättra bärigheten hos ett valv bör följande faktorer beaktas:

- * det naturliga valvets form
- * bergmassans förmåga att ta tryckspänningar och punktbelastningar
- * möjlighet att mobilisera horisontalkrafter
- * erforderligt sidostöd till övrig bergmassa

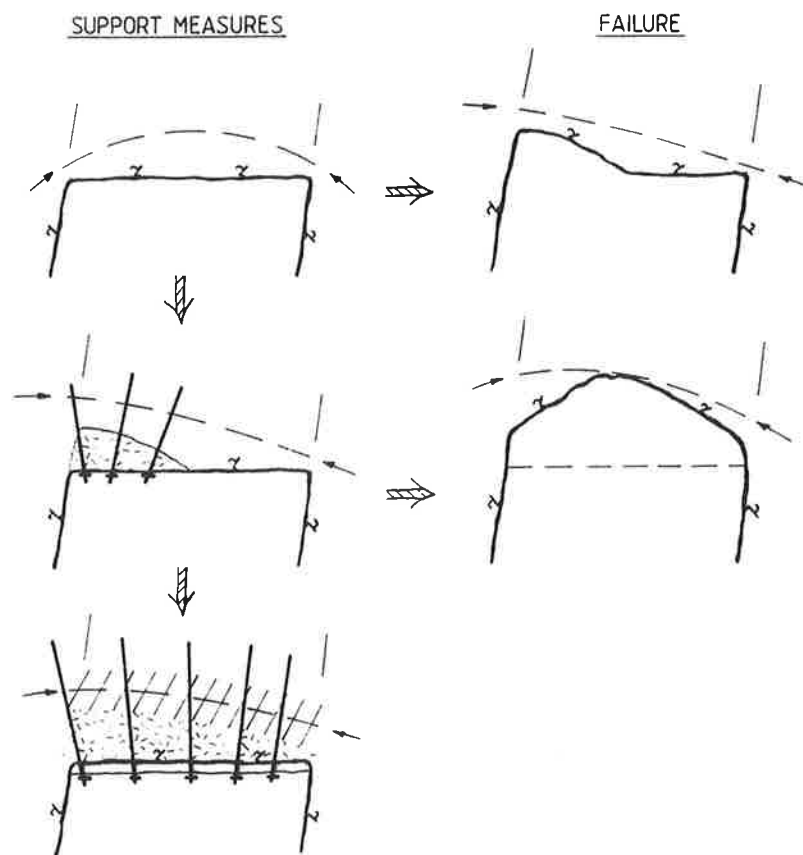


Fig. 9 Valvbildning, skadebild och förstärkningsåtgärder vid ökande svårighetsgrad
Arch failure in the rock, failure pattern and support measures

Instabilitetsproblem

Den typ av problem kännetecknas av olika grader av instabila och snabba brottförlopp beroende av höga bergspänningar såsom exempelvis avskalning och utknäckning.

Avskalning av tunna skivor

Den primära uppsprickningen med mikrosprickor parallellt med belastningsriktningen startar när dragtöjningen i bergarten överskrider ett kritiskt värde, e_c , som är karakteristiskt för bergarten. När väl mikrosprickorna har utbildats kan brottet utvecklas till ett instabilitetsbrott såsom avskalning och utknäckning av skivor eller skjuvbrott.

Att med bultar kunna mobilisera ett tillräckligt sidotryck och på så sätt förhindra uppspjälkningen i ytan är inte möjligt med realistiska avstånd mellan bultarna. Man måste tillåta att berget spjälkas upp.

Vid mindre avskalning kan en enkel bultning eventuellt i kombination med nätning vara erforderligt för att hålla berget på plats, se figur 10.

Vid högre intensiteter på avskalning måste förstärkningen dels kunna tåla de deformationer som uppkommer när bergmassan spjälkas upp och bryts sönder, dels ge ett visst sidotryck mot berget och på så sätt förhindra vidare uppspjälkning.

Vid spröda bergarter kan uppspjälkningen och avskalningen ske explosionsartat i samband med energiutlösning (smällberg). Mekanismerna som styr om brottet sker explosionsartat eller långsamt är inte väl kända.

Vid denna typ av avskalning måste man beakta den dynamiska belastning som kan uppkomma i förstärkningen. I många fall är det ej möjligt att med rimliga insatser förstärka berget utan det är bättre att minska belastningen genom att ändra geometrin eller avlastningssprängning.

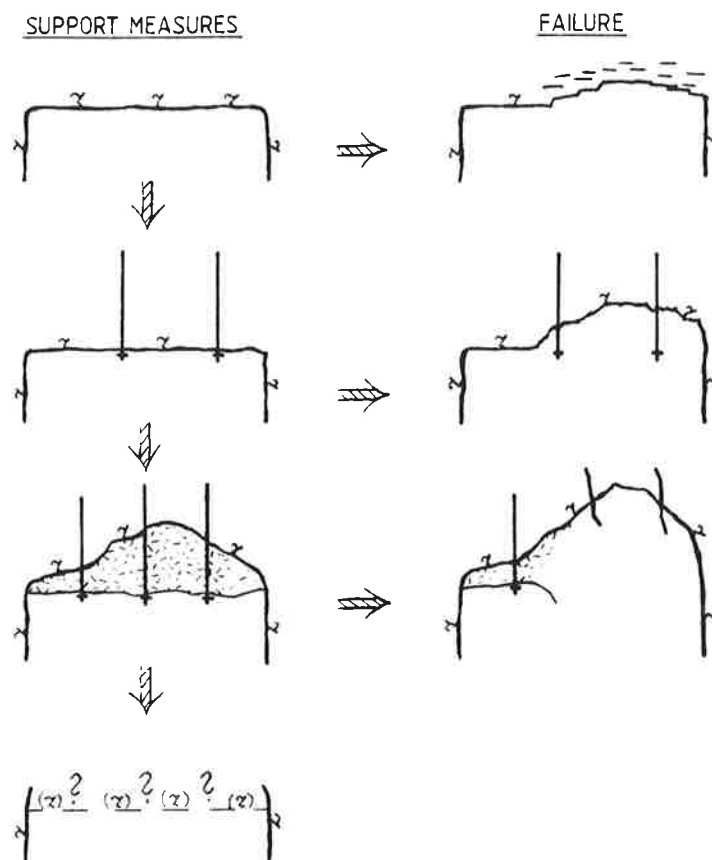


Fig. 10 Avskalning av tunna skivor, skadebild och förstärkningsåtgärder vid ökande svårighetsgrad
Spalling, failure pattern and support measures

Utknäckning av skivor

Om bergmassan redan från början innehåller svaghetsplan parallellt med rumskonturen kan tjockare skivor utbildas som sträcker sig över hela öppningens spännvidd.

Om spänningen parallellt en skiva är hög knäcker den ut. Man skiljer mellan elastisk knäckning som är ett renodlat instabilitetsproblem och böjknäckning som sker betydligt lugnare. Elastisk knäckning sker när belastningen uppgår till en viss kritiskt nivå. Skivan får momentant stora utböjningar. Böjknäckning uppkommer när skivan initieellt har en viss utböjning, t ex av en belastning vinkelrät mot skivans plan. Belastningen kan komma från egenvikt och ovanliggande ej bärfkraftiga lager. Utböjningen kommer att öka allteftersom belastningen i skivans plan ökar.

Eftersom berget har en begränsad hållfasthet uppträder brott i skivan vid en viss utböjning. Brottet kan ske som dragbrott, tryckbrott eller skjuvbrott beroende på vilken hållfasthet som först överskrids. Dessa brott kan begränsa skivans bärförmåga parallellt med dess plan.

Genom bultning kan man minska knäcklängden och därmed minska risken för utknäckning. Bulten, infästningen och berget måste kunna bära de uppkomna belastningarna.

Vid mindre överbelastning kan bultningen vara erforderlig för att förhindra knäckning. Vid höga belastningar kan dock berget tryckas sönder även om knäckningsrisken är eliminerad. Berget kommer då att ramla ut runt bultarna. En ytförstärkning och upphängning av det söndertryckta berget kan då räcka för att stabilisera berget. Vid svåra förhållanden där upphängning ej är möjlig måste ett bärkraftigt valv bildas eller berget avlastas genom exempelvis avlastningssprängning, se figur 11.

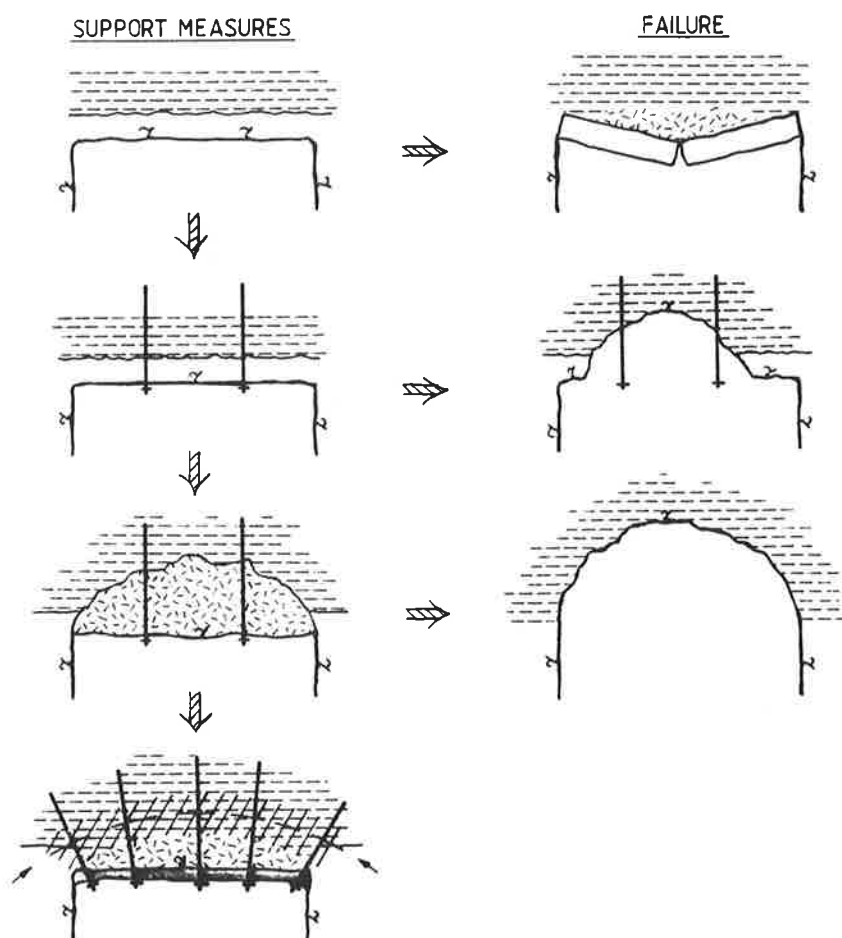


Fig. 11 Utknäckning, skadebild och förstärkningsåtgärder vid ökande svårighetsgrad
Buckling, failure pattern and support measures

Förstärkning av instabilitetsproblem

Vid val av förstärkningssystem bör man beakta följande faktorer när risk för instabilitetsproblem föreligger:

- * Bergartens sprödhet
- * Förekomst av svaghetsplan
- * Risk för lokal sönderbrytning
- * Ovanförliggande ej bärkraftiga lager
- * Spänningsnivå parallellt med bergytan
- * Nedböjning av egenvikt och belastning vinkelrätt mot skivans plan
- * Bultens styvhet över sprickorna

3.2.3 Bergförstärkning

Bultars bärförmåga och deformationstålighet

Inledning

Bultarnas uppgift är inte att förhindra deformationer hos bergmassan utan att förhindra skadlig uppluckring hos det bultade partiet. Bultarna måste därför tåla de bultade bergets deformationer utan att slitas av. Bultarnas deformationsegenskaper och deformationstålighet är därför mycket viktiga.

Följande allmänna krav kan ställas på en bergbult:

- * Den skall ha tillräcklig förmåga att ta upp dragbelastning
- * Den måste tåla de tvångsdeformationer som den utsätts för både i axialled och genom skjuvning längs sprickplan

Dragbelastade bultar

Bultens primära funktion att ta upp dragbelastningar innebär att lastfördelningen i bulten kan delas upp i två delar. Först den del där lasten växer till i bulten, dvs den del där bulten bär upp berget. I den andra delen överföres lasten från bulten till berget, vilket är själva förankringszonen, se fig. 12. Förmåga att överföra kraft mellan bult och berg beror på typ av bult, bergets kvalitet och i förekommande fall ingjutningens kvalitet. Förekomsten av mutter och bricka samt graden av anliggning påverkar hur lasten växer till i bulten.

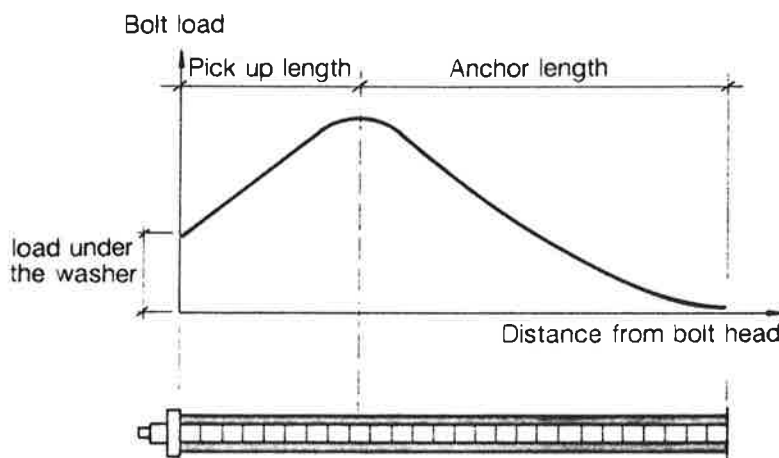


Fig. 12 Lastfördelning i en bult
Load distribution along the bolt

Lastöverföringen mellan bulten och berget har studerats dels teoretiskt, dels med hjälp av försök.

Ingjutna bultar uppvisar normalt en stor styvhet och går av genom att bulten dras av. Ankarbultar uppvisar stora deformationer genom glidning i expandern. Swellex och Splitset är av typ friktionsbult och har normalt en utpräglad glidlast.

Skjuvbelastade bultar

Utöver den tänkta dragbelastningen utsätts många bultar för en tvångsskjuvdeformation. Ibland klipps bultarna av vid relativt små deformationer, ibland utbildas en vev och bulten tål mycket stora deformationer. Detta problem har experimentellt undersökts av flera forskare.

Vid skjuvning uppkommer såväl draglaster. T_t , som skjuvkrafter (sann dymlingseffekt), T_s , i bulten. Beroende på bergets och ingjutningens hållfasthet, bultkvalité, geometri, bultlutning samt dragbelastningar kommer belastningen och deformationerna i bulten att utbildas olika. Redan vid mycket små deformationer uppkommer flytning i bulten och omgivande berg. Det elastiska området är mycket litet.

I svagt berg kommer bulten att successivt krossa berget. Dragkraftkomponenten kommer att växa till medan dymlingskomponenten minskar genom att bulten deformeras och en vev utbildas. Bulten går av genom att draghållfastheten överskrides. Se fig. 13a och b.

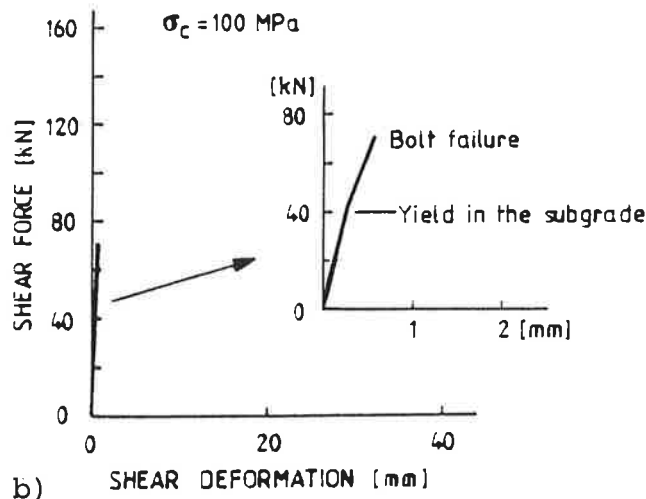
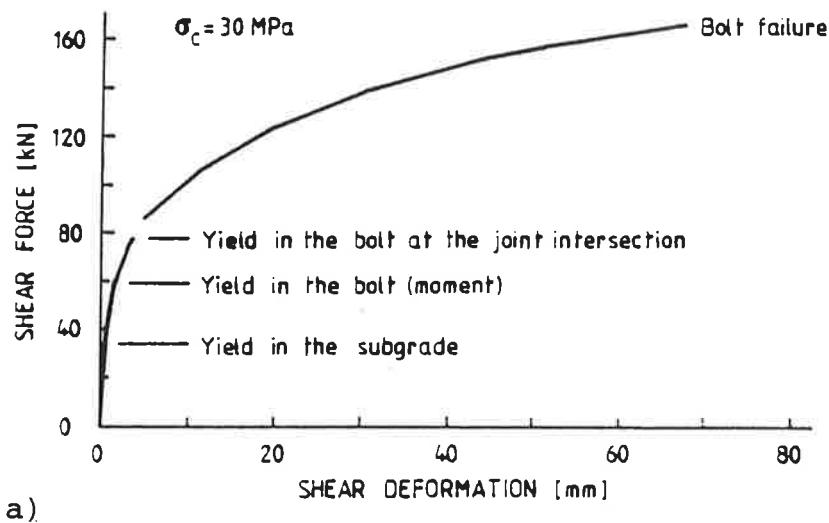


Fig. 13 a och b. Ingjutna bultars sidomotstånd vid skjuvning i hårt och mjukt berg
Principal relationship between shear force and shear deformation for grouted bolts in hard and weak rock

I hårt berg blir skjuvkraften så stor genom det höga skjuvmotståndet att bulten klipps av innan en vev hinns utbildas. Dymlingseffekten är här stor medan dragkraften ej hunnit växa till. Bultens förmåga att ta upp skjuvdeformationer är störst för bultar vinkelrät mot sprickan.

Bultar som redan är dragbelastade när skjuvningen startar tål mindre deformationer. Bakgrunden är att brottkriteriet är kopplat.

Beroende på att den initiella styvheten för skjuvning normalt är större än för drag, uppkommer vid relativt små deformationer stor skjuvlast i bulten. Om bulten då redan är högt dragbelastad uppkommer skjuvbrott. För små draglaster kan dock vev utbildas och därmed kan större skjuvdeformationer upptagas.

Ytförstärkningars bärförmåga och deformationstålighet

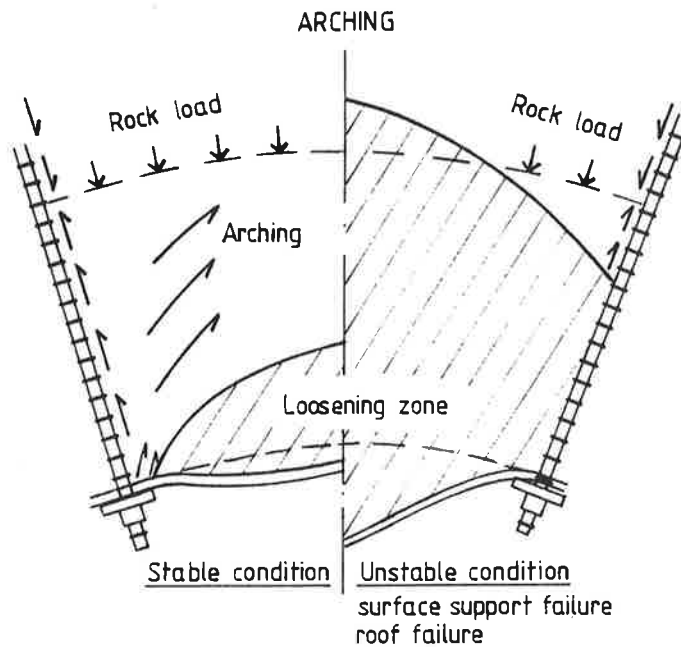
Ytförstärkningens bärförmåga, styvhet och deformationstålighet har ett avgörande inflytande på ytförstärkningens förmåga att samverka med berget och stabilisera ytan. De vanligaste ytförstärkningsmetoderna är sprutbetong och nätning.

Genom att utföra ytförstärkningen i form av kraftiga bågar av betong eller stål kan detta vara tillräckligt för att ensamt stabilisera tunneln. Problemet med bågar är att de är styva och tillåter inte att bergmassan deformeras. Stora krafter kan därför byggas upp i bågarna. De installeras innan deformationerna i bergmassan avtagit.

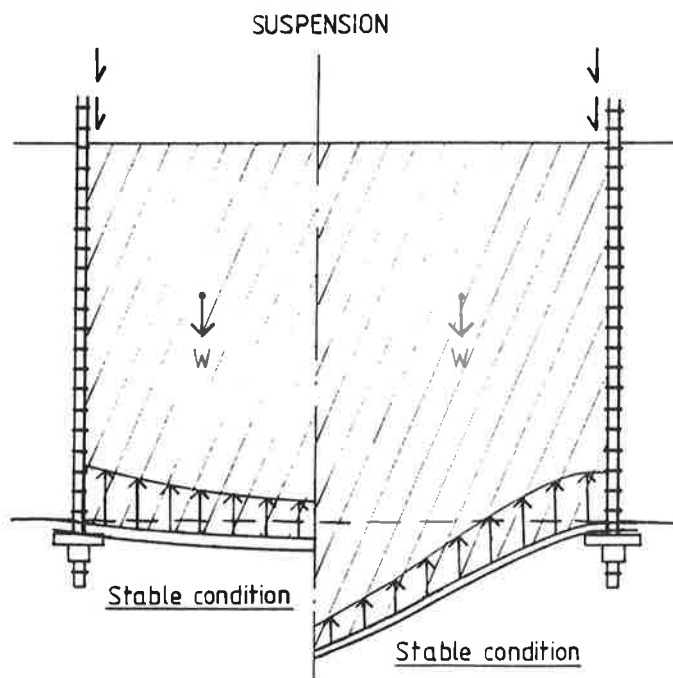
I andra fall använder man sig av mindre kraftiga ytförstärkningar som då måste samverka med bultförstärkningen för att ge erforderlig stabilitet åt hela tunneln. Det är denna typ av förstärkning som avses här.

Ytförstärkningens roll i detta sammanhang är att ge stadga åt ytan mellan bultarna så att bultarna fungerar på avsett sätt. Ett mycket komplext samspel kommer då att föreligga. Vid bultförstärkt valv skall bultarna samverka med berget och via vidhäftning och brickan ge ett tryck mot bergytan så att ett stabilt valv utbildas. Om berget lokalt kring bultarna ej är tillräckligt bärkraftigt för att tåla dessa laster måste bergytan förstärkas. Denna ytförstärkning måste ha en tillräcklig styvhet för att begränsa uppluckringen av berget mellan bultarna. Detta har illustrerats i fig. 14a. Om stora deformationer uppkommer i ytförstärkningen kan det leda till att bultarna ej kan ta upp lasten från berget på avsett sätt. Lasten förs då över till ytförstärkningen som då ej är dimensionerad att ta dessa laster och tunneln kollapsar.

Från föregående fall kan särskiljas användande av skyddsnätning för att förhindra nedfall av enstaka stenar eller lokalt uppsprucket ytberg, vilket ej har betydelse för tunnelns stabilitet. Nätets funktion är då att överföra tyngden av dessa stenar eller det uppspruckna ytberget till bultar som är förankrade i stabilt berg. Det ställs inga krav på nätets styvhet. Stora deformationer i ytförstärkningen kan tillåtas så länge som den är dimensionerad för tyngden av det instabila partiet, se fig. 14b.



a)



b)

Fig. 14 a och b. Krav på styvhet och seghet hos ytförstärkningen vid valvbildning och upphängning
Stiffness and toughness requirements of surface support for arching and suspension

4 SYNUNKTER PÅ UTFORMNING OCH DIMENSIONERING AV BERGFÖRSTÄRKNING

4.1 Allmänt

Vid utformning och dimensionering av bergförstärkning är det viktigt att beakta två aspekter, nämligen

1. deformationsberoendet av både erforderligt stödtryck och belastningen på bergförstärkningen
2. förekomsten av alternativa brottmekanismer

Deformationsberoendet

Både stödtrycket mot bergytan som erfordras för att uppnå jämvikt och belastningen på bergförstärkningen är deformationsberoende. Även tidpunkten när bergförstärkningen installeras har stor betydelse för bergförstärkningens funktion. Nyckeln till effektiv och ekonomisk bergförstärkning ligger i att anpassa bergförstärkningens deformationer till bergkonstruktionens. Val av förstärkningstyp och tidpunkt är viktiga. Kunskaperna om bergets deformationsegenskaper är tyvärr fortfarande begränsade. Här krävs fortsatt utveckling

Alternativa brottmekanismer

Vid analys av bergförstärkningsproblem måste man alltid beakta att alternativa brottmekanismer kan uppträda. Detta kan ske av två skäl:

- Flera brottmekanismer kan vara aktuella för en viss geologisk situation. Var och en måste beaktas och stabiliseras.
- Genom bergförstärkningen förändras bergkonstruktionens egenskaper, belastningsfall eller/och brottvillkor. Stabilitetsvillkoren även för denna nya konstruktion måste därför beaktas vid utformningen av bergförstärkningen.

4.2 Strategi

I många lägen är det svårt att göra en prognos för när brott kommer att ske och vilken typ av brott som kan förväntas. För dessa fall måste förstärkningen kunna tåla ett spektrum av laster och deformationer.

Det är av största vikt att man arbetar på ett systematiskt sätt för att kunna lösa de ofta svåra stabilitetsproblem som finns vid våra gruvor. Följande arbetsgång kan vara bra att följa:

1. Identifiering av problemet.
2. Bestäm mål och syfte med bergförstärkningen
3. Välj förstärkningssystem
4. Bestäm förstärkningsinsatsen
5. Kontrollera resultatet
6. Dokumentera gjorda erfarenheter

Rapportförteckning

1. Håkansson, U., Taube, A.: Uppföljning och analys av stabilitetsproblem, Laisvall. Teknisk rapport, G 2000-rapport 91:17, projekt 317, KTH & Boliden Mineral, 146 p.
2. Sandström, S., Holmberg, M.: Uppföljning och analys av stabilitetsproblem, Kristineberg. Teknisk rapport, G 2000-rapport 91:18, projekt 317, KTH & Boliden Mindeco, 89 p.
3. Sjöberg, J., Tillmann, K.: Uppföljning och analys av stabilitetsproblem, Zinkgruvan. Teknisk rapport, G 2000-rapport 90:32, projekt 317, Tekniska Högskolan i Luleå & Vieille Montagne Sverige, 83 p.
4. Holmberg, M., 1991: The mechanical behaviour of untensioned grouted rock bolts. Doctoral thesis, Dpt Soil and Rock Mechanics, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden, 128 p.

5. Fredriksson, A.: Brottmekanismer i berg runt tunnlar och orter. Teknisk rapport, G 2000-rapport 91:43, projekt 317, KTH, 48 p.
6. Rosengren, L.: Ytförstärkning. Litteraturstudie. Teknisk rapport, G 2000-rapport 90:39, projekt 317, Itasca Geomekanik AB, 81 p.
7. Fredriksson, A., Stille, H.: Brottmekanismer i berg runt tunnlar och orter. Teknisk rapport, G 2000-rapport 92:07, projekt 317, ADG Grundteknik & KTH, 67 p.
8. Board, M., Israelsson, J., Rosengren, L.: Calibration of the detailed model of the 804 reference room. Teknisk rapport, G 2000-rapport 91:27, projekt 317, Itasca Geomekanik AB, 96 p.
9. Board, M., Rosengren, L.: Analysis of alternative support methods at Kristineberg Mine. Teknisk rapport, G 2000-rapport 92:21, projekt 317, Itasca Geomekanik AB, 66 p.
10. Board, M., Rosengren, L.: Simulation of sill pillar mining at 600 m depth at the Kristineberg Mine. Teknisk rapport, G 2000-rapport 92:22, projekt 317, Itasca Geomekanik AB, 44 p.
11. Board, M., Rosengren, L.: Simulation of sill pillar mining at 1000 m depth at the Kristineberg Mine. Teknisk rapport, G 2000-rapport 92:23, projekt 317, Itasca Geomekanik AB, 44 p.
12. Board, M., Rosengren, L., Krauland, N., Sandström, S.: Summary report for the mining at great depth detailed rock support modelling project. Teknisk rapport, G 2000-rapport 92:24, projekt 317, Itasca Geomekanik AB & Boliden Mindeco, 43 p.
13. Sjöberg, J., Tillmann, K.: Bergförstärkning mot stabilitetsproblem i Zinkgruvan. Teknisk rapport, G 2000-rapport 92:37, projekt 317, Tekniska Högskolan i Luleå & Vieille Montagne Sverige, 41 p.
14. Håkansson, U., Taube, A.: Bergförstärkning mot stabilitetsproblem i Laisvall. Teknisk rapport, G 2000-rapport 92: Projekt 317, KTH & Boliden Mineral, 46 p.

Summary

This report has been based on the investigations carried out within the scope of the research project on rock support that has been founded by MITU. The project was one part in a national research project called "Mining technology 2000" (G2000).

In this project the failure mechanisms and corresponding rock support measures that frequently occurs in our Swedish mines have been studied. Three Swedish mines have specially been studied, one room and pillar mine, Laisvall, and two cut and fill mines at great depth, Kristineberg and Zinkgruvan. The main failure mechanisms that have been found is outfall of blocks, general shear failure in the rock mass and instability problems like buckling or spalling. The understanding of these mechanisms and their correlation to the actual stability problem is one very important factor to achieve an adequate rock support. One other point is to realise that the load to stabilize the rock depends on the deformation as well as the load in the rock support measures depends on the deformation and stiffness of the support. The understanding of this interaction between rock and support is one essential key to design an adequate rock support.

In the project special questions like behaviour of grouted rock bolts and the effect of surface support with shotcrete or net have been studied.

MELLANSKIVOR OCH RUMSTAK - TYPFALL OCH DIMENSIONERINGSKRITERIER

Strength and stability of sill pillars and stope roofs

Bengt Leijon, Conterra AB, Luleå

INLEDNING

Mellanskivor och rumstak kan sägas vara bergmekaniska konstruktionselement som nyttjas i flertalet brytningsmetoder, och är centrala vid t ex igensättningsbrytning och skivpallbrytning. Bergmekanisk probleminventering i samband med initieringen av forskningsprogrammet Gruvteknik 2000 (G2000) visade på 1) brister i kunskaperna om den mekaniska funktionen hos mellanskivor och rumstak; 2) behov av bättre dimensioneringsregler, och 3) tillgång till potentiellt lärorika praktikfall avseende dessa konstruktionselement. Därför initierades ett forskningsprojekt med målen att:

- Öka kunskapen om bärförmågan hos mellanskivor och rumstak. Detta inkluderar förståelse för bärförmåga som funktion av geologiska och geometriska faktorer.
- Utveckla användbara dimensioneringsregler för mellanskivor och rumstak.

I detta föredrag sammanfattas den arbetsmetodik som använts i projektet. Vidare ges exempel på resultat och kommentarer vad avser möjligheterna att omsätta resultaten i praktisk tillämpning.

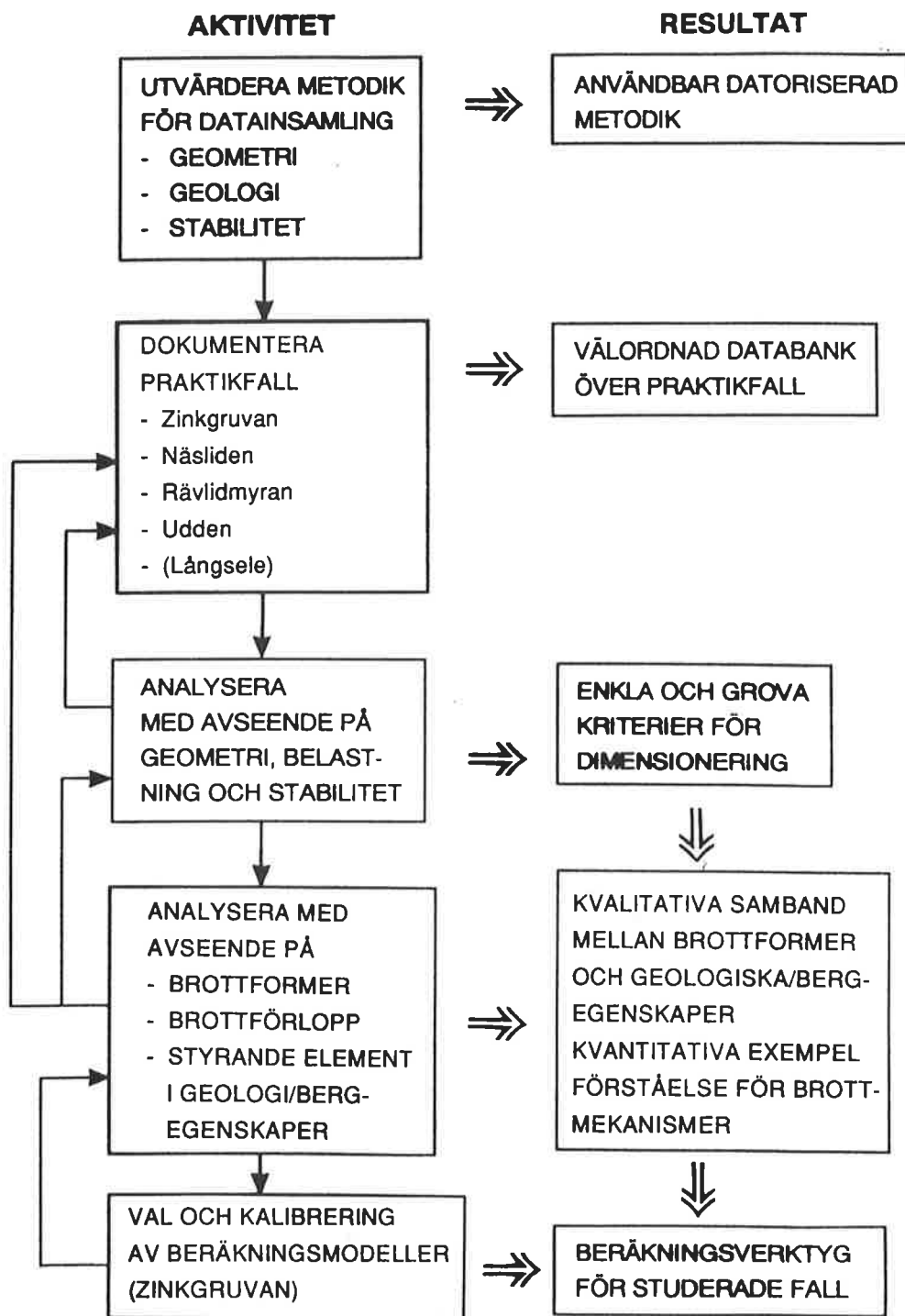
METODIK

Datainsamling

Figur 1 visar den principiella arbetsmetodiken för projektet, och indikerar arten av resultat från varje fas. Metodiken är i hög grad empirisk, och studien bygger på analys av befintliga praktikfall. I kombination med litteraturstudier och mera generella analyser har praktikfallen sedan möjliggjort formulering av allmän-giltiga resultat. De många återkopplingspilarna i Figur 1 anger ett i hög grad iterativt framåtskridande i denna process.

Praktikfallen har hämtats från följande gruvor:

- Zinkgruvan
- Näsliden
- Rävlidmyran
- Udden
- Långsele



Figur 1. Delmoment i projektet och motsvarande delresultat.

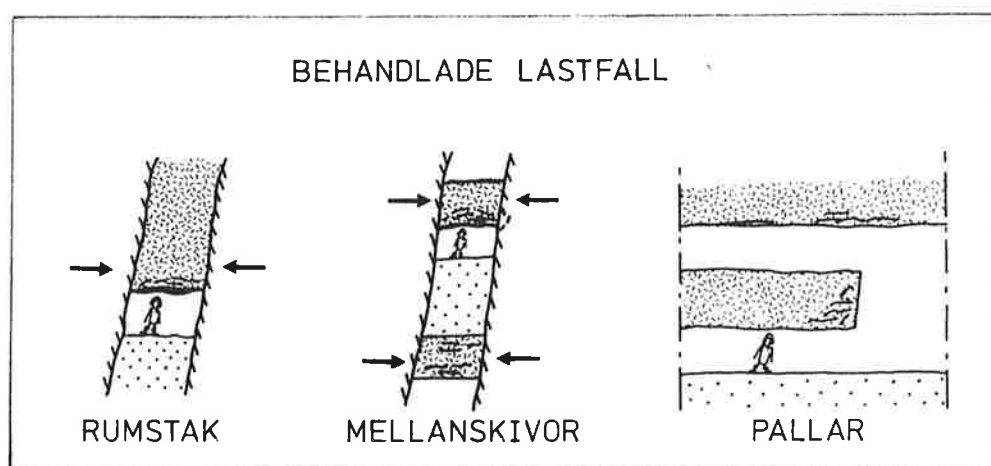
Figure 1. Flowchart illustrating the work-logic and results of the project.

Av uppräknningen framgår att projektet inriktats mot sulfidmalmsgruvorna. Brytningsmetoderna i de aktuella gruvorna har varit konventionell igen-sättningsbrytning eller olika former av skivpallbrytning, med eller utan efterföljande återfyllning av brytningsrummen.

Insatserna i Zinkgruvan har haft den största omfattningen och skiljer sig principiellt från återstoden av projektet såtillvida att syftet, förutom att bidra till generell kunskapsuppbyggnad, även har innefattat utveckling av för Zinkgruvan specifika analys- och dimensioneringsverktyg. Denna del av projektet behandlas därför i ett separat föredrag.

Övriga gruvor som bidragit med praktikfall återfinns i Skelleftefältet, och har alla slutbrutits och stängts för gott under projektiden. De kan kanske synas underligt att ägna dessa "de dödsdömda" så mycket intresse. Här har syftet emellertid inte varit att bistå de enskilda gruvorna, utan att bidra till generell kunskapsutveckling. I det avseendet har de valda gruvorna med sin kompletta brytningshistoria haft mycket att ge. Slutstadiet är dessutom av speciellt intresse eftersom det innebär maximala belastningar på kvarvarande mellanskivor och utgör ett facit för tidigare prognoser. De analyser av slutstadiet i Näslidengruvan som presenterades vid Bergmekanikdagen för tre år sedan (Nyström et. al., 1990) exemplifierar lärdomar som kan dras i det avseendet.

Informationen från de angivna gruvorna hämtades dels från egna fältstudier, men i hög grad också från befintliga källor. Med undantag av Zinkgruvan har inga direkta mätningar gjorts. Totalt dokumenterades ett fyrtiotal objekt hänförliga till tre olika belastningsfall - rumstak (inklusive omgivande sidoberg), mellanskivor och i några fall pallar, Figur 2. Ambitionsnivån har varierat från systematisk uppföljning av stabilitetsutveckling som funktion av brytningen under flera år (Zinkgruvan) till enkel dokumentation av geometrier i slutstadiet (Långsele).



Figur 2. Lastfall som behandlats.

Figure 2. Categories of construction elements studied; stope roofs, sill pillars (including their foundations) and benches.

Som Figur 1 visar föregicks dokumentationsarbetet i gruvorna av metodutveckling avseende själva datainsamlingen. Informationen från praktikfallen faller tekniskt sett väsentligen i tre kategorier:

- Geometri
- Geologi
- Stabilitet

Geometridata hämtades från gängse gruvkartering och innefattar alla skalor från gruvskala ner till enskilda rum/mellanskivor, allt som funktion av brytningen. Data om geologi och bergförhållanden hämtades dels från ordinarie gruvkartering, men också från bergmekaniska parameterbestämningar, bergklassificering mm.

Även stabilitetsförhållanden och skadeutveckling är funktioner av brytningen. Till denna kategori har även hänförts data om utförd förstärkning och allmän driftsinformation av betydelse. Informationen har hämtats från en rad källor, såsom driftsnoteringar, skadekartering, befintliga mätdata, tidigare bergmekaniska studier, minnen hos gruvans personal mm. Den i särklass viktigaste källan har visat sig vara visuella skadekarteringar. I det sammanhanget måste man notera bristen på allmänt vedertagna system för kvantitativ beskrivning av belastningsskador. Denna brist är förvånande, med tanke på den avgörande betydelse som visuella observationer av skadeutveckling har för möjligheterna att idka bergmekanisk erfarenhetsåterföring överhuvudtaget. Generella system är kanske en utopi, men frånvaron av dokumenterade försök att åstadkomma ens lokalt fungerande varianter är slående. Det system som Boliden tagit fram för eget bruk (Sandström, 1988) är ett undantag, och har med diverse modifieringar använts i föreliggande studie.

För att rationellt kunna överblicka och hantera rådata konstruerades en PC-baserad databank, grundad på ett CAD-program för grafiska data och ett därtill kopplat databasprogram för den skriftliga informationen. Databanken har beskrivits av Herdocia och Sjöberg (1990).

Sammanställning och analys

I jämförelse med planerade experiment innebär tillbakablickande studier av existerande praktikfall en del speciella svårigheter. I fallet experiment kan ju data genereras på ett sätt som är skraddarsytt med hänsyn till undersökningens mål. I vårt fall däremot, är den tillgängliga informationen från praktikfallen av varierande kvalitet, ursprungligen avsedd för andra ändamål och sällan fullständig. Utvärderingen måste anpassas därefter, vilket innebär resultat av skiftande art och tillförlitlighet. Av bland annat dessa skäl genomfördes analysarbetet stegvis, med succesivt ökande detaljeringsnivå, Figur 1.

I en första fas gjordes översiktliga spänningsanalyser med linjärelastiska modeller. I huvudsak användes beräkningsprogrammen MINSIM-D ("pseudo-3D", storskaliga modeller) och FLAC (konventionella 2D-analyser). Beräknade belastningar sattes därefter i relation till observerad sönderbrytning, definierad i

relativt grova nivåer. Alternativt relaterades beräkningsresultaten till stabilitetssituationen uttryckt i rent drivningsmässiga termer. Syftet med dessa analyser var att ta fram enkla spänningskriterier för viktiga skeden, t ex uppträdande av större utfall från tak eller slutgiltig kollaps av mellanskivor. Exempel 1 nedan summerar resultat avseende just mellanskivors bärförmåga.

I nästa skede analyserades vissa praktikfall mera i detalj, Figur 1. För dessa identifierades förekommande brottformer och brottsekvenser, vilket kräver tillgång till detaljerade fältobservationer av skadeutvecklingen. Uppträdande brottformer korrelerades därefter med bergförhållanden och geometri. Sådana samband är grunden för att förstå de mekanismer som styr brottförloppen och därmed grunden för val och kalibrering av beräkningsverktyg. Exempel 2 nedan beskriver detta steg närmare, och redovisar resultat avseende brottformer i rumstak.

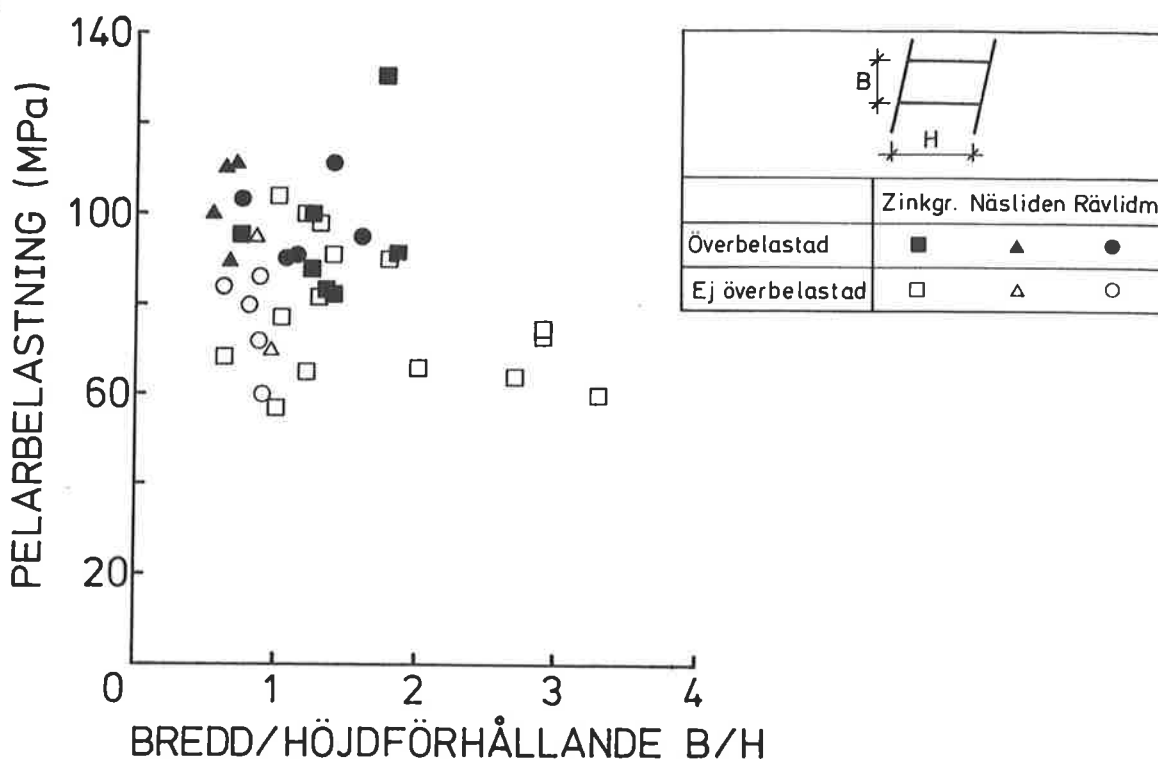
RESULTAT

Exempel 1: Mellanskivors maximala bärförmåga

Slutliga dimensioner på mellanskivor bestämdes för ett stort antal fall, och motsvarande belastningar beräknades. Dokumentation av sönderbrytningen i mellanskivorna resulterade i ett antal fall där den maximala bärförmågan klart hade överskridits i slutstadiet och ett antal fall där detta inte hade inträffat. En tredje, och ganska stor grupp utgjordes av mellanskivor där svåra stabilitetsproblem satt punkt för brytningen, men där det inte är känt om slutskedet svarade mot mobilisering av maximal bärförmåga.

Figur 3 återger resultat för någorlunda väldefinierade fall, dokumenterade i Zinkgruvan, Näsliden och Rävlidmyran. Eftersom en mellanskiva kan betraktas som en liggande pelare använder vi oss av gängse nomenklatur för pelare. Vi plottar alltså pelarbelastningen, definierad som överförd kraft dividerad med tvärsnittsarean vinkelrätt belastningsriktningen, som funktion av pelarens s.k formfaktor, dvs bredd/höjd-förhållandet (B/H). Observera definitionerna av bredd och höjd för den liggande pelaren.

De fyllda symbolerna i Figur 3 visar fall där belastningen definitivt eller sannolikt uppgått till, eller överskridit, den maximala bärförmågan. Öppna symboler markerar fall där hållfastheten inte överskridits för pelaren i sin helhet. Det första vi kan konstatera är att det kritiska skedet inträffar för bredd/höjdförhållanden i intervallet 0.5-1.8, vilket knappast kommer som någon överraskning för gruvingenjörer. Det andra är att de båda kategorierna förvisso överlappar vad gäller belastning, men överlappningen begränsar sig approximativt till intervallet 80-100 MPa. En rimlig ansats är därför att ta detta som ett grovt kriterium för mellanskivors hållfasthet. Kriteriet bör hålla åtminstone i miljöer jämförbara med de tre nämnda gruvorna, som alla kännetecknas god hållfasthet i malmen medan förhållandena i kontakterna mot sidoberget varierar inom vida gränser.

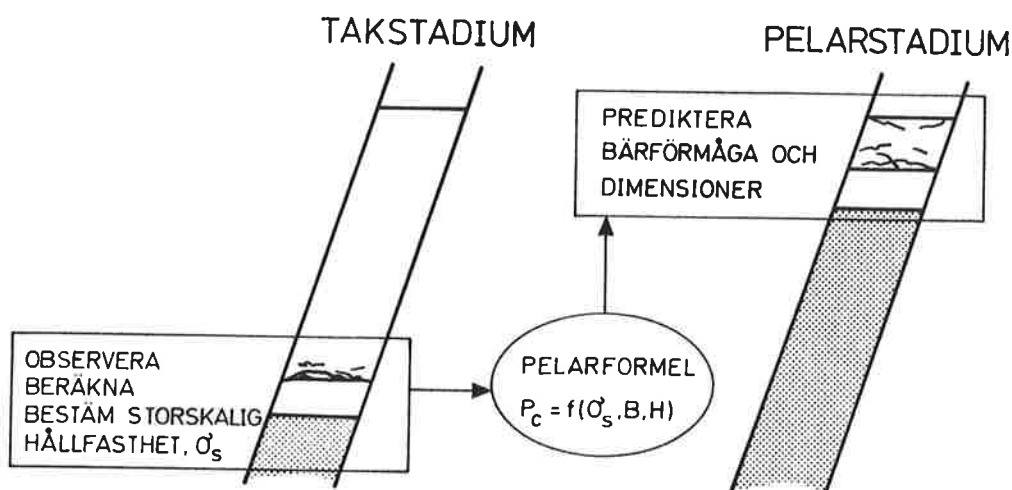


Figur 3. Beräknad belastning på mellanskivor i slutstadiet, som funktion av bredd/höjd-förhållande. Resultat från Zinkgruvan, Näsliden och Rävlidmyran.

Figure 3. Calculated pillar stress as a function of width-to-height ratio for sill pillars at the Zinkgruvan, Näsliden and Rävlidmyran mines. Data refer to the final stage of mining.

Resultaten kan även analyseras på gruvspecifik basis och med avseende på variationer i geometri och geologi. Det är väl känt att pelarhållfastheten beror av geometrin, dvs storlek och form på pelaren. Storlekens inverkan är ett utslag av hållfasthetens allmänna skalberoende, och pelarformens inverkan förklaras principiellt av skillnader i inspänningsgrad mellan en slank och en trubbig pelare. Litteraturen uppvisar en omfattande flora av empiriska s.k pelarformler, som direkt uttrycker pelarhållfastheten som funktion av någon mer eller mindre bestämbar hållfasthetsparameter och pelarens geometri, uttryckt i parametrar som bredd, höjd, volym och bredd/höjd-förhållande (se t ex Sjöberg, 1990). Pelarformler används flitigt och ibland framgångsrikt i praktisk gruvdesign. När det gäller mellanskivor i igensättningsgruvor har vissa formler visat sig applicerbara i det sammanhang som illustreras i Figur 4; Genom beräkningar och observationer i rumstaket under tidigare brytningsstadier bestäms den storskaliga hållfastheten för aktuella bergförhållanden. Pelarformler används därefter för att "översätta" bärförmågan avseende rumsgeometrin till motsvarande värden för pelargeometrin. Använt på gruvspecifik basis och under antagande av konstant geologi har förfarandet fungerat väl (Nyström et.al., 1990; Nyström 1992). Graden av framgång hänger emellertid mindre på valet av pelarformel (geometrifaktorn) men desto mera på korrekt bestämning av storskalig hållfasthet (geologifaktorn).

Resultaten i Figur 3 antyder inte något samband mellan formfaktorn B/H och pelarhållfastheten, eller i varje fall inte något samband som går att urskilja inom aktuellt B/H -intervall och för aktuell spridning i data. Mer ingående utvärdering har också visat att resultaten inte låter sig inordnas i något enkelt samband av typ pelarformel. Man bör i sammanhanget komma ihåg att pelarformlerna har sina rötter i miljöer där sambanden kunnat bestämmas från talrika observationer av ett stort antal geometriskt väldefinierade och geologiskt likartade pelare (t ex rum- och pelarbrytning i kolgruvor). Våra mellanskivor uppfyller inte dessa krav, och slutsatsen blir därför att, med undantag av applikationer enligt Figur 4, är empiriska pelarformler i vårt fall inte applicerbara.



Figur 4. Platsspecifik bestämning av storskalig hållfasthet genom observationer i brytningsrum, och prediktering av mellanskivans bärförmåga med hjälp av pelarformel.

Figure 4. Prediction of pillar strength on the basis of observations in earlier mining stages and application of pillar equations.

När det gäller geologins betydelse för pelarhållfastheten ligger det närmast till hands att undersöka eventuella samband med grova indikatorer på bergkvalité, såsom enaxiell tryckhållfasthet eller resultat från bergklassificering. Tabell 1 visar medelvärden för enaxiell tryckhållfasthet i malm, σ_c och för pelarhållfastheten, P_c för de tre gruvorna. I likhet med Figur 3 visar tabellen att pelarhållfastheten varierar inom snäva intervall. Förhållandet P_c/σ_c kan ses som en enkel "skalfaktor" och har värden kring 0.4. Det kan jämföras med den gamla s.k "tredjedelsregeln" som säger att hållfastheten i full skala är en tredjedel av laboratorieprovets. Tabellen antyder alltså att tredjedelsregeln i fallet mellan-skivor kan upprevideras till en 40% - regel.

Mera detaljerad klassificering av pelarhållfastheten med avseende på geologin är motiverad, men kräver ett annat angreppssätt än de enkla relativt enkla analyser som resultaten i Figur 3 bygger på.

Tabell 1. Enaxiell tryckhållfasthet i malm (medelvärde) och pelarhållfasthet (medelvärde och ungefärlig spridning) för mellanskivor i Zinkgruvan, Näsliden och Rävlidmyran.

Gruva	Enaxiell tryckhållfasthet σ_c (MPa)	Pelarhållfasthet P_c (MPa)	P_c/σ_c
Zinkgruvan	ca 220	90±10	0.41
Näsliden	ca 260	102±10	0.39
Rävlidmyran	≤225	96±9	≥0.43

Sammanfattningsvis visar alltså exemplet att resultaten ger underlag för grova kriterier för mellanskivors bärförmåga. Motsvarande kriterier kan tas fram för andra typer av brott som t ex uppkomst av spjälkbrott i rumstak eller bärighetsbrott i sidoväggarna som utgör mellanskivornas upplag. Däremot tillåter inte resultaten några långtgående slutsatser vad avser inverkan av bergförhållanden eller geometriska faktorer på bärförmågan. Det beror inte på att sådana samband saknas. Huvudskälen är istället att:

- Beräkningarna har gjorts med linjärelastiska modeller, och inkluderar större eller mindre förenklingar av verkliga geometrier, jfr det första analysskedet enligt Figur 1. Tolkningen måste anpassas därefter, annars överskrider modellernas giltighetsområden.
- Observationerna av mellanskivornas sönderbrytningsgrad lider i en del fall av motsvarande brister. Det kan i praktiken vara mycket svårt att i fält avgöra om och när den maximala bärförmågan överskrids.

För att komma vidare mot dimensioneringsverktyg med bättre upplösning måste det till en högre detaljeringsgrad vad gäller beskrivning av geologi/bergförhållanden och kvantifiering av sönderbrytningsprocesser, liksom beräkningsmodeller som förmår att korrekt simulera dessa processer. Med andra ord måste vi enligt metodiken i Figur 1 förflytta oss från den första första analysfasen till den andra.

Exempel 2: Brottformer i tak som funktion av bergförhållanden

Ett omfattande arbete har lagts ned på att identifiera och dokumentera de brottformer och brottförlopp som uppträtt i tak och sidoväggar på studerade brytningsrum. Som nämnts tidigare har syftet varit att förstå och beskriva sambanden mellan den uppträdande sönderbrytningen, geologin och geometrin.

Förutsättningarna för detta är tillgång till systematiska fältobservationer av betydligt högre detaljeringsgrad än vad som erfordras för att upprätta belastningskriterier av den typ som visades i Exempel 1 ovan. Kärnan i

analysen är att ur den mångfald och variation som kännetecknar både brottformer och bergförhållanden förmå extrahera de för brottprocessen avgörande parametrarna och sambanden. Viktiga arbetsverktyg är noggrann strukturering av fältinformationen, fundamentala statistiska och kinematiska betraktelser, samt parameterstudier med hjälp av numeriska modeller. De modellverktyg som nyttjas inkluderar tvådimensionella kontinuum- och diskontinuummodeller upprättade med hjälp av beräkningsprogrammen FLAC respektive UDEC.

Analyserna har bedrivits först enskilt för varje gruva, därefter i mera generell form med de gruvspecifika resultaten som underlag. De former av sönderbrytning som studerats avser tak i horisontella rum, sidoväggar i anlutning till taket (bärighetsbrott) och i fallet Zinkgruvan även vertikala pallbryn. De båda lastfallen rumstak och mellanskiva kan i det här sammanhanget väsentligen behandlas gemensamt. Frånsett belastningsnivån, och undantaget "sena" pelarstadier är nämligen tillståndet i taket och väggarna tämligen oberoende av höjden på det parti som återstår ovanför taket. Brottförloppen är givetvis starkt beroende av befintlig bergförstärkning. Studier av bergförstärkningens effekter har inte ingått i projektet, men dessa måste ändå tas med i bilden då olika brottformer utvärderas. Generellt gäller att ju längre sönderbrytningen framskridit, desto svårare är uttolkningen av det mekaniska skeendet, och desto större är inverkan av förstärkningen på detta skeende.

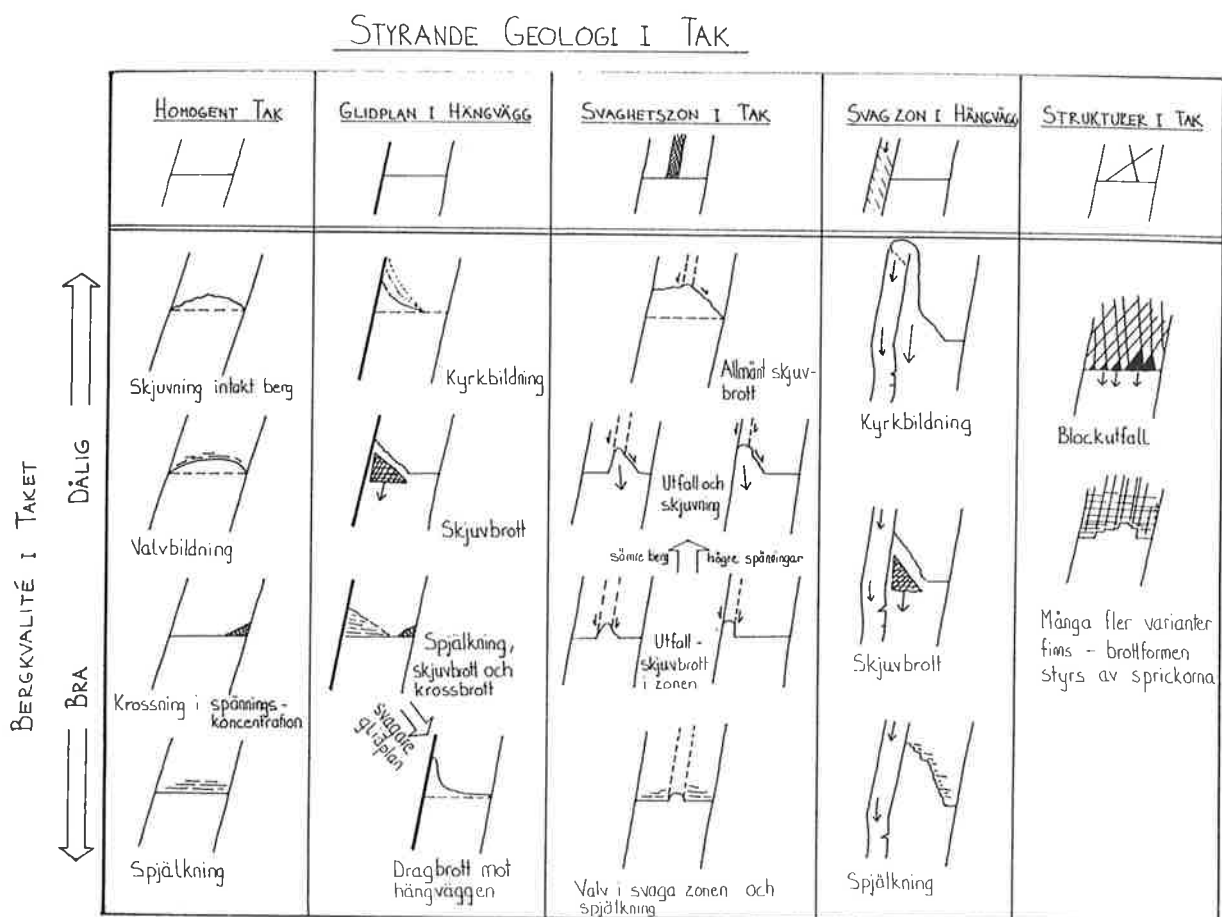
Figur 5 visar, i maximalt generaliserad form, ett resultatexempel avseende brottformer i tak som funktion av några vanliga "typfall" av geologi i taket och av bergkvaliten. De fem geologiska typfallen har skissats på den horisontella axeln. Bergkvaliten indikeras på den vertikala axeln, graderad i enklast tänkbara glidande skala, från bra berg till dåligt berg. I diagrammet kan vi t ex avläsa att i ett geologiskt homogent tak med bra bergkvalite kan vi förvänta oss uppspjälkning parallellt taket, medan fallet sprucket berg i taket ger blockutfall, men av en sådan variationsrikedom vad beträffar former att beskrivning därav kräver en särskild uppsättning diagram.

Diagrammet i Figur 5 kan utökas, graderas finare och förses med kvantitativ beskrivning av bergegenskaperna. Vidare avslöjar diagrammet ingenting om inverkan av geometriska parametrar (stupning, spännvidd, takvinkel) eller uppträdande sekvenser av brottformer, som kan ses som parametrar på en tredje respektive fjärde axel i diagrammet.

Enskilda brottmoder och brottförlopp har också analyserats och beskrivits mera ingående. Detta har gjorts dels genom att redovisa kvantitativa exempel, dvs dokumenterade fall där geometri, bergparametrar och motsvarande konsekvenser i form sönderbrytningsformer, grad av progressivitet etc kunnat anges. Dels har numeriska modeller nyttjats för att i mera generell bemärkelse öka förståelsen för vissa brottförlopp och bakomliggande mekanismer, identifiera nyckelparametrar och studera inverkan av dessa. Figurerna 6 och 7 exemplifierar detta; I Figur 6 indikeras observationer gjorda i Rävlidmyran, som visade att brottformerna i rumstaken ganska distinkt kunde kopplas till typen av malm och till friktionsegenskaperna i hängväggskontakten. Figur 7 sammanfattar principiella resultat från en parameterstudie, utförd med beräkningsprogrammet FLAC, där

inverkan av just malmens hållfasthetsegenskaper (här representerad av kohesionen) och friktionsvinkeln i hängväggskontakten studerades.

Det sammantagna resultatet av analysprocessen kan närmast beskrivas som ett slags bilderbok där man i ord och bild söker beskriva de effekter som geologi och geometri har på brottförlopp i tak och sidoväggar. Ritade skisser är det enda sätt varmed geometrier, geologiska typfall och brottförlopp kan redovisas överblickbart. Beskrivningen av bergegenskaperna (hållfasthet, spricksituation mm) är en problematisk avvägning mellan önskemålet att använda universella, någorlunda kvantitativa mått såsom hållfasthetsparametrar, Schmidt-diagram och klassificeringsindex, och avnämarnas krav på resultat som kan kommuniceras utanför den bergmekaniska sfären. Något generellt recept för detta har projektet inte frambringat. I huvudsak har strategin varit att beskriva bergförhållandena i klartext, och bifoga parametervärden efter behov.



Figur 5. Förenklad sammanställning av brottformer i rumstak för några geologiska typfall, som funktion av hållfastheten i taket.

Figure 5. Schematic illustration of failure modes in stope roofs as a function of geology and rock mass strength.

APPLIKATIONER

En ledstjärna för hela G2000-programmet har varit att producera FoU-resultat med tydliga och kostnadsbesparande applikationer i gruvorna. Det finns därför anledning att som avslutning kommentera föreliggande projekt ur den synvinkeln. Vi använder oss återigen av Figur 1, och betraktar delresultaten var för sig.

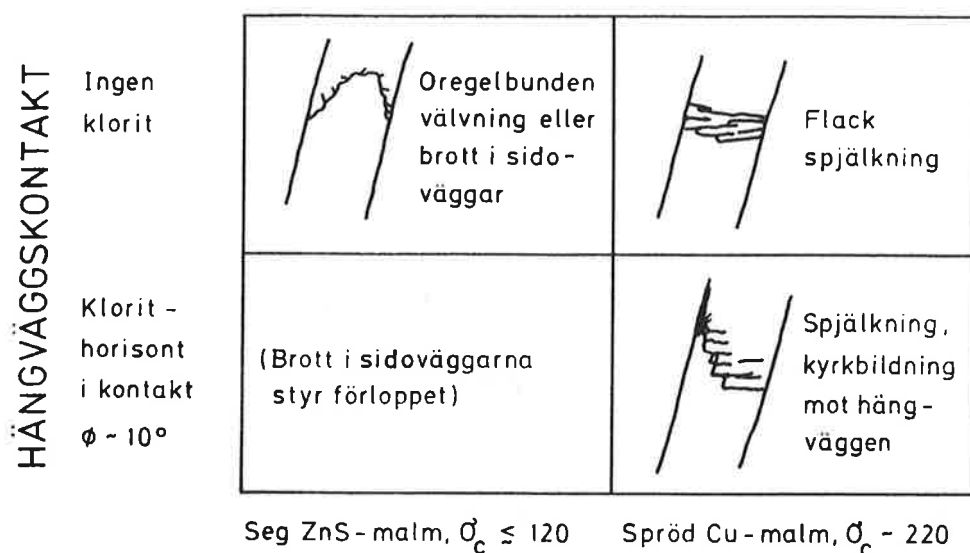
Databanken. Utan tvivel kommer den hård- och mjukvara som den datoriserade databanken bygger på att vara passé inom några år. Det är inte heller sannolikt att gruvplanerare finner anledning att utnyttja den aktivt. Det finns i sammanhanget anledning att poängtera skillnaden mellan en enkel databank, vilket är vad projektet producerat, och det därmed ibland sammanblandade begreppet expertsystem. Databanken löser alltså inga problem. Den har emellertid varit en förutsättning för genomförandet av projektet i övrigt, vilket krävt möjlighet till effektiv hantering och presentation av data. Ett exempel som kan synas trivialt men som har stor praktisk betydelse är möjligheten att snabbt kunna överblicka geometrier, från gruvskala till decimeterskala. Vidare har databanken ett potentiellt värde för framtida FoU, eftersom det fortfarande är brist på väl dokumenterade praktikfall.

Belastningskriterier för dimensionering. De översiktliga analyserna har resulterat i enkla spänningskriterier som har sin givna applikation i dimensionering, framförallt i samband med långsiktig planering. De typer av stabilitetsproblem som kan prognosticeras begränsar sig till sådana som är i huvudsak spänningskontrollerade. Hit hör förutom mellanskivors bärförmåga även spjälkbrott genom intakt berg, varianter av skjuvbrott i tak och i viss mån instansningsbrott, där malmen trycker sönder sidoväggarna. En viktig fördel är att tillämpning kräver små insatser i form av insamling av indata och beräkningar. Modellernas begränsade giltighetsområden måste emellertid hållas i minnet. Kriterierna kan tala om när brott inträffar och ibland vilken typ av brott som uppträder först. De kan inte ange hur brottförloppet utvecklas, och än mindre anvisa lösningar på stabilitetsproblemen.

Brottformer som funktion av geologi och geometri. Tillämpningsområden för denna typ av resultat är:

- Kvalitativa prognoser av kommande brytningsmiljö
- Underlag för val och kalibrering av kvantitativa beräkningsverktyg för detaljerade prognoser
- Underlag för val av förstärkning

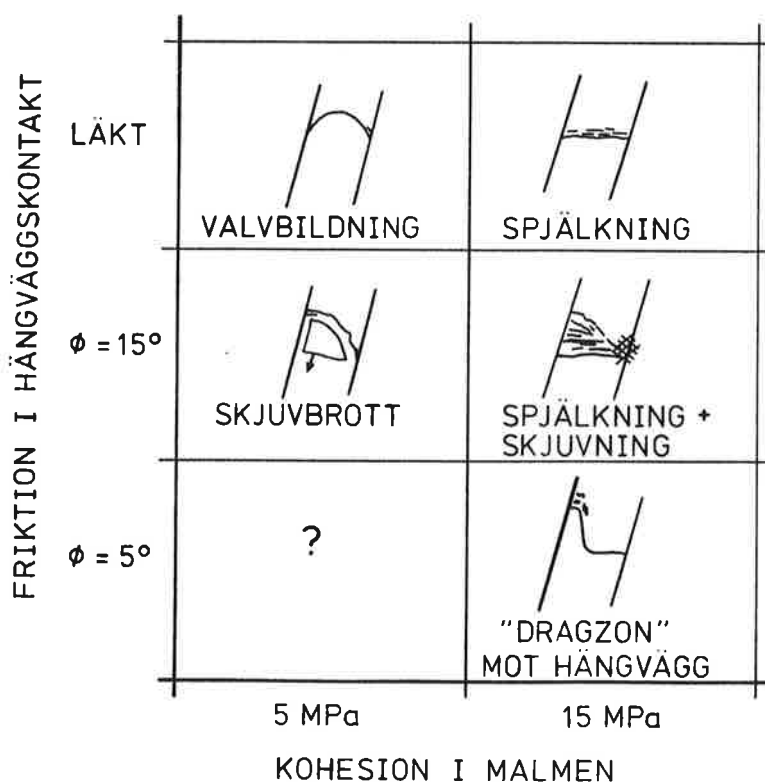
Delar av resultaten har behandlats tidigare, i samband med studier avseende de enskilda gruvorna (vi kan t ex erinra oss de omfattande resultaten från Näslidenprojektet). De jämförande och övergripande studier av praktikfall från olika gruvor som ingått i föreliggande projekt har emellertid tillfört väsentligt bättre överblick. Vidare har studien demonstrerat att de för gruvorna gemensamma nämnarna, i form av i grunden likartade stabilitetsproblem och allmän-giltiga parametersamband av den typ som illustreras i Figur 5, är flera och viktigare än vad miljön i en enskild gruva ibland ger intryck av.



HÅLLFASTHET I MALM

Figur 6. Observerad koppling i Rävliidmyran mellan malmtyp, klorithorisont i hängväggskontakten och brottform i taket..

Figure 6. Failure modes observed in the Rävliiden mine.



Figur 7. Principiella resultat från en parameterstudie där brottformernas beroende av malmens kohesion och friktionsvinkeln i hängväggskontakten studerades.

Figure 7. Results from numerical modelling, exploring effects of cohesion of the ore and friction angle of the hanging wall contact on failure mode.

Beräkningsverktyg för detaljerade prognoser. Denna del avser Zinkgruvan. Mer därom, som sagt, i ett separat föredrag.

RAPPORTER OCH PUBLIKATIONER FRÅN PROJEKTET

Andersson, L., 1987. Pelarhållfasthet och pelarstabilitet i Zinkgruvan. Examensarbete 1987: 077E, Högskolan i Luleå.

Herdocia, A. och Sjöberg, J., 1990. Databank för bergmekaniska konstruktionselement i svenska gruvor. BeFo's Bergmekanikdag 1990, pp 171-179.

Leijon, B., 1992. Bergmekanisk dokumentation och analys av mellanskivor i Rävlidmyran. G2000 92:41, MITU, Luleå.

Nyström, A., 1988. Slutstadiet i Näslidengruvan. Examensarbete 1988:12E, Högskolan i Luleå.

Nyström, A. och Leijon, B., 1990. Dokumentation av mellanskivor i Uddengruvan, Intern projektrapport.

Nyström, A., Leijon, B. och Krauland, N., 1990. Metodik för dimensionering av mellanskivor - en epilog från Näslidengruvan. BeFo's Bergmekanikdag 1990, pp181-195.

Sjöberg, J., 1989. Slutbrytning av två mellanskivor i Zinkgruvan. Teknisk Rapport 1989:38T, Högskolan i Luleå.

Sjöberg, J., 1990. Dimensionering av pelare i gruvor - en statusrapport. Teknisk Rapport 1990:39T, Högskolan i Luleå.

Sjöberg, J., 1992. Dimensioneringsteknik för rumstak och mellanskivor i Zinkgruvan. Teknisk Rapport 1992:13T, Högskolan i Luleå.

Sjöberg, J., 1992. Stability of stope roofs and sill pillars in cut-and-fill and open stope mining, with application to the Zinkgruvan Mine. Licentiate Thesis 1992:16L, Luleå University of Technology, Luleå, Sweden.

Sjöberg, J. och Nyström, A., 1990. Databank för pelarstrukturer - Manual. Teknisk Rapport 1990:26T, Högskolan i Luleå.

ÖVRIGA REFERENSER

Sandström, S., 1988. Bergmekanisk karteringsmetodik för skador och sönderbrytning. Intern Rapport, Boliden Mineral AB.

SUMMARY

As part of several research efforts in applied rock mechanics, conducted within the Mining 2000 (G2000) program, strength characteristics and failure behavior of stopes and sill pillars in a number of Swedish mines have been investigated. The prime objective of the project was to develop design guidelines for these construction elements. The mines studied are cut-and fill or open stoping operations in steeply dipping, tabular ore bodies. Typical conditions include high rock stresses, a wide spectrum of strength characteristics and often high-strength sulphide orebodies bordered by much weaker sidewalls and altered contact zones.

An empirical approach was adopted for the investigation. An extensive amount of data was collected on mine geometry, local geology, associated geomechanical parameters and stability conditions. In a first phase of analysis, observations of stability conditions were correlated with results from stress analysis conducted by means of linear elastic numerical models. This provided simple and more or less crude stress criteria for onset of different kinds of failure.

To develop a better conceptual understanding of the observed failure phenomena, much effort was devoted to systemizing documented modes and sequences of failure, and to correlate this information with local geology. Furthermore, continuum and discontinuum modelling was used as an aid to explore the mechanisms responsible for observed failures. This highly iterative process of data reduction, correlation and analysis was found very useful in terms of identifying key geological features, ranges and combinations of material characteristics etc, that control failure behavior. Results evolved in the form of qualitative illustrations of failure processes for different geological base cases, as well as mine-specific examples and generalizations thereof.

It is concluded that the adopted, observational investigation methodology has significant potential. The prerequisite is access to relevant field data from case-studies. There is a current data shortage, especially as regards visual failure observations, which need to be continuously and systematically collected as mining progresses. Given access to such information, the methodology can be used to predict bearing capacity and failure behavior, on the basis of geology and geometry. This, in turn, enables guidelines to be formulated on (i) stope design, (ii) support design, and (iii) concepts and models to be used for detailed analysis of specific cases.

MELLANSKIVOR OCH RUMSTAK - DIMENSIONERINGS-METODIK I ZINKGRUVAN

Design methods for stopes and sill pillars at the Zinkgruvan Mine

Jonny Sjöberg, Itasca Consulting Group Inc., Minneapolis, USA

Bengt Leijon, Conterra AB, Luleå

Kjell Tillman, Vieille Montagne Sverige, Zinkgruvan

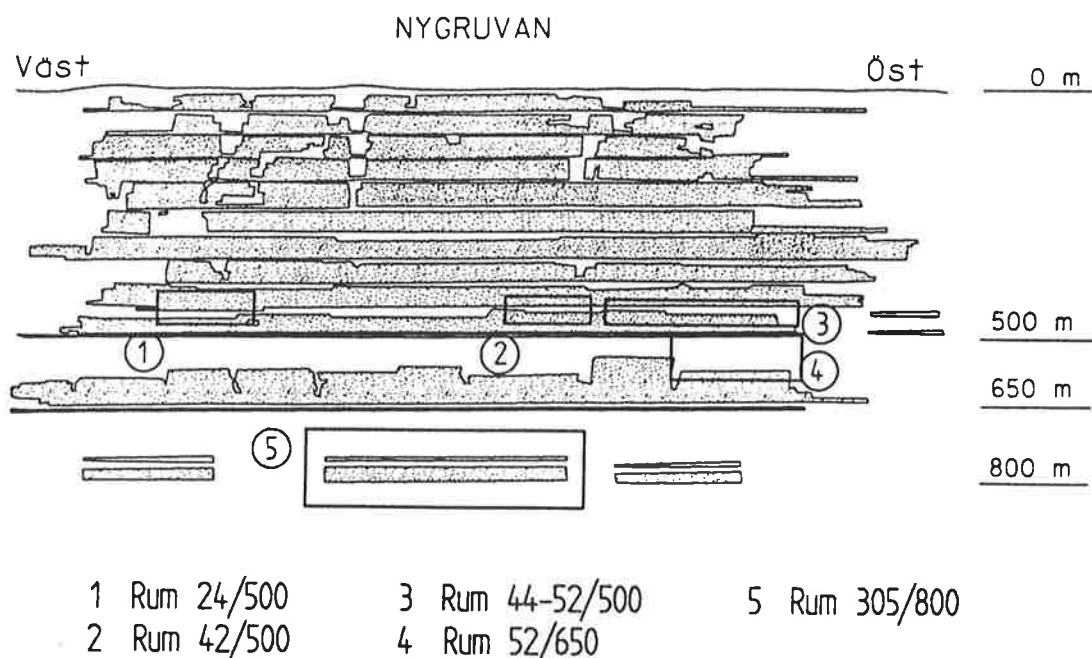
INLEDNING

Zinkgruvan, belägen strax utanför Askersund, är för närvarande landets största zinkproducerande gruva. Gruvan drivs av Vieille Montagne Sverige, och årsproduktionen är ungefär 700 000 ton zink-bly malm. Den största delen av produktionen kommer från Nygruvan, där malmkroppen utgörs av en brantstående, ganska jämntjock och delvis veckad skiva. Fyndigheten är känd till 1300 meters djup under markytan. Huvudmalmen har en medelbredd på 7 meter och bryts längs en sträcka på 1800 meter i strykriktningen. En för närvarande inte brytvärd parallellmalm återfinns på hängsidan om huvudmalmen.

Figur 1 visar en vertikal längdprojektion av Nygruvan. Brytningen har idag nått 840 meters nivå, där nivånummer också avser djup under markytan. Etageavstånden har varit 50 meter ned till och med nivå 500, och 150 meter för etager därunder. Malmproduktionen sker i nuläget på nivåerna 650 och 800, samt under nivå 800. Igensättningsbrytning har sedan länge varit den dominerande brytningsmetoden, men på senare år har olika former av pallbrytning succesivt övertagit den rollen. Övergången till pallbrytning har huvudsakligen föranletts av ökade produktionskrav.

En ökande frekvens av stabilitetsproblem har under en längre tid noterats i Nygruvan. Större brytningsdjup, nya brytningsmetoder och högre produktions-takt har accentuerat betydelsen av dessa. Stabilitetsproblemen yttrar sig dels som lokal, spänningsinducerad uppspjälkning, men också som större och mer okontrollerade ras i brytningsrummen. I första hand har rumstak berörts men även mellanskivor mellan etager har utsatts för skador.

Kontinuerlig bergmekanisk verksamhet, innefattande både driftsrelaterade aktiviteter och beräkningar till stöd för mera långsiktig planering, har på senare år etablerats på plats i Zinkgruvan. Vidare har gruvan genom åren varit föremål för ett antal separata undersökningar. Tak- och förstärkningsproblem behandlades inledningsvis redan på 1960-talet av Kvapil et. al. (1967). Ett bredare upplagt forskningsprojekt innefattande bergspänningsmätningar, parameterbestämningar och stabilitetsprognoser för brytning på djupet genomfördes för tiotalet år sedan (Borg et. al., 1984). Fältobservationer och beräkningar av Andersson (1987) resulterade i ett grovt men användbart kriterium för brott i icke-inspant berg, motsvarande lokal uppspjälkning.



Figur 1. Vertikal längdprojektion av Nygruvan med studerade brytningsområden markerade.

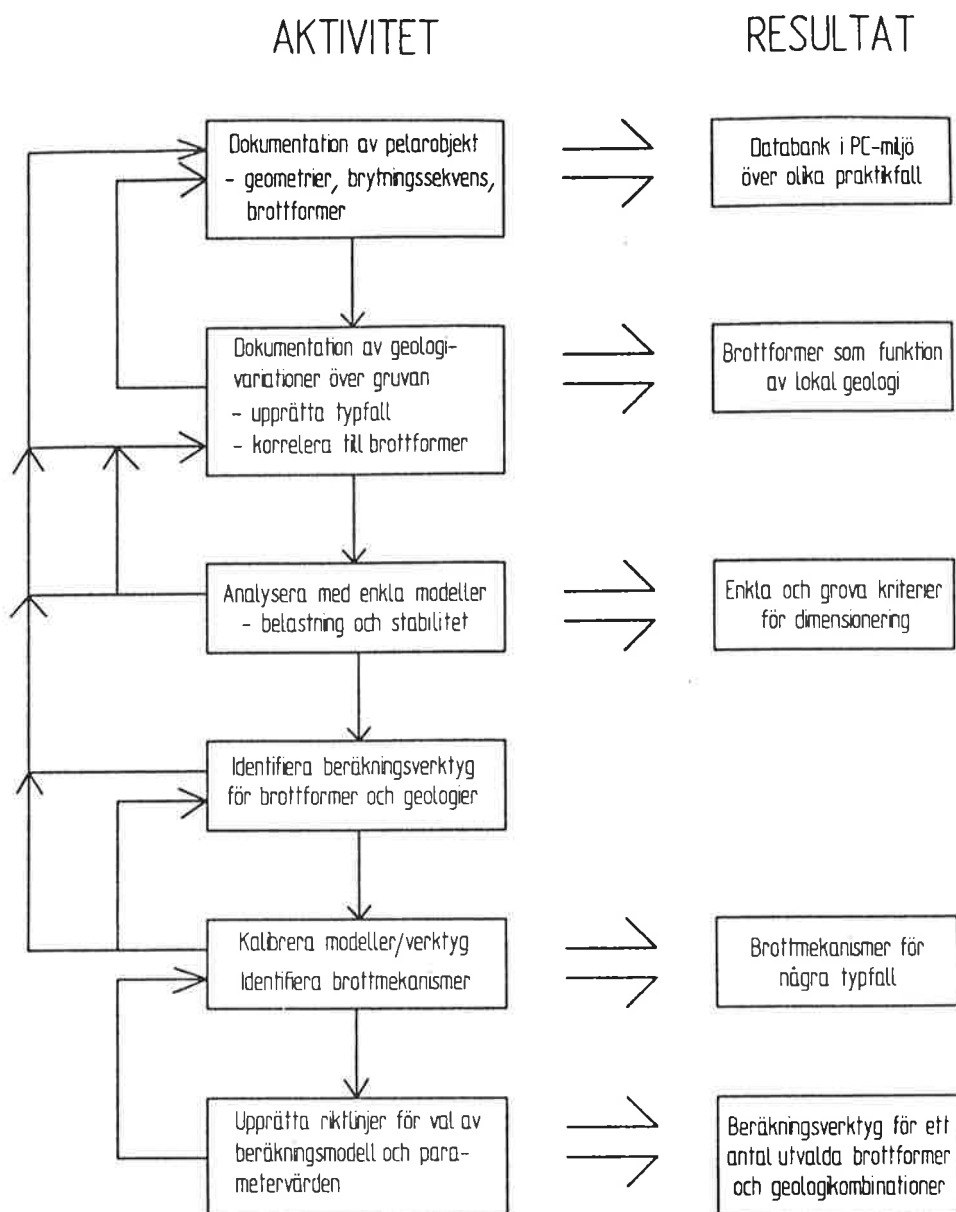
Figure 1. Vertical longitudinal section of the Nygruvan orebody, Zinkgruvan. Numbers refer to areas investigated within the present study.

Sammantaget kunde konstateras att dessa befintliga studier resulterat i ett gott faktaunderlag vad beträffar framförallt spänningssituationen i gruvan och även materialparametrarna, men mer bristfällig kännedom om förekommande brottformer och de mekanismer som styr dessa. Detta har direkt inverkan på möjligheterna att praktiskt tillämpa resultaten från beräkningar. Vidare kunde man påvisa behov av en längre driven dimensioneringsteknik för tak och mellanskivor, för att kunna anpassa brytningslayout och sekvens till varierande bergförhållanden. Det krävdes alltså bättre bergmekaniska verktyg för att förutsäga när olika former av sönderbrytning uppträder, men också metoder att åtgärda dessa problem.

Med detta som bakgrund initierades föreliggande projekt inom ramen för Gruvteknik 2000. Målet formulerades enligt följande:

- Att utforma metodik för dimensionering av tak och mellanskivor för i Zinkgruvan vanliga geologiska och belastningsmässiga situationer.

Vad gäller genomförande kan projektet uppdelas i ett antal delmoment enligt Figur 2. Metodiken är i stort analog med den som definierats för den övergripande studien avseende rumstak och mellanskivor i flera gruvor, och som presenteras i ett separat föredrag. Skillnaden är ambitionsnivån, som i det här fallet även inkluderat för Zinkgruvan specifika dimensioneringsverktyg.



Figur 2. De olika delmomenten samt förväntade resultat från projektet.

Figure 2. Flow-chart illustrating activities and results of the present study.

Den första delen av projektet innefattade dokumentation av de brottformer som uppträder i olika delar av gruvan. I första hand studerades områden med pallbrytning, men enstaka igensättningsrum har också inkluderats, Figur 1. Förutom brottformer i tak och mellanskivor har även skador i rummens väggar dokumenterats, eftersom dessa kan ha stor betydelse för stabiliteten.

Denna inledande del följdes av en dokumentation av de geologiska variationerna över gruvan, i syfte att systematisera dessa i ett antal typfall till vilka brottformer senare kunde relateras. Den databank i PC-miljö som beskrivits tidigare utnyttjades för att lagra den ganska omfattande informationsmängd som fältdokumentationen gav upphov till.

För att möjliggöra dimensionering av tak eller mellanskivor måste någon form av beräkningsverktyg nyttjas. Det tredje steget i projektet blev följaktligen att identifiera lämpliga beräkningsmodeller för de olika kombinationerna av brottformer och geologisk miljö. Det finns två principiellt olika sätt att angripa detta på - antingen med enkla men starkt förenklade modeller, eller med mera komplicerade modeller som söker reproducera det faktiska skeendet i bergmassan kring ett brytningsrum. Båda angreppssätten har sina tillämpningar. De enkla modellerna kan nyttjas med relativt begränsad tillgång på indata. Ett exempel är enkla spänningsanalyser av kritiskt belastade brytningsrum, som kan användas för att relatera spänningsnivå till brottformer. Dessa relativt grova kriterier är mycket användbara, just beroende på sin enkelhet, vid analyser i tidiga planeringsskeden.

Med mer komplexa modeller kan brottutvecklingen i bergmassan simuleras i större utsträckning. De kräver dock fler och bättre kända ingångsparametrar, speciellt hållfasthetsvärden. Vidare krävs ingående kalibrering innan modellerna kan sägas representera en specifik brottform/geologi-kombination. Kalibreringsprocessen blir samtidigt en hjälp till att identifiera de mekanismer som styr brottformerna. Kunskap om brottmekanismer är av stort värde, exempelvis vid val av bergförstärkning för ett specifikt stabilitetsproblem. Slutligen kan relativt detaljerade riktlinjer upprättas för val av beräkningsmodeller och parametervärden för fortsatta detaljerade analyser av brytningsrum och mellanskivor.

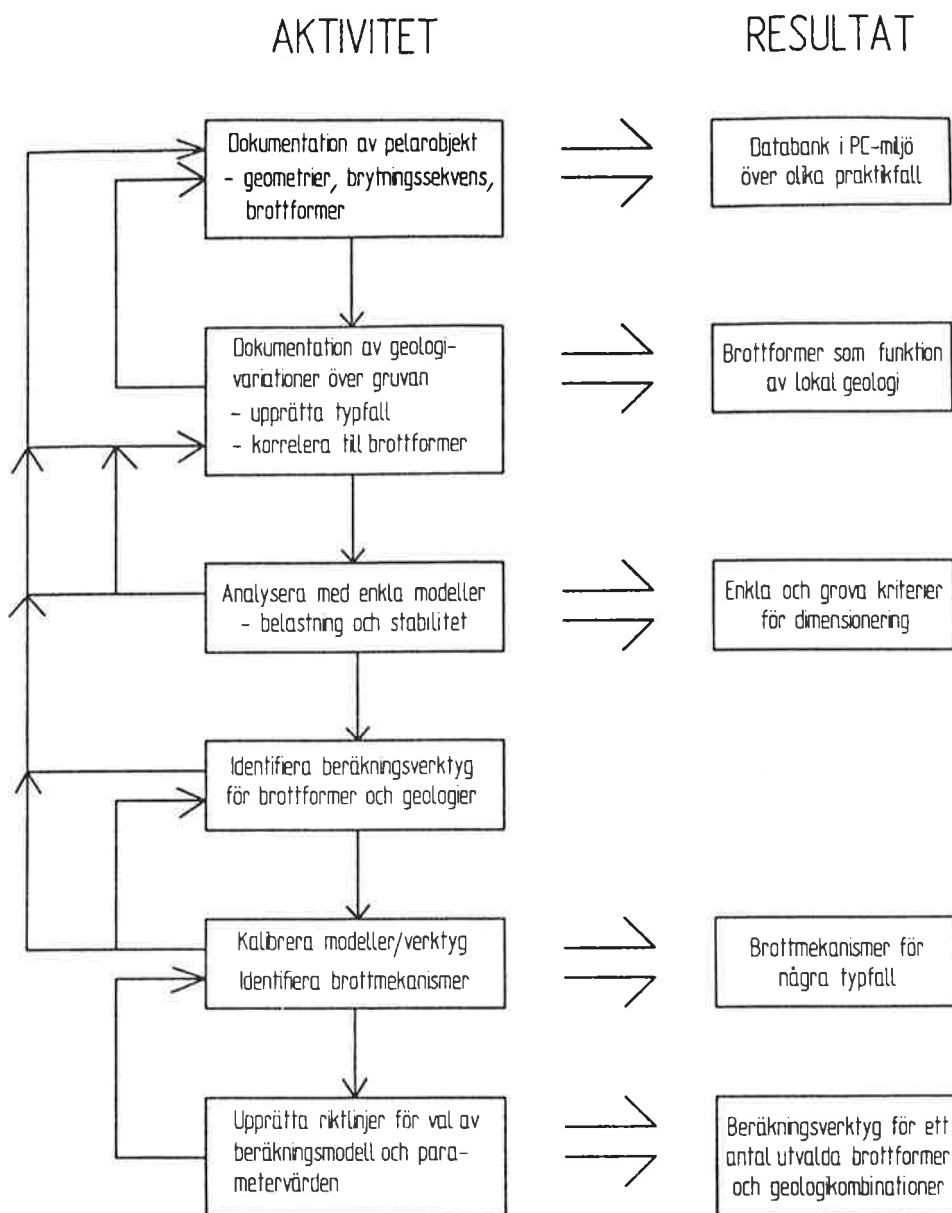
Detta sista steg i metodiken kräver detaljerade indata, varför endast några av de mest väldokumenterade brottformerna kunnat behandlas. Vidare har bristen på mätdata i projektet medfört att resultaten delvis är av kvalitativ natur. Även en kvalitativt riktig förståelse för de fundamentala brottmekanismerna är dock oerhört värdefull.

I det följande beskrivs de olika delmomenten och motsvarande resultat mera i detalj. Avslutningsvis presenteras några möjliga tillämpningar av resultaten.

GEOLOGI OCH BROTTFORMER

Geologin i Nygruvan karaktäriseras av en väl utvecklad stratigrafi som bibehålls genom veck och omböjningar. Huvudmalmen omges till största delen av leptit, med enstaka inslag av kalksten, biotit och skarn, speciellt på liggväggssidan. Malmzonen består av en kompaktmalm med höga metallhalter och en magrare impregnationsmalm. Sprickfrekvensen är generellt låg, men en viss naturlig skiktning parallellt malmplanet förekommer. Både sidobergarterna och malmen uppvisar hög hållfasthet, men svagare zoner förekommer lokalt.

Trots den relativt konstanta geologin visar det sig att även relativt små variationer i sammansättning och hållfasthet hos bergartsleden kan ha stor inverkan på brottförloppen i bergmassan. En ingående studie av de i bergmekanisk mening relevanta geologiska variationerna utfördes. Därur kunde ett antal geologiska typfall identifieras. Typfallen utgör förenklade representationer av geologin, uppbyggda av ett antal parametrar som befunnits styra typen av stabilitetsproblem i gruvan. Dessa parametrar är:



Figur 2. De olika delmomenten samt förväntade resultat från projektet.

Figure 2. Flow-chart illustrating activities and results of the present study.

Den första delen av projektet innefattade dokumentation av de brottformer som uppträder i olika delar av gruvan. I första hand studerades områden med pallbrytning, men enstaka igensättningsrum har också inkluderats, Figur 1. Förutom brottformer i tak och mellanskivor har även skador i rummens väggar dokumenterats, eftersom dessa kan ha stor betydelse för stabiliteten.

Denna inledande del följdes av en dokumentation av de geologiska variationerna över gruvan, i syfte att systematisera dessa i ett antal typfall till vilka brottformer senare kunde relateras. Den databank i PC-miljö som beskrivits tidigare utnyttjades för att lagra den ganska omfattande informationsmängd som fältdokumentationen gav upphov till.

För att möjliggöra dimensionering av tak eller mellanskivor måste någon form av beräkningsverktyg nyttjas. Det tredje steget i projektet blev följaktligen att identifiera lämpliga beräkningsmodeller för de olika kombinationerna av brottformer och geologisk miljö. Det finns två principiellt olika sätt att angripa detta på - antingen med enkla men starkt förenklade modeller, eller med mera komplicerade modeller som söker reproducera det faktiska skeendet i bergmassan kring ett brytningsrum. Båda angreppssätten har sina tillämpningar. De enkla modellerna kan nyttjas med relativt begränsad tillgång på indata. Ett exempel är enkla spänningsanalyser av kritiskt belastade brytningsrum, som kan användas för att relatera spänningsnivå till brottformer. Dessa relativt grova kriterier är mycket användbara, just beroende på sin enkelhet, vid analyser i tidiga planeringsskeden.

Med mer komplexa modeller kan brottutvecklingen i bergmassan simuleras i större utsträckning. De kräver dock fler och bättre kända ingångsparametrar, speciellt hållfasthetsvärden. Vidare krävs ingående kalibrering innan modellerna kan sägas representera en specifik brottform/geologi-kombination. Kalibreringsprocessen blir samtidigt en hjälp till att identifiera de mekanismer som styr brottformerna. Kunskap om brottmekanismer är av stort värde, exempelvis vid val av bergförstärkning för ett specifikt stabilitetsproblem. Slutligen kan relativt detaljerade riktlinjer upprättas för val av beräkningsmodeller och parametervärden för fortsatta detaljerade analyser av brytningsrum och mellanskivor.

Detta sista steg i metodiken kräver detaljerade indata, varför endast några av de mest väldokumenterade brottformerna kunnat behandlas. Vidare har bristen på mätdata i projektet medfört att resultaten delvis är av kvalitativ natur. Även en kvalitativt riktig förståelse för de fundamentala brottmekanismerna är dock oerhört värdefull.

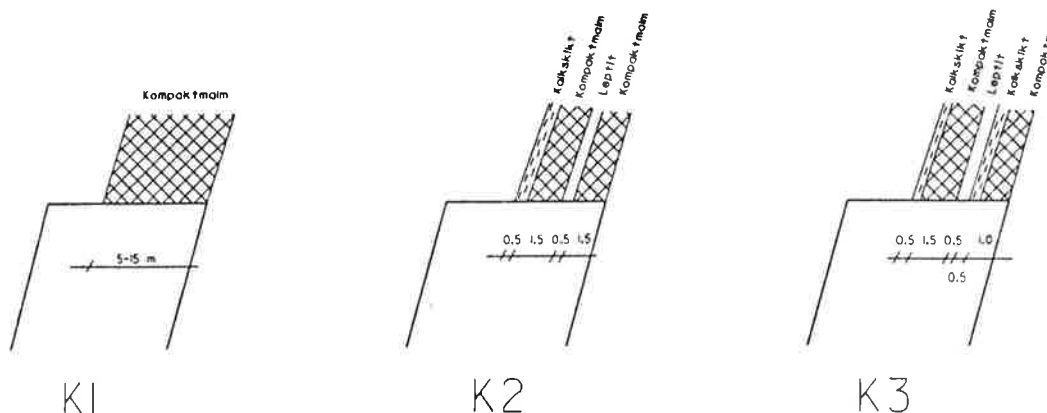
I det följande beskrivs de olika delmomenten och motsvarande resultat mera i detalj. Avslutningsvis presenteras några möjliga tillämpningar av resultaten.

GEOLOGI OCH BROTTFORMER

Geologin i Nygruvan karaktäriseras av en väl utvecklad stratigrafi som bibehålls genom veck och omböjningar. Huvudmalmen omges till största delen av leptit, med enstaka inslag av kalksten, biotit och skarn, speciellt på liggväggssidan. Malmzonen består av en kompaktmalm med höga metallhalter och en magrare impregnationsmalm. Sprickfrekvensen är generellt låg, men en viss naturlig skiktning parallellt malmplanet förekommer. Både sidobergarterna och malmen uppvisar hög hållfasthet, men svagare zoner förekommer lokalt.

Trots den relativt konstanta geologin visar det sig att även relativt små variationer i sammansättning och hållfasthet hos bergartsleden kan ha stor inverkan på brottförloppen i bergmassan. En ingående studie av de i bergmekanisk mening relevanta geologiska variationerna utfördes. Därur kunde ett antal geologiska typfall identifieras. Typfallen utgör förenklade representationer av geologin, uppbyggda av ett antal parametrar som befunnits styra typen av stabilitetsproblem i gruvan. Dessa parametrar är:

- Variationer i liggväggsskarnet (4 typfall)
- Variationer i malmbredd (3 typfall)
- Förekomst av kalkstenszoner i malmen (3 typfall, illustreras i Figur 3)
- Blockigt berg i malmen (2 typfall)
- Förekomst av sprickplan i hängväggen (2 typfall)



Figur 3. Typfall för kalkstenszoner i malmzonen.

Figure 3. Occurrence of limestone beds in the ore zone.

Hållfasthetsparametrar för de olika typfallen har i en del fall kunnat extraheras ur befintliga laborietester (Borg et. al., 1984). För övriga fall har de uppskattats på basis av bergklassificering och erfarenheter (Sjöberg, 1992). De olika typfallen kan vidare hänföras till olika delar av Nygruvan. Alla typfall kan alltså, lyckligtvis, inte uppträda oberoende av varandra. Detta reducerar det totala antalet möjliga kombinationer till de tio som redovisas i Tabell 1.

Omfattande kartering och fältobservationer har också gjort det möjligt att systematisera den sönderbrytning som sker, i och kring brytningsrummen, i ett antal brottformer. Termen "brott" hänför sig här till ett överskridande av bergmassans förmåga att ta ytterligare last, medan "form" avser utseendet på den uppkomna skadan. De brottformer som uppträder i Nygruvan kan indelas efter det konstruktionselement i vilket de förekommer, d v s hängvägg, liggvägg, tak eller mellanskiva/pelare. Systematiserade på detta sätt kan brottformerna sedan relateras till de angivna typfall som beskriver variationerna i lokal geologi. Slutresultatet blir den matris som redovisas i Tabell 1.

Ur tabellen kan vi alltså utläsa att typen av brott i liggväggen styrs av förekomsten av skarnzoner, med eller utan biotitskikt, i liggväggen närmast malmzonen. Enbart ett biotitskikt (typfall L2) ger skivformiga utfall, medan flera biotitskikt (typfall L3) avsevärt sänker liggväggens hållfasthet och styvhet, vilket kan leda till lokalt instansningsbrott. På hängväggen förekommer inga sådana låghållfasta zoner, och brottformerna styrs istället av sprickfrekvensen. Distinkta sprickplan (typfall H2) leder till blockutfall (något som för övrigt accentueras med ökad höjd på brytningsrummen).

Den absolut vanligaste brottformen är lokal spjälkning genom intakt berg i rumstaken. Med undantag för områden med blockigt berg (typfall B2) är denna brottform nästan oberoende av geologin. Lokal spjälkning kan också utvecklas till mera omfattande ras. Förekomsten av kalkstenszoner i malmen (typfall K2 och K3, se Figur 3) leder till utfall och "kyrkbildning" kring dessa. Även denna brottform kan initiera större ras. För både spjälkbrotten och sönderbrytningen kring kalkstenshorisonter gäller att spänningsnivån har stor betydelse för initiering av brotten. Detta har verifierats genom långtidsmätningar av spänningsändringar med givare av vibrerande-tråd typ (Sjöberg, 1989).

Tabell 1. Brottformer i Zinkgruvan som funktion av geologisk miljö.
Table 1. Correlation between failure modes and local geology at Zinkgruvan.

GEOLOGISKA TYPFALL										
Malmbredd	M1	M1	M2	M2	M2	M2	M2	M3	M3	
Kalkskikt	K1	K1	K2	K2	K2	K2	K3	K1	K2	
Liggväggsskarn	L1	L2	L4	L3	L2	L2	L2	L4	L4	
Blockigt berg i malm	B1	B1	B1	B1	B1	B2	B1	B1	B1	
Sprickplan i hängvägg										H2
BROTTFORMER										
Utfall från skarnzonen		x	x	x	x	?	x	x	x	
Instansning i ligg- väggen				x			?			
Blockutfall från hängväggen										x
Horisontell spjälkning i taket	x	x	x	x	x	?	x	x	x	
Spjälkning och större takras			x	x	x		x	?	x	
Utfall från svaghets- zoner i taket			x	x	x	?	x		x	
Blockutfall längs sprickplan i taket						x				
Globalt pelarbrott			x	x	x		x	?	x	
Hävning av sulan			?	x	x		x		?	
Buktning av taket	x									

M1 - Bred malm, ingen leptitzon, M2 - medelbred malm, en leptitzon

M3 - medelbred malm, två leptitzoner

K1 - Ingen kalkstenszon i malmen, K2 - en kalkstenszon i malmen,

K3 - två kalkstenszoner i malmen

L1 - Ingen skarnzon i liggväggen, L2 - skarnzon med enstaka biotitskikt, L3 - skarnzon med flera biotitskikt, L4 - skarnzon med enstaka biotitskikt och kalksten närmast malmen

B1 - Inga sprickor i malmen, B2 - blockigt berg, distinkta sprickor i malmzonen

H1 - Inga sprickor i hängväggen, H2 - flacka till brantstupande sprickplan i hängväggen

x - observerad brottform

? - trolig men ej observerad brottform

ANALYSER

I enlighet med den beskrivna metodiken faller de modellstudier som gjorts i två kategorier - enkla modeller syftande till att etablera dito kriterier, respektive mera komplicerade modeller avsedda att i detaljskala reproducera observerade brottformer.

Den förstnämnda typen av beräkningar har innefattat linjärelastiska spänningsanalyser, utförda med datorprogrammet MINSIM-D (Napier & Stephansen, 1987), se även Tabell 2. MINSIM-D är ett "pseudo"-tredimensionellt beräkningsprogram där malmen simuleras som en skiva utan någon egentlig tjocklek, men med stor utsträckning i malmplanet och där spänningar kan appliceras i alla tre koordinatriktingarna.

För att reproducera observerade brottformer nyttjades datorprogrammen FLAC (Cundall, 1976) och UDEC (Cundall, 1971). Båda är tvådimensionella men de skiljer sig åt vad beträffar typer av problem som kan analyseras. FLAC är ett finita-differens program som klarar att simulera såväl linjärelastiska som plastiska material, men endast enstaka diskontinuiteter. Det är väl lämpat för problem som innefattar stora töjningar, vilket är användbart för analyser av exempelvis låghållfasta och mjuka zoner kring ett brytningsrum. UDEC, å andra sidan, är ett distinkt-element program där förekomst av många diskontinuiteter kan simuleras. Sprickorna kan tillskrivas olika plastiska materialmodeller, och det intakta berget kan simuleras som plastiskt eller linjärelastiskt. I Tabell 2 sammanfattas de typer av problem som i föreliggande fall analyserats med de olika beräkningsprogrammen.

Tabell 2. Beräkningsprogram och deras tillämpningar i projektet.

Table 2. Computer programs and their applications in the present study.

PROGRAM	ANVÄNDNINGSOMRÅDE	RESULTAT
MINSIM-D	Enkla, linjärelastiska analyser av igensättnings- och pallbrytningsrum för olika brytningssteg.	Spänningskriterier för då brott sker i tak och mellanskivor.
FLAC	Analys av liggväggsinstabiliteter till följd av mjuka, låghållfasta biotitskikt i liggväggsskarnet.	Modeller som kan simulera instansningsbrott i liggväggen.
UDEC	Analys av takinstabiliteter till följd av svaghetszoner med låg hållfasthet och svaga kontakter mot malmen.	Modeller som kan simulera utfall från svaghetszoner i taket och därpå följande större ras.

Spänningsanalyser och belastningskriterier

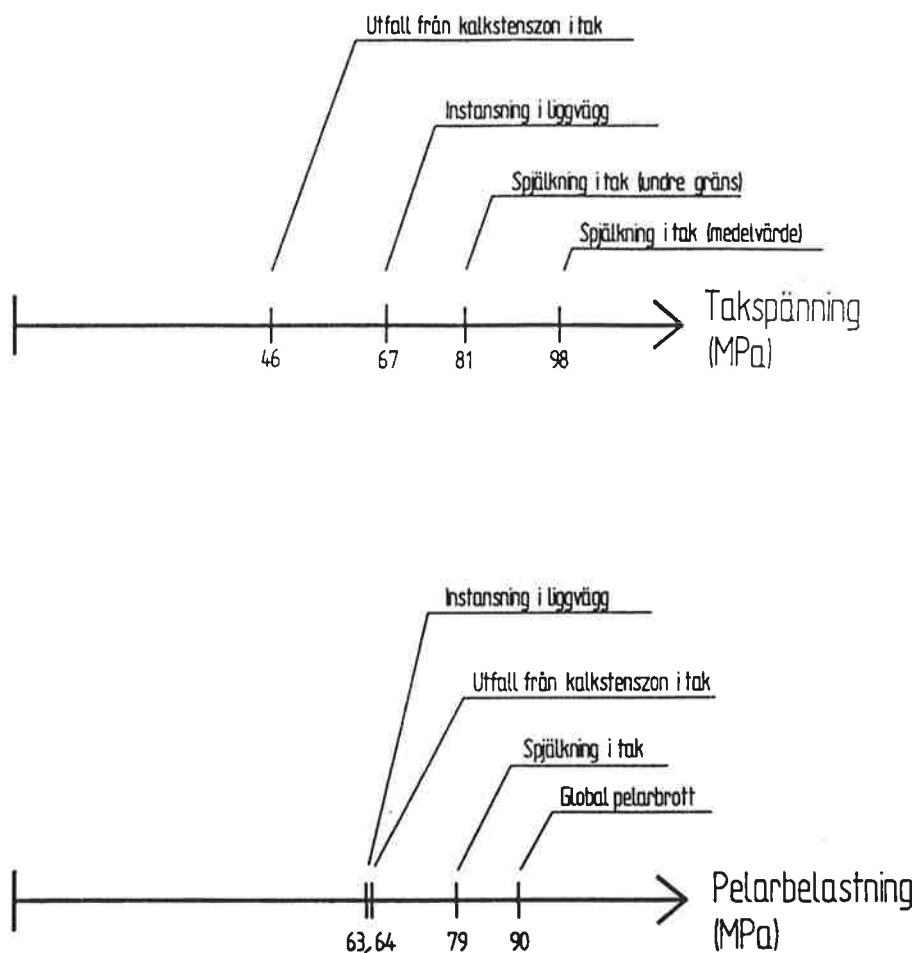
I kombination med sammanställning av brytningsdata gav den goda dokumentationen av förekommande brottformer och brytningsgeometrier en unik möjlighet att relatera brottformer till belastningsnivåer. Det initiella spänningsfältet är tämligen väl fastlagt sedan tidigare, dels genom mätningar i ostörda områden och dels genom omräkning av mätresultat från störda områden till ostörda förhållanden (Borg et. al., 1984; Andersson, 1987; Sjöberg & Tillman, 1990). De därvid bestämda initialspänningarna kunde direkt nyttjas som randspänningar vid spänningsanalyserna med MINSIM-D. Analyser utfördes för några brytningsrum, och utvärderades med avseende på spänningsnivån i taket, horisontellt tvärs malmen, i olika brytningsstadier. Resultaten kompletterades med liknande data från beräkningar utförda av Andersson (1987).

De för brott kritiska spänningsnivåerna erhöles från beräkningar avseende den geometri som motsvarar brytningsläget då brottformen ifråga först observerades i en brytningssekvens. De på detta sätt beräknade spänningsvärdena visade en avsevärd spridning, vilket har flera orsaker. En är att de linjärelastiska modeller som användes tillåter belastningarna att öka obegränsat, medan de i verkligheten når ett toppvärde då hållfastheten uppnås, för att sedan plana ut eller avta. Det finns således risk för att de kritiska spänningsnivåerna överskattas, eftersom observationerna kan motsvara ett speciellt utvecklingsskede av brottformen ifråga, snarare än brottets initiering i rent mekanisk mening. Hänsyn till denna och andra felkällor måste tas i de fall beräkningsresultaten läggs till grund för kriterier. Vidare är metodiken självfallet endast applicerbar för brottformer där spänningsnivån har avgörande betydelse för uppkomsten av brott.

Trots spridningen i beräknade takspänningar kunde spänningskriterier upprättas för några brottformer där tillräckligt antal observationer fanns tillgängliga. Kriterierna sammanfattas i Figur 4. Eftersom observationerna hänförde sig till både takstadier och pelarstadier var det befogat att även ta fram kriterier uttryckta i medelspänningen över ett pelartvårsnitt, enligt Figur 4. Vi kan konstatera att olika brottformer initieras vid olika belastningsnivåer. Exempelvis uppträder instansning i liggväggen vid betydligt lägre belastning än lokal spjälkning i taket. Förutsättningen är givetvis att geologin, enligt Tabell 1, så tillåter. Vid praktisk tillämpning av resultaten måste alltså Figur 4 och Tabell 1 läsas parallellt.

Brottmekanismer

Kriterierna i Figur 4 ger ingen information om brottutvecklingen. De enkla spänningsanalyserna tar inte heller någon hänsyn till variationer i hållfasthetsegenskaper hos bergmassan. För att kunna kvantifiera effekterna av dessa egenskaper, och för att kunna förstå bergmassans beteende upp till, och efter brott måste brottmekanismerna identifieras. En brottmekanism kan definieras som en beskrivning av den fysiska process som sker i ett material när belastningen ökar och så småningom leder till brott. Observationer, mätningar, kunskap om materialparametrar och tidigare erfarenheter är viktiga instrument för identifiering av brottmekanismer. I föreliggande projekt var tillgången på mätdata mycket begränsad, men denna brist kunde i viss utsträckning



Figur 4. Spänningkriterier för initiering av olika brottformer.
Övre bilden: Horisontalspänning tvärs malmen i rumstak.
Undre bilden: Medelspänning över en mellanskiva (pelarbelastning).

Figure 4. Stress criteria for onset of different modes of failure.
Upper: Horizontal stress in stope roof.
Lower: Average stress acting on a cross section of a sill pillar.

kompenseras med att utnyttja numeriska modeller till att analysera olika konceptuella uppfattningar och alternativ vad gäller brottmekanismer. Modellanalyserna blir på detta sätt en tankehjälp i identifieringen av de styrande mekanismerna. Samtidigt innebär identifieringsprocessen val och kalibrering av modellverktyg, varför erfarenheterna kan omsättas i riktlinjer för hur fortsatta analyser i detaljskala skall utföras. Dessa blir i hög grad specifika för olika kombinationer av brottformer och geologiska miljöer.

Modellerna måste (i avsaknad av mätdata) väsentligen kalibreras mot visuella observationer. Den relativt stora omfattningen sådana observationer och den systematik varmed de insamlats gjorde emellertid att kalibreringsprocessen kunde genomföras med viss tillförsikt. Ett avgörande kalibreringskriterium var modellens förmåga att reproducera principiellt rörelsemönster med rimliga värden på ingående materialparametrar.

Med den beskrivna arbetsmetodiken kan analysarbetet lätt bli mycket omfattande, varför ett fåtal, viktiga fall prioriterades. De fall som valdes ut och analyserades var:

- Utfall från svaga kalkstenszoner i malmen
- Instansning i biotitrik liggvägg
- Lokal spjälkning i taket
- Större ras i tak och pelare, initierade via lokal spjälkning eller utfall från svaga kalkstenszoner

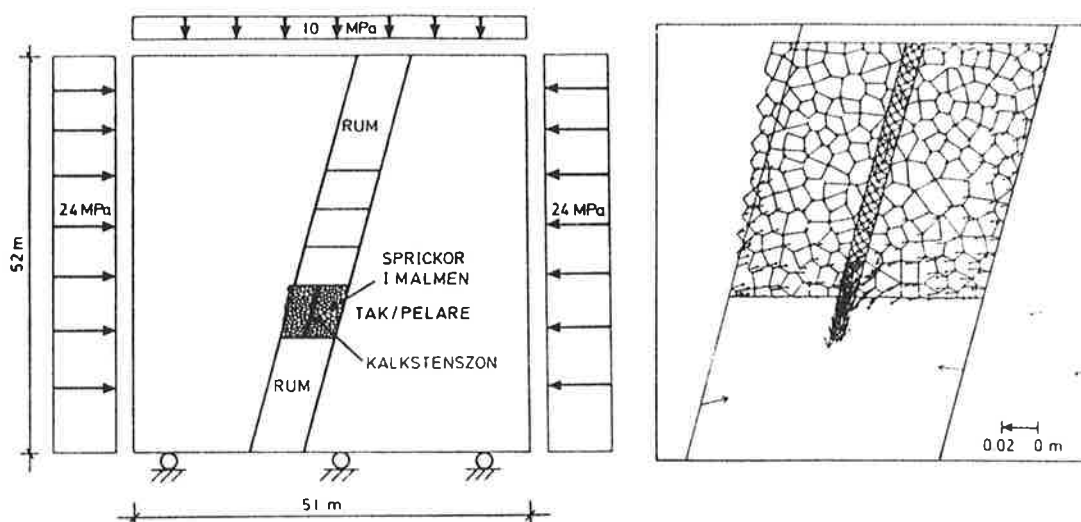
Beräkningsgången illustreras bäst med ett exempel; Utfall och kyrkbildning i taket till brytningsrum är direkt beroende av förekomsten av svaga kalkstenszoner i malmzonen. Relativt malmen har kalkstenen låg hållfasthet och kontaktytorna mellan kalksten och malm kännetecknas av låg friktion. Tjockleken på zonen varierar, där kalkstensränderna i sig är tunna men tillsammans bildar en packe på upp till 0.5 meters tjocklek, i undantagsfall mera, Figur 3. En relevant modell måste således ta hänsyn till skillnaden i hållfasthet mellan malm och kalksten, liksom den låga friktionen i kontakten, och dessutom tillåta utfall från kalkstenen och den omgivande malmen.

Detta kunde uppnås med en UDEC-modell innehållande sprickor i både kalkstenen och malmen, enligt Figur 5. För kalkstenen ansätts små sprickavstånd, resulterande i små block vilket underlättar utfall från zonen. I malmen ges sprickorna en slumpmässig orientering, vilket tillåter brottet att söka sig sin egen väg längs dessa sprickor. Kontakten mellan malm och kalksten representeras av en spricka med låg friktion. Alla sprickor simuleras som elastiskt-plastiskt material med brottvillkor enligt Mohr-Coulomb, medan blocken ges elastiska egenskaper.

Brottutvecklingen i modellen kommer således att ske längs sprickorna allteftersom deras hållfasthet överskrids. Därvid lösgörs enskilda block som separeras från bergmassan. Brottförloppet kan alltså fysikaliskt beskrivas relativt korrekt, samtidigt som de materialparametrar som måste bestämmas begränsar sig till kohesion och friktionsvinklar för sprickorna. Parametrarna har uppskattats med hjälp av bergklassificering i kombination med Hoek-Browns brottvillkor. För sprickorna i malmen valdes hållfasthetsparametrar motsvarande det intakta bergmaterialets för att simulera uppsprickning i den, åtminstone inledningsvis, intakta malmen. Hållfasthetsparametrarna för kalkstenen och kontakterna varierades för att efterlikna verklig brottutveckling. Figur 5 visar ett exempel på beräknade deformationer vid brott och begynnande utfall från kalkstenen. De parametervärden som gav den bästa överensstämmelsen med observerat förlopp sammanfattas i Tabell 3. Samma modell kan också simulera större takras som initieras via utfall från kalkstenshorisonten. Analyserna visar att även ett litet utfall från kalkstenszonen kan få ett progressivt förlopp resulterande i stora takras eller pelarkollaps, under förutsättning att belastningen är tillräckligt hög. Det är således viktigt att redan på ett tidigt stadium stabilisera utfallen med hjälp av bergförstärkning.

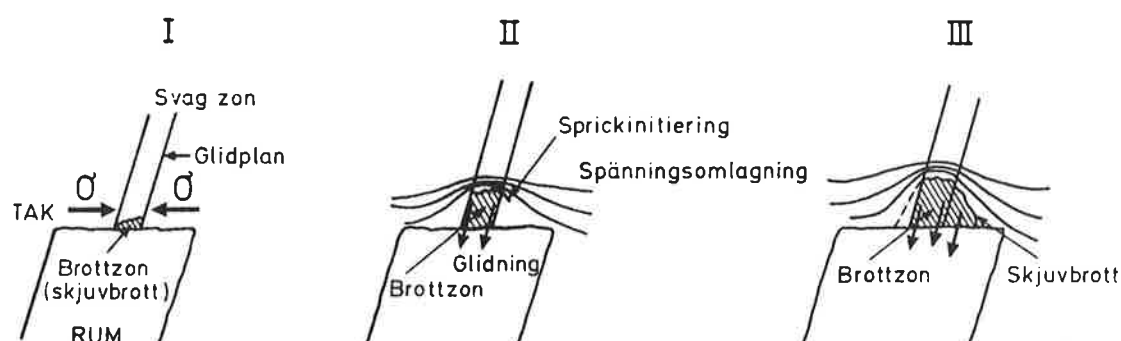
Brottmekanismen bakom den observerade brottformen utfall från kalkstenszonen kan nu beskrivas mera noggrant; Brott initieras vid relativt låg belastning, som dock är tillräcklig för att ge krossning och skjuvbrott i den låghållfasta kalk-

stenen, se Figur 6. Samtidigt uppstår glidning längs kontakten mot malmen. De uppspruckna partiernas bärförmåga minskar, varför spänningarna omfördelas högre upp i kalkstenszonen. Den uppspruckna zonen tappar då inspänning och kan lättare röra sig nedåt, varvid dels dragsprickor initieras i malmen invid kontakten, dels större skjuvbrott utbildas i malmen på liggväggssidan. Detta följs av sprickseparering och avlastning vilket tillåter utfall från brottzonen, varvid de välbekanta kyrkorna i taket utbildas. En fortsatt brottutveckling är möjlig om spänningarna är tillräckligt höga eller ökar i ett senare skede.



Figur 5. Modellgeometri för simulering av utfall från kalkstenszonen (vänstra bilden) och exempel på beräknade förskjutningar vid brott (högra bilden).

Figure 5. Model geometry for simulating fall-outs from the limestone bed (left) and example of calculated displacements at failure (right).



Figur 6. Utfall från svaghetszoner i taket. Brottutveckling från initiering till kyrkbildning.

Figure 6. Development of failure in the weak limestone bed.

På samma sätt som i exemplet ovan kan modellanalyser och beskrivningar av brottmekanismer, med större eller mindre framgång, göras för övriga fall. Exempelvis kan instansning i en biotitrik liggvägg simuleras med FLAC, och brottmekanismen kan beskrivas relativt väl. Däremot är det svårare att hitta en lämplig modell för den vanligt förekommande brottformen spjälkning i tak. Det beror till stor del på att spjälkningen sker via uppsprickning i intakt berg, ett förlopp för vilket det idag saknas praktiskt användbara beräkningsmodeller. Linjärelastiska analyser kan nyttjas på det sätt som beskrivits för att prediktera initiering av brott, och modeller med befintliga sprickor kan i någon mån efterlikna spjälkbrottet. Däremot kan inte den noggrannhet uppnås som behövs för att kunna förutsäga när den mycket vanliga, begränsade uppspjälkningen vidareutvecklas till större och kanske plötsliga takras. Detta har stor driftsmässig betydelse, varför problemet bör ägnas mer intresse i framtiden. Lösningen till både prognostisering och förstärkning av spjälkbrott ligger i bättre förståelse för brottmekanismen, vilket indikerar behov av bättre och mera omfattande fältmätningar.

De modeller som trots allt identifierats för de olika fallen sammanfattas i Tabell 3. Vidare indikeras lämpliga parametervärden. Tabellen kan ses som riktlinjer, att utnyttjas vid detaljerade analyser av likartade fall och analyser av tänkbara stabiliseringsåtgärder.

Tabell 3. Riktlinjer för modellanalyser av olika brottformer.

Table 3. Guidelines for analysis of different failure modes.

BROTTFORM	PROGRAM	TYP AV MODELL	HÅLLFASTHETS-PARAMETRAR
Instansningsbrott i liggväggen	FLAC	Plastiskt material med glidzoner i liggväggen.	Intakt material: $c=2 \text{ MPa}$, $\phi=15^\circ$ Glidzoner: $c=0 \text{ MPa}$, $\phi=10^\circ$
Utfall från kalkstenszon i taket	UDEC	Små elastiska block i kalkstenen. Slumpmässigt orienterade sprickor i malmen - elastiska block.	Sprickor i kalksten: $c=0 \text{ MPa}$, $\phi=20^\circ$ Sprickor i malm: $c=16 \text{ MPa}$, $\phi=38^\circ$
Större takras	UDEC	Se ovan. Block som går i brott avlägsnas succesivt ur modellen.	Se ovan
Lokal spjälkning i taket	i) eventuellt UDEC ii) Linjär-elastisk, typ MINSIM-D	i) Slumpmässigt orienterade sprickor i malmen ii) Alla material linjär-elastiska. Kalibrering och utvärdering med brottvillkor eller spänningar.	Se ovan

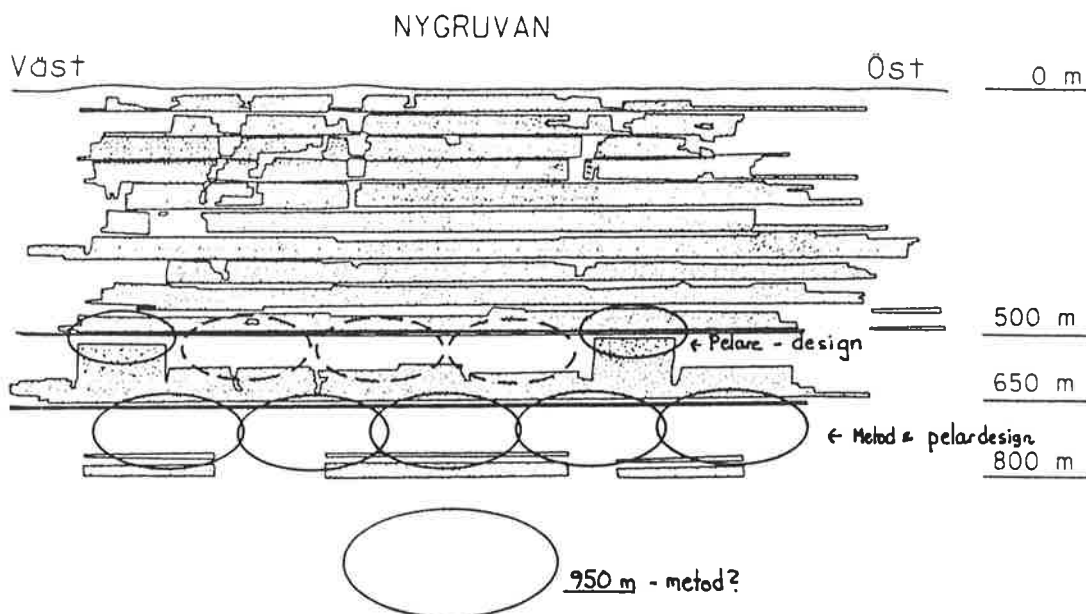
TILLÄMPNING

Ur praktisk synvinkel och gruvans perspektiv är det viktigt att klargöra hur de olika delresultaten från projektet kan tillämpas. Tillämpningarna skiljer sig nämligen avsevärt och har också varit för sig givna begränsningar.

Spänningskriterier

Spänningskriterierna är huvudverktyget för att avgöra när brott i tak och pelare kan uppkomma. Tillsammans med kunskapen om förekommande brottformer och dessas beroende av lokal geologi är de direkt applicerbara för att grovt avgöra vilka typer av instabiliteter som kan förväntas uppträda och i vilket brytningsskede detta inträffar. Detta är nödvändiga ingredienser för att kunna planera brytningen på längre sikt, också ur bergmekanisk synpunkt. Tillämpningarna är således inte av regelrätt dimensioneringskaraktär, utan det handlar snarare om att väga alternativa brytningslayouter och sekvenser mot varandra. Relativt storskaliga och översiktliga analyser i kombination med framtagna kriterier är därvid det rätta redskapet.

De delar av gruvan som berörs av detta är stora delar av nivå 800 och i princip hela nivå 950, se Figur 7. Nivå 800 kommer till största delen att brytas med fastlagd pallbrytningsmetod, men viss flexibilitet finns fortfarande vad beträffar brytningssekvenser. För brytningen under nivå 800 är flexibiliteten större i och med det längre tidsperspektivet, som här sträcker sig upp till 10 år.



Figur 7. Vertikal längdprofil av Nygruvan med ungefärligt brytningsläge 1992. Markeringarna avser områden där bergmekaniska insatser förväntas få stor betydelse.

Figure 7. Vertical longitudinal section of the Nygruvan orebody showing present mining situation (1992) and areas where rock mechanics activities will be of particular importance.

Spänningskriterierna är alltså redan nu användbara. Fortsatt utvecklingsarbete bör inkludera kontinuerlig uppdatering av kriterierna allteftersom data från nya nivåer blir tillgängliga. Kartering av bergskador och även lokal geologi bör således ske regelbundet och relativt detaljerat även på nya nivåer och i andra malmkroppar i gruvan. Kompletterande bergspänningsmätningar på större djup bör också utföras. På sikt behövs liknande kriterier för andra konstruktionselement. Det gäller framförallt stora rumsväggar som fått en allt större betydelse i och med introduktionen av pallbrytning i olika former. På detta område finns idag mycket lite gruvspecifik information att tillgå.

För att mera direkt dra nytta av projektresultaten som underlag för optimering av brytningen måste förväntade stabilitetsförhållanden och förstärkningsbehov översättas i termer av produktionsstörningar, tillgänglighet och slutligen kostnader. Denna problematik behandlas dock inte här.

Brottmekanismer

Detaljmodellerna för de olika brotformerna har sin givna tillämpning vid dimensionering av tak och mellanskivor och som underlag för val av förstärkning. Dimensioneringen kan innefatta enskilda brytningsrum eller pelare där den geologiska miljön (och därmed också förväntad brottform) är väl känd. I dessa fall kan de framtagna modellerna direkt nyttjas i designsyfte. Analyserna blir emellertid tidskrävande, och det är orealistiskt att tillämpa dem på varje enskilt brytningsrum. I situationer där mer omfattande förberedelser krävs och där utfallet av brytningen är direkt beroende av att de bergmekaniska problemen kan bemästras är dock detaljanalyserna ovärderliga. Det kan exempelvis gälla slutbrytning av en mellanskiva, eller brytning i ett område med varierande geologi och hållfasthetsegenskaper, och där bergmassans respons behöver kvantifieras bättre.

Områden i gruvan där detaljmodellerna kan appliceras är vid slutlig dimensionering och brytning av mellanskivan på nivå 510 meter. Detta är ett högst aktuellt problem, men liknande frågeställningar kommer att aktualiseras beträffande mellanskivan på 660 meters nivå.

Eftersom detaljmodeller inte finns att tillgå för alla viktiga brottformer krävs fortsatt utveckling, vilket i sin tur genererar ett behov av mätdata för kalibrering. Det gäller i synnerhet fallet lokal spjälkning och dess eventuella övergång till farliga takras. Det är dock idag osäkert om det någonsin går att ta fram beräkningsverktyg som med tillräcklig precision kan prognosticera de stora och ibland plötsliga takrasen.

Förstärkning

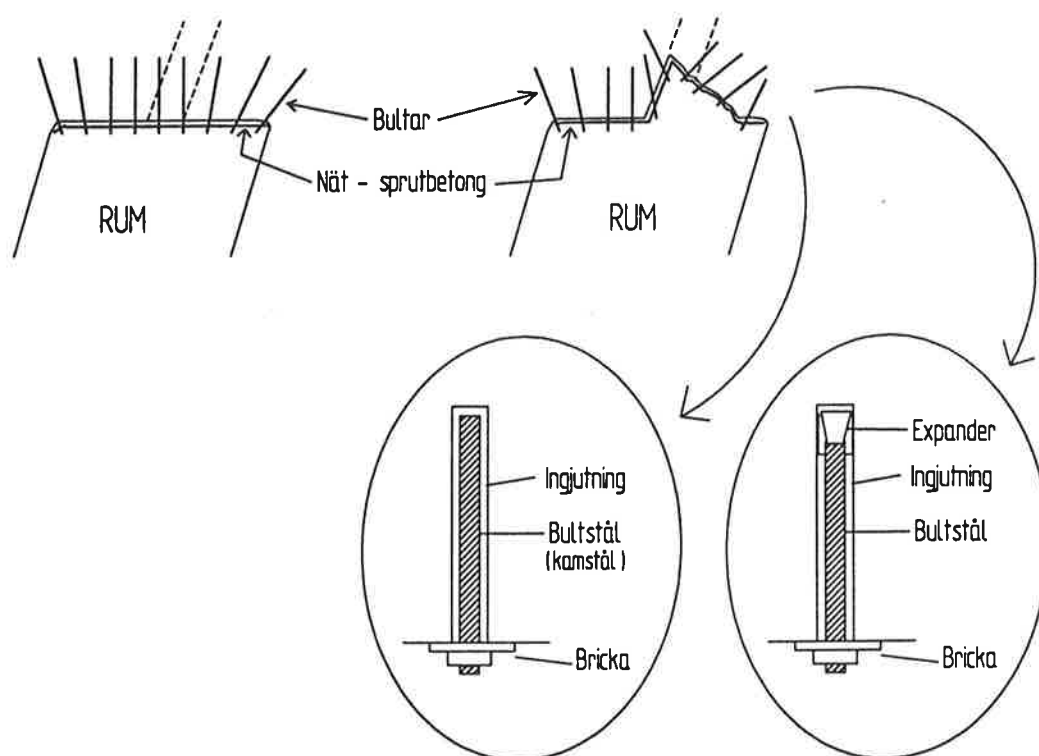
Den andra viktiga tillämpningen av kunskapen om brottmekanismer för några av de förekommande stabilitetsproblemen är valet av bergförstärkningssystem. Denna aspekt har behandlats i ett annat projekt, parallellt med föreliggande arbete (Sjöberg & Tillman, 1992). Det är dock motiverat att här redovisa några huvudresultat från arbetet med förstärkningsproblematiken, eftersom denna är så intimt förknippad med brottmekanismerna.

Syftet med en praktiskt användbar bergförstärkning är inte att förhindra brott i bergmassan, eftersom detta skulle kräva orimliga förstärkningsinsatser - i de fall det överhuvudtaget vore möjligt. Förstärkningens uppgift blir istället att reducera konsekvenserna av ett hållfasthetsöverskridande och förhindra att lokala brott utvecklas till instabilitet i en skala och omfattning som inte kan bemästras.

Ett exempel på hur detta kan uppnås kan hämtas från det presenterade fallet med utfall och "kyrkbildning" i den svaga kalkstenszonen i malmen. Här är det sällan möjligt att förhindra smärre utfall eftersom brott sker redan vid låga spänningsnivåer, enligt den föreslagna brottmekanismen. Däremot är det möjligt och viktigt att förhindra att det uppspruckna materialet rasar ut, vilket annars kan initiera ett progressivt förlopp vid höga belastningar, Figur 6. Kraven på bergförstärkningen är således att den installeras tidigt och att den håller uppspruckna delar på plats. Förstärkningen måste tåla de skjuvdeformationer och vertikala deformationer som utbildas då lokalt brott inträffar, samtidigt som den måste ha tillräcklig styvhet för att mobilisera ett förstärkningstryck mot bergytan.

Dessa krav kan uppfyllas med en kombination av ytförstärkning applicerad över hela takbredden och förankring i form av bergbultar. Ytförstärkningar som uppfyller kraven på styvhet och deformationstålighet inkluderar styva nät, eller i andra hand fiberarmerad sprutbetong. Kravet på deformationstålighet hos förankringen innebär att de bergbultar som kan komma ifråga är ingjutna kamstålsbultar eller ingjutna expanderbultar, se Figur 8. Det bör påpekas att den befintliga kunskapen inte medger exakt dimensionering av förstärkningen med avseende på kvantitet. Den slutliga dimensioneringen måste istället ske via praktiska försök och med hjälp av noggrann uppföljning.

Liknande förstärkningsförslag kan utformas för övriga stabilitetsproblem i rumstaken, dock med olika grad av stöd i form av förståelse för aktuell brottmekanism. Även för dessa betonas vikten av deformationstålighet hos förstärkningen för att önskad verkan skall kunna uppnås. De rekommendationer som kan ges vad beträffar användande av olika förstärkningselement sammanfattas i Tabell 4. Det kan tilläggas att utprovning av ett nytt system för takförstärkning, baserat bl a på de redovisade resultaten, pågår i Zinkgruvan. Systemet innefattar deformationstålig bultning ("frikopplad bult") och ytförstärkning med styvt, höghållfast nät.



Figur 8. Förslag till förstärkning mot utfall från svaga kalkstenszoner i taket. Förstärkning installerad före brott (vänstra bilden) och förstärkning efter "kyrkbildning" (högra bilden) samt exempel på lämpliga bergbultar.

Figure 8. Suggested rock support for the case of fall-outs from the weak limestone bed in the stope roof. Support installed before failure (left) and after "churching" (right) and examples of suitable rock bolts.

Tabell 4. Förstärkningsrekommendationer för Zinkgruvan.

Table 4. Support recommendations for the Zinkgruvan mine.

FÖRSTÄRKNINGS-MEDEL	OMFATTNING	TYP AV FÖRSTÄRKNINGS-ELEMENT
<u>Bult</u>	Alltid - systematisk bultförstärkning.	i) Helingjuten, icke förspänd kamstålsbult (utfall från kalkstenszon + lättare spjälkning). ii) "Frikopplad" bult - endast ingjuten i bultändarna (omfattande spjälkning).
<u>Kabelbult</u>	Förstärkning av stora rumsväggar. Förstärkning av mellanskivor.	Ingjuten kabelbult
<u>Ytförstärkning</u> - nät	Vid omfattande spjälkning (kräver erfarenhet och metoder att förutsäga stabilitetsproblemen). Förstärkning av mellanskivor.	i) Armeringsnät ii) Nät som svetsats i fogarna (ger ett styvare nät).
- sprutbetong	Vid omfattande efterförstärkningar och större "kyrkbildningar". Förstärkning av permanentutrymmen.	Fiberarmerad sprutbetong

REFERENSER

Andersson, L., 1987. Pelarhållfasthet och pelarstabilitet i Zinkgruvan. En inledande fältstudie och analys. Examensarbete 1987: 077E, Tekniska Högskolan i Luleå, 94 p.

Borg, T., Leijon, B., Röshoff, K. & Stephansson, O., 1984. Bergmekanik för brytningsplanering på djupa nivåer i gruvan. Projekt Zinkgruvan - slutrapport. Avdelningen för bergmekanik, Tekniska Högskolan i Luleå, 89 p.

Cundall, P. A., 1971. A computer model for simulating progressive, large-scale movements in blocky rock systems. Proc. Symp. Int. Soc. Rock Mech. Nancy, vol 1, paper II-8.

Cundall, P. A., 1976. Explicit finite-difference methods in geomechanics. Proc. 2nd Conf. on Numerical methods in geomechanics, Blacksburg, Virginia, American Society of Civil Engineering, vol 1, p132-150.

Fredriksson, A., 1991. Brottmekanismer i berg runt tunnlar och orter. Teknisk Rapport, G2000-rapport 91:43, Inst. för Jord- och Bergmekanik, KTH, Stockholm, 48 p.

Hoek, E. & Brown, E. T., 1988. The Hoek-Brown failure criterion - a 1988 update. Proc. 15th Canadian rock mechanics symposium, University of Toronto, Department of Civil Engineering, p 31-38.

Kvapil, R., Nordström, C. & Johansson, K., 1967. Takets stabilitet och förstärkning i Zinkgruvan. Institutionen för Gruvbrytning, KTH, Stockholm.

Napier, J. A. L. & Stephansen S. J., 1987. Analysis of deep-level mine design problems using the MINSIM-D boundary element program. Proc. 20th Int. Symp. on the Application of computers and mathematics in mineral industry, APCOM 87. Johannesburg: SAIMM, vol 1, p 3-19.

Sjöberg, J., 1989. Slutbrytning av två mellanskivor i Zinkgruvan. Teknisk Rapport 1989:38T, G2000-rapport 89:31, Tekniska Högskolan i Luleå, 72 p.

Sjöberg, J., 1992. Dimensioneringsteknik för rumstak och mellanskivor i Zinkgruvan. Teknisk Rapport 1992:13T, G2000-rapport 92:28, Tekniska Högskolan i Luleå, 83 p.

Sjöberg, J. & Tillman, K., 1990. Uppföljning och analys av stabilitetsproblem, Zinkgruvan. Teknisk Rapport 1990:21T, G2000-rapport 90:32, Tekniska Högskolan i Luleå, 79 p.

Sjöberg, J. & Tillman, K., 199. Bergförstärkning mot stabilitetsproblem i Zinkgruvan. Teknisk Rapport 199:19T, G2000-rapport 92:37, Tekniska Högskolan i Luleå, 41 p.

SUMMARY

The Zinkgruvan mine in south-central Sweden experiences ground control problems in stope roofs and sill pillars. A research project aimed at improving design methodology for these components of the mining system is described in the present paper. The project was initiated as part of the national mining research programme G2000.

The design scheme developed comprises a number of steps, where field observations and experiences from the mining form the most important sources of information. Documentation of pillars and stopes throughout the mine enabled identification of a number of failure modes in stope roofs, sill pillars and stope walls. Furthermore, a number of geological base cases were distinguished on the basis of studies of variations in local geological conditions. The occurrence of the various modes of failure could then be correlated to the geological base cases.

Analysis included both linear elastic stress analysis aimed at establishing crude but easy-to-use criteria for onset of failure, and more detailed numerical analysis

in order to reproduce actually observed rock mass behavior. The computer program MINSIM-D was used for the elastic stress analysis, while the programs FLAC and UDEC were used for the detailed modelling.

Stress level criteria were established for some of the most important and most common modes of failure. These criteria are applicable in large-scale analysis in an early mine planning perspective. The detailed analysis provided insight into the mechanisms governing the observed failure modes, and also yielded guidelines for further analysis. Not all modes of failure could be successfully modelled though. For example, failures involving stress induced spalling in the roof, which are commonly encountered in the mine, could not be reproduced. More important, it was not possible to predict when local spalling will progress to global failures of roofs or sill pillars. This has significant implications with respect to the application of these results in practice.

The identified models can, however, be used in detailed analysis and design of mining areas. The identified failure mechanisms provide important input to the process of selecting support strategy, appropriate to maintain stability under the various conditions met in the mine.

BRYTNING PÅ STORT DJUP I KRISTINEBERGSGRUVAN PROGNOS AV BRYTNINGSFÖRHÅLLANDEN

MINING AT GREAT DEPTH AT KRISTINEBERG MINE PREDICTION OF MINING CONDITIONS

Staffan Sandström, Boliden Mineral AB, Boliden, Sweden
Anders Nyström, MITU, Luleå, Sweden

1. INLEDNING

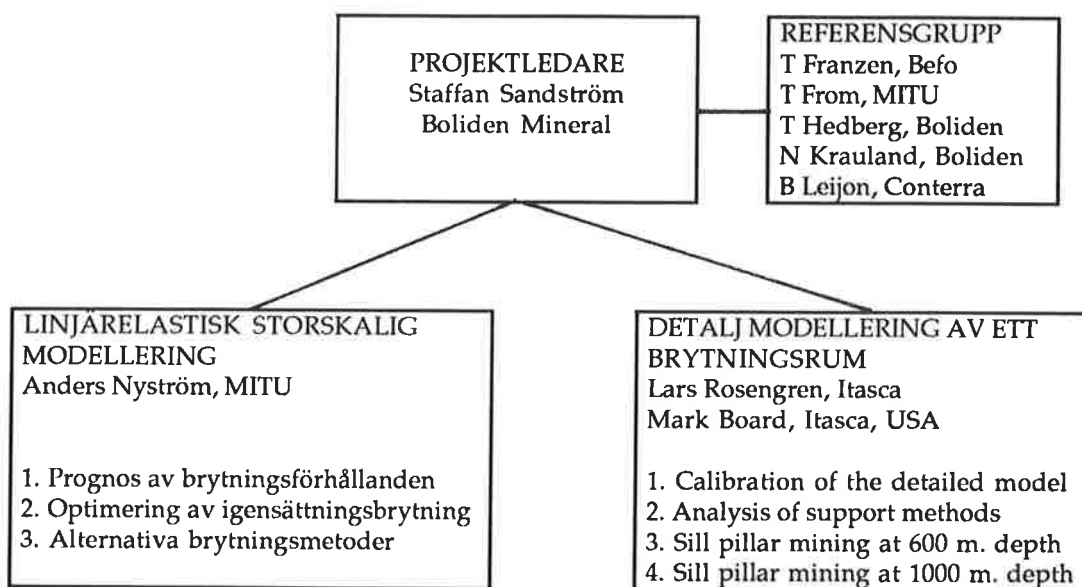
Brytningen i Kristinebergsgruvan har alltid skett under mer eller mindre svåra brytningsförhållanden. Under 1987 och framför allt 1988 började dock problemen med ras och utfall bli så stora att det var svårt att hålla en kontinuerlig och hög produktionstakt under säkra brytningsförhållanden. Detta ledde till allvarliga produktionsstörningar och årsproduktionen minskade drastiskt från förväntade 420 kton till ca 350 kton under 1988. Samtidigt som akuta bergförstärkningsåtgärder föreslogs för att minska de största stabilitetsproblemen, startades inom ramen för G2000 bergförstärkningsprojektet (P317) för att tillgodose gruvans behov av att effektivisera bergstabiliseringsmetoderna. Vid planering av G2000 - projektet "Brytning på stora djup" kordinerades de båda projekten och undersökningen av Kristinebergs bergförstärkningsproblem flyttades över till projektet "Brytning på stora djup i Kristineberg"

Med brytning "på stort djup" avses sådana förhållanden, där den förväntade "nominella" belastningen är större än malmens och/eller sidobergets hållfasthet. Detta innebär givetvis sönderbrytning av berget men leder inte nödvändigtvis till produktionsavbrott. Till brottfenomenen räknas även smällberg. Sådana förhållanden påträffas idag i ett flertal gruvor, bl. a. Kristineberg, Renström, Garpenberg och Zinkgruvan. Problemen förväntas förvärras vid ytterligare avsänkning eller när brytningen närmar sig restbrytningsstadiet. Dessa gruvor representerar en väsentlig del av den nu kända komplexmalmbasen av högvärdig malm för Boliden Mineral och Vieille Montagne. Möjligheten att kunna bryta malm i brottstadiet på ett säkerhetsmässigt och ekonomiskt tillfredsställande sätt har stor betydelse för gruvdrift på basmetaller inom Boliden. Den huvudsakliga brytningsmetoden som används nu är igensättningsbrytning. Denna metod betraktas därför också som basalternativet för framtida brytning

Ur långtidsplaneringssynpunkt är det av stort värde att kunna bygga upp en beredskap för de förväntade problemen på djupet;

- hur stor del av malmbasen är brytbar med nuvarande metoder och vilka brytningsförhållanden kan förväntas ?
- kan brytningsförhållandena förbättras genom ändrad brytningsgeometri ?
- krävs alternativa brytningsmetoder ?
- är det möjligt att klara stabilitetsproblemen med nuvarande bergförstärkningsmetoder och med vilken brytningstakt och till vilka kostnader ?
- måste en utveckling av effektivare förstärkningsmetoder ske ?

Kristinebergsgruvan valdes som testobjekt för detta projekt, dels beroende på de svåra brytningsförhållanden som uppträder i gruvan, dels beroende på tillgången på mätningar och observationer som samlats inom ramen för bergförstärkningsprojektet (P 317). Projektet består av två delar, dels (1) Prognos av brytningsförhållanden på djupet och anpassning av igensättningsbrytning till dessa förhållanden, dels (2) Undersökning av bergsförstärkning på dagens brytningsnivå samt på större djup. För att prognosticera brytningsförhållandena i del 1 har undersökningen gjorts med enkla linjärelastiska modeller där utbrytning av hela gruvan har simulerats. Undersökningen i del 2 har inriktats på att i detalj studera brottmekanismer och bergsförstärkning lokalt i ett brytningsrum med komplicerade numeriska brottmodeller. Projektorganisation och projektuppläggning presenteras i figur 1. Denna artikel behandlar enbart första delen. Del 2 presenteras av Lars Rosengren med titeln "Brytning på stort djup i Kristineberg; Numeriska analyser av bergsförstärkning"



Figur 1 Projektorganisation och projektstruktur
Project organization

2. KRISTINEBERGSGRUVAN

Gruvan är belägen ca 130 km väster om Skellefteå och ägs av Boliden Mineral. Den årliga produktionen uppgår idag till 460 000 ton huvudsakligen från A-malmen men även en liten del från A3-malmen.

2.1 Geologi

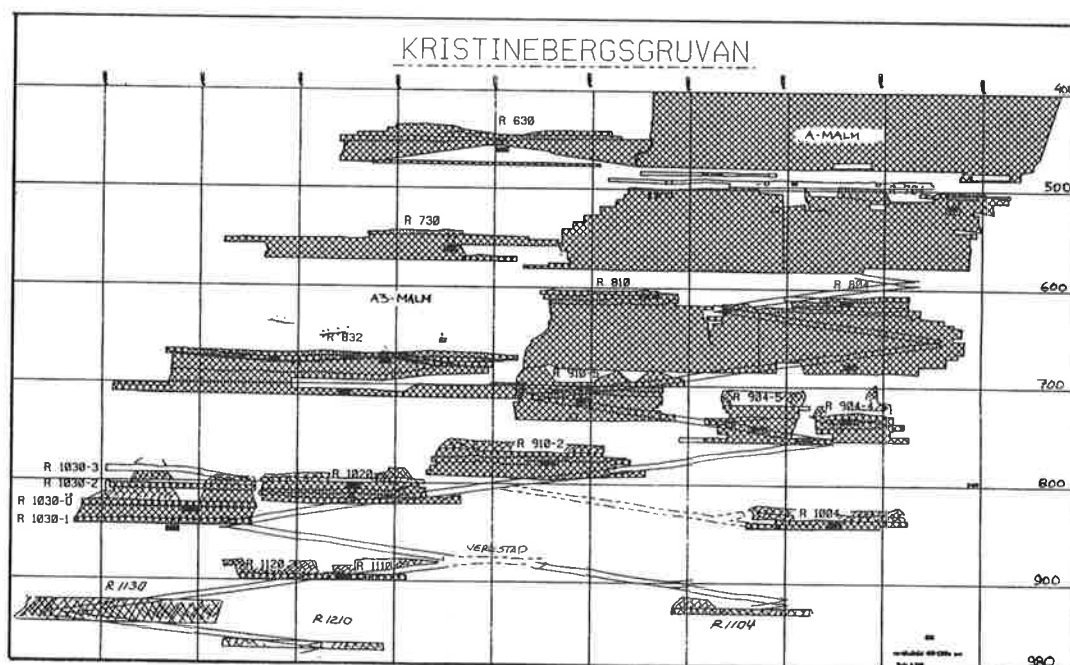
Malmen består av ett flertal linser som stryker i öst-västlig riktning. Den sidostupar ca 45 - 60° i de övre delarna för att på djupet sidostupa brantare. Malmen utgörs av en kompakt sulfidmalm och kan grovt indelas i pyrit- och zinkbländemalm. I malmen kan även varierande mängder klorit och talk förekomma. Detta medför att hållfastheten kan variera från god till mycket låg. Dessutom uppträder i malmen kloritiska och mylonitiska inneslutningar på grund av geologiska störningar som veckningar och

förkastningar. Malmbredden varierar mellan 2 - 20 m. Sidoberget domineras av sericitkvartsit och kloritskiffer. Kloritskiffern uppträder i anslutning till malmen både i häng- och liggväggen, med en medelmåktighet av 2 - 3 meter. Sericitkvartsit uppträder oftast på större avstånd från malmen. I kontakten mellan malm och sidoberg förekommer lerskölar företrädesvis i liggväggskontakten. I hängväggskontakten uppträder en starkt förskiffrad kloritskiffer.

En relativt styv malm med varierande hållfasthet är alltså inklämd mellan en svagare och mjukare sidobergart, som dessutom har mycket glatta och låghållfasta kontakter i anslutning till malmen. Sidoberget utanför denna omvandlingzon har hög hållfasthet.

2.2 Brytningsmetod

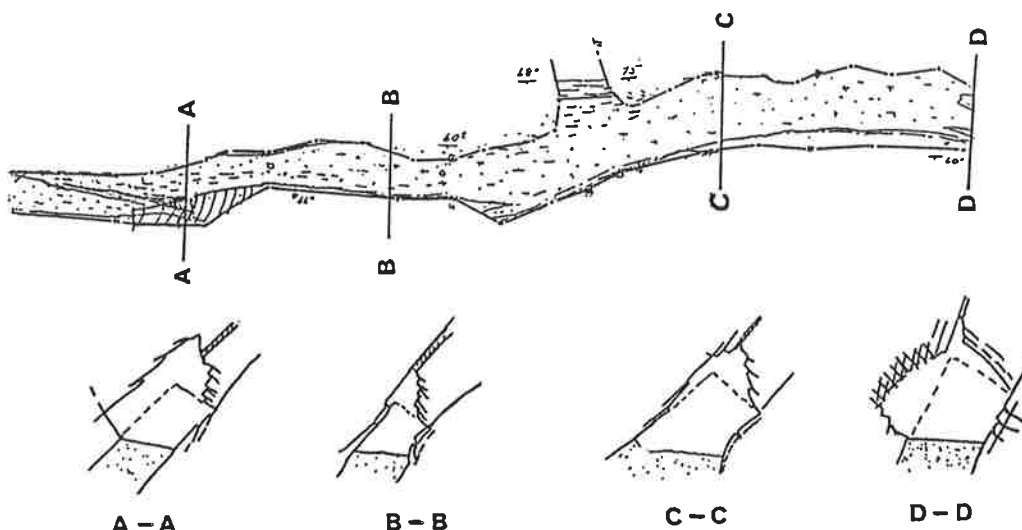
Malmen i Kristinebergsgruvan bryts idag med konventionell uppåtgående igensättningsbrytning från ramp belägen i liggväggen. Fyra meter höga skivor bryts ut genom horisontell borrhning och återfylls hydrauliskt med avfallssand. Om malmbredden är större än 8 meter bryts malmen i flera längsgående strossar. Varje stross återfylls med cementstabiliserad avfallssand innan nästa stross påbörjas. Metoden benämns då stabiliserad igensättningsbrytning (STIB). Rumslängden varierar mellan 100 till 180 meter. Huvuddelen av all brytning sker idag mellan 750 och 960 meters djup. Mellan 590 och 690 meter sker slutbrytning av två etager. Ovan 590 meter är malmen till stor del utbruten. Etagehöjden mellan brytningsrum varierar idag mellan 70 till 100 m. Totalt sker brytning idag i 12 stycken brytningsrum mellan 590 och 960 meter (Figur 2).



Figur 2 Vertikal längsprojektion mellan 400 och 980 meters djup.
Vertical projection between 400 and 980 metres depth.

2.3 Brytningsförhållanden

I Figur 3 illustreras de brytningsförhållanden som rådde under 1988. Brytningsförhållandena i brytningsrummet är starkt förknippade med brytningsmetoden och de rådande geologiska förhållandena. Höga horisontella tryckspänningar har lett till omfattande utfall av malm längs den svaga kontakten mellan malm och sidoberg och till progressiva takras som sträckt sig flera meter ovanför planerad taknivå. Situationen är svårbemästrad och det är svårt att skapa säkra brytningsförhållanden. Beskrivna brytningsförhållanden uppträdde i flerparten av tillgängliga brytningsrum under 1988.



Figur 3 Skadekartering av rum R704, (T612mavv.), efter Sandström 1989.

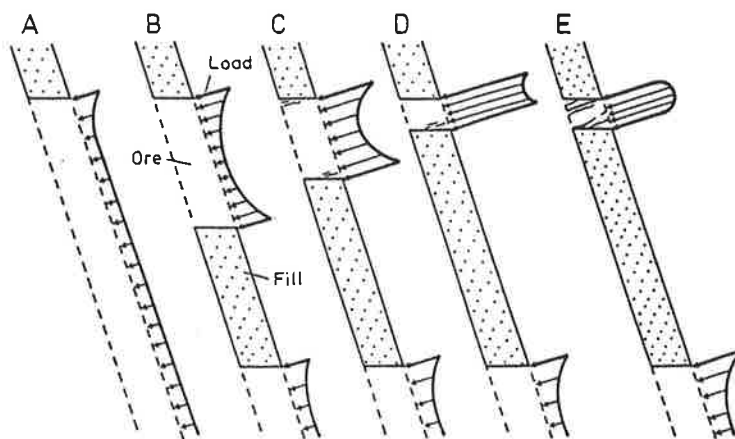
Failure mapping of the stope 704 (rooflevel 612 metres), after Sandström 1989

Genom att introducera systematisk bultning, fiberarmerad sprutbetong och kabelbultning i kombination med skonsam sprängning och skonsam maskinskrotning kunde brytningsförhållanden i dessa rum avsevärt förbättras. I dag utnyttjas skonsam sprängning och skrotning, systembultning och kabelbultning i samtliga brytningsrum. Där förhållanden kräver används dessutom fiberarmerad sprutbetong i stor eller liten omfattning. I vissa fall betongsprutas väggar och tak efter varje uttagen salva, speciellt bottenskivor och rum i slutbrytningsskede. Detta har lett till att antalet ras som gett produktionsstörningar har minskat kraftigt och medfört att produktionen åter är planeringsbar och har ökat. Arbetet är avrapporterat i G2000 - rapport 91:18.

3. PROGNOSEN AV BRYTNINGSFÖRHÅLLANDEN PÅ DJUPET - METODIK

3.1 Igensättningsbrytningens bergmekanik

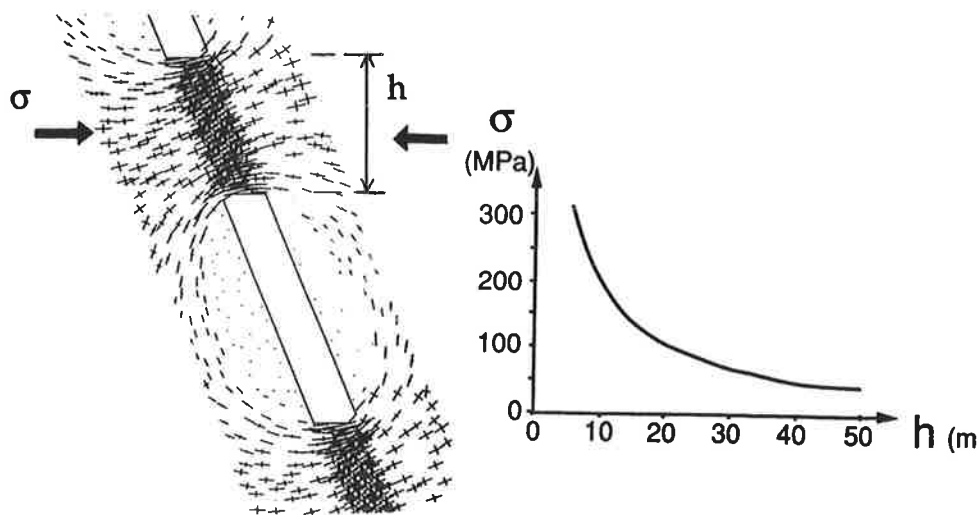
Förekommande stabilitetsproblem är starkt betingade av de spänningsförhållanden som igensättningsbrytning medför. Malmen bryts ut skivvis, vilket resulterar i att en brantstående slits återfylls med sand skapas. I figur 4 redovisas en följd av brytningsekvenser där höjden av den utbrutna malmen succesivt ökar.



Figur 4 Belastningsökning i mellanskiva på grund av brytning upp mot ovanliggande etage, efter Borg 1983.

Increase in loading of pillar due to progressive cut and fill mining, after Borg 1983

Utbrytningen leder till att belastningarna på kvarvarande malm ökar (figur 5). Fyllen i den återfyllda slitsen fungerar som ett stöd till sidoväggarna, men tar ej upp några laster. När belastningsnivån i den kvarstående malmen når bergets hållfasthet börjar tak och sidoväggar att spricka upp. Vid ytterligare ökade belastningar sker ras och problem redovisade i figur 3 blir en realitet. Målet med stabilitetsprognosen är att ange när dessa olika brottstadier uppträder på djupet i Kristinebergsgruvan.



Figur 5 Belastningsökning som funktion av tjockleken på kvarvarande malm

Increase in loading as function of height of remaining ore.

3.2 Storskalig linjärelastisk modell

För att kunna beräkna ökningen av belastningen på kvarvarande malm, som en följd av brytningen, har en två dimensionell, linjärelastisk, numerisk beräkningsmodell använts. En modell har byggts upp av gruvan från dagytan ned till 1105 meters djup. Med den linjärelastiska modellen

beräknades takspänningar vid ett antal tidpunkter (brytningssekvenser). En del av dessa brytningssekvenser utgör historiska brytningssituationer och har valts för jämförelse med observationer i gruvan. Resterande sekvenser representerar framtida brytningsituationer. Utbrytning av malmen har gjorts sekvensiellt under 400 meter. Ovan 400 meter har malmen simulerats utbruten i alla sekvenser, med en 10 meter tjock mellanskiva för var 100 meter.

Beräknade spänningar kalibreras mot empiriskt framtagna brottvillkor. Genom att granska brytningen i Kristineberg har brytningslägen identifierats där det har skett förändringar i brytningsförhållanden, som kräver ökade förstärkningsinsatser (stadier). Det är i dessa brytningslägen som spänningarna i kvarvarande malm har beräknats. På så sätt fås ett spänningsvärde för respektive förstärkningsinsats. Det är sedan möjligt att göra prognoser av förstärkningsinsatsen för de djupare belägna brytningsrummen, genom att beräkna spänningsnivån i kvarvarande malm.

Prognosmetodiken har utvecklats i det s. k. Näsliden-projektet (Borg, 1983)

4 RESULTAT

4.1 Prognos av brytningsförhållanden på djupet.

Brytningsförhållanden och erforderlig förstärkningsinsats för att bemästra problemen har sammanställts i fyra stadier i tabell 1.

Tabell 1 Brytningslägen med förändrade brytningsförhållanden.
Mining stages when the mining conditions are changed.

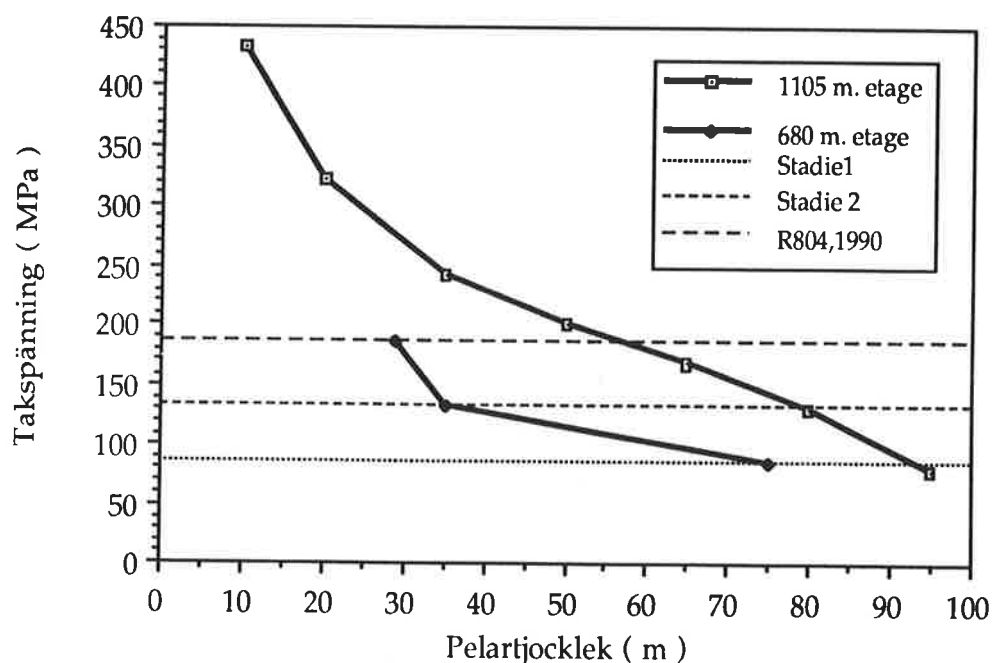
Stadie	Brytningsförhållanden	Förstärkningsinsats	Takbelastning σ (MPa)
0	Inga eller små stabilitetsproblem	Cementingjuten bult 2.7 m resp. 3.1m längd, bultavst. tak 1.2-1.4 m, hv 1.5 - 2.5 m, lv 3.8 - 4.0 m	<86
1	Stabilitetsproblem stoppar brytningen mot fältligg och fälthäng.	Systematisk bultning 1.5 x 1.5 m	86
2	Omfattande takutfall, framförallt längs kontaktzonen mot hängväggen, och instansning av malmen i sidoberget. Låg brytningstakt, ca halva takten i jämförelse med stadie 1.	Systematisk bultning 1-1.5 x 1-1.5 m, fiberarmerad sprutbetong, kabelbultning 3 x 2 m.	134
3	Brytning med konventionell igensättningsbrytning måste avslutas		

Den mest betydande skillnaden i brytningsförhållanden är övergången till brytningsstadie 2. Figur 3 visar ett exempel på stabilitetssituationen i ett brytningsrum utsatt för en belastning motsvarande den som gäller för stadie 2, men som inte har förstärkts enligt det förstärkningsbehov som stadie 2 kräver.

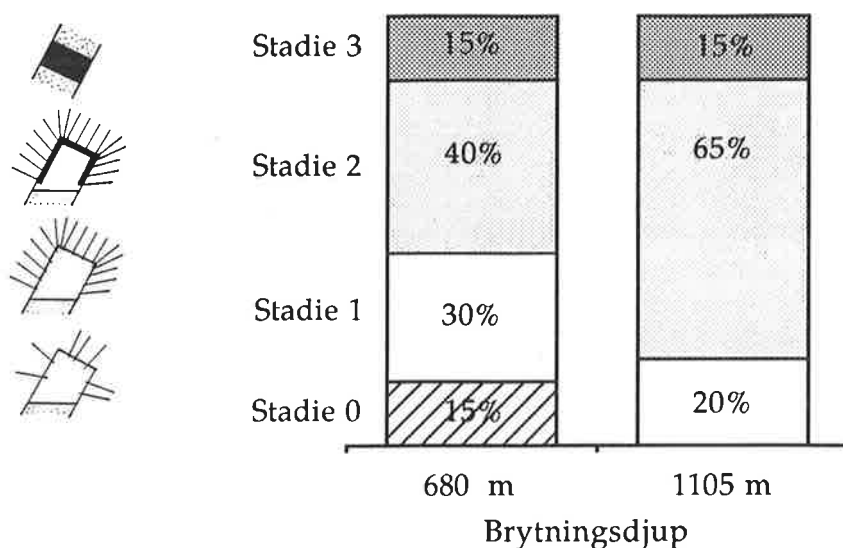
I tabellen anges även resultatet av modellkalibreringen, nämligen den beräknade spänningsnivån i taket när stadie 1 och 2 inträffar. Som kalibreringsobjekt har brytningsrum R804 mellan 680 och 575 meters djup utnyttjats, se figur 6. Stadie 3 har beräknats med hjälp av Obert och Duvalls empiriska pelarformel.

Med modellen har sedan prognoser av brytningsförhållanden gjorts för brytning ned till 1105 meters djup enligt figur 6 och 7. I figur 6 nyttjas de framräknade kritiska spänningsnivåerna för R804, för att fastställa avståndet till ovanliggande etage för repektive stadie för brytningsrum R1304 mellan 1005 och 1105 meters djup.

I figur 6 ser man även att stadie 2 nås i ett tidigt skede på 1105 meter. Takspänningen stiger sedan succesivt till mycket höga spänningsvärden i slutskedet. Redan vid ca 60 m kommer spänningarna att vara i samma storleksordningen som den som uppnås i slutbrytningsskedet på 680 meter. Man skulle kunna dra den slutsatsen att brytningsförhållandena kommer att försämrast drastiskt. Dessa spänningsvärden är dock inte helt realistiska då bergmassan i ett tidigt skede börjar plasticeras och dessa höga spänningar ej byggs upp i bergmassan. Den detaljerade brottmodellen har visat att stadie 2 förstärkning ger tillräcklig förstärkningseffekt för att stabilisera brytningsrummet upp till mellanskiveläget (Lars Rosengren, 1993.)



Figur 6 Takspänningen som funktion av avståndet till ovanliggande etage för brytningsrum på 680 och 1105 meters djup.
Roof stresses as a function of distance to the stope above for stope at 690 and 1105 metres depth



Figur 7 Prognos för brytningsförhållanden på 1105 meters djup med 100 meters etagehöjd.

Prediction of mining conditions at 1105 meters depth for a 100 metres lift height.

Prognosen uppfyller det första målet i projektet; att bedöma malmbasen som kan brytas med nuvarande metod och att göra en prognos av brytningsförhållanden. Figur 7 visar att stabilitetsproblem kan förväntas redan från början. Stadie 2-brytning förväntas nås efter ca 20 meters brytning upp mot ovanliggande etage. Andelen brytning i stadie 2 för en 100 meter hög etagehöjd ökar från 40 % på 680 meters etage till 65 % på 1105 meters etage.

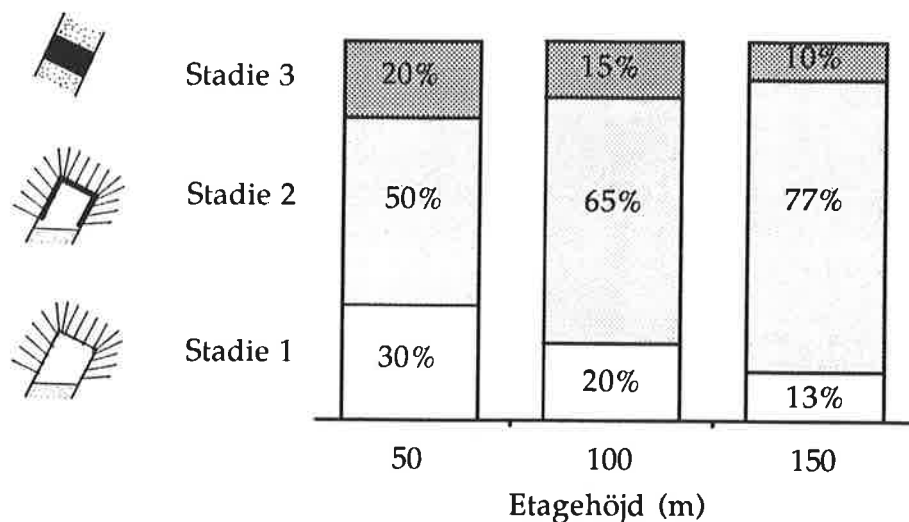
Prognosen visar alltså att igensättningsbrytning lämpar sig väl ur teknisk synpunkt som brytningsmetod på djupet. Ur ekonomisk synpunkt krävs att malmvärdet är tillräckligt för att bekosta stadie 2 - förstärkning i ett allt tidigare skede, samt att produktionsnivån kan hållas trots låg produktionstakt. Prognosen visar vidare att ca 15 meter tjocka mellanskivor måste lämnas eller alternativt brytas ut med en annan brytningsmetod. Arbetet är avrapporterat i G2000-rapport 91:26.

3.2 Optimering av igensättningsbrytning.

De numeriska beräkningsmodellerna har även nyttjats till att studera vilken etagehöjd som ger fördelaktigaste brytningsförhållanden och bästa ekonomiska resultat. Simulerade etagehöjder är 50, 100 och 150 meter mellan 930 och 1230 meters nivå. I analysen antas att stadie 3 inte kan brytas, vilket betyder att en mellanskiva kvarlämnas.

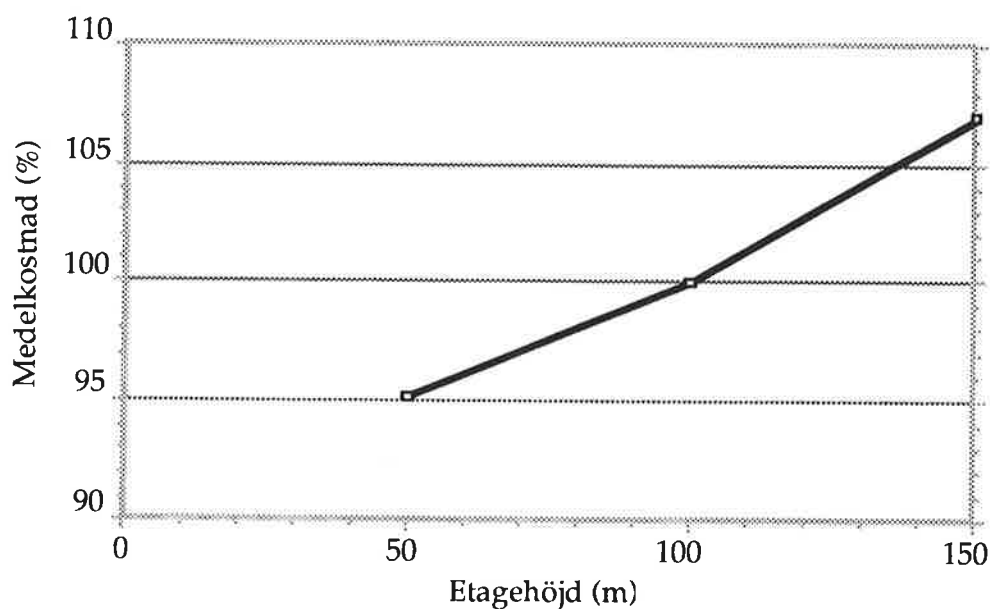
Resultaten från dessa modeller visar att valet av etagehöjd är av stor betydelse för brytningsförhållandena. En hög etagehöjd ger stor andel brytning i förhållanden som kräver omfattande bergförstärkning (stadie 2), med hög förstärkningskostnad och låg produktionstakt som följd. En låg etagehöjd ger förhållandevis stor andel brytning i bättre förhållanden med lägre förstärkningsbehov (stadie 1). Följdaktligen ger detta en lägre

förstärkningskostnad och högre produktionstakt. Nackdelen är att en större andel av malmen måste kvarlämnas i form av mellanskivor. Figur 8 visar hur brytningsförhållandena påverkas genom valet av olika etagehöjder.



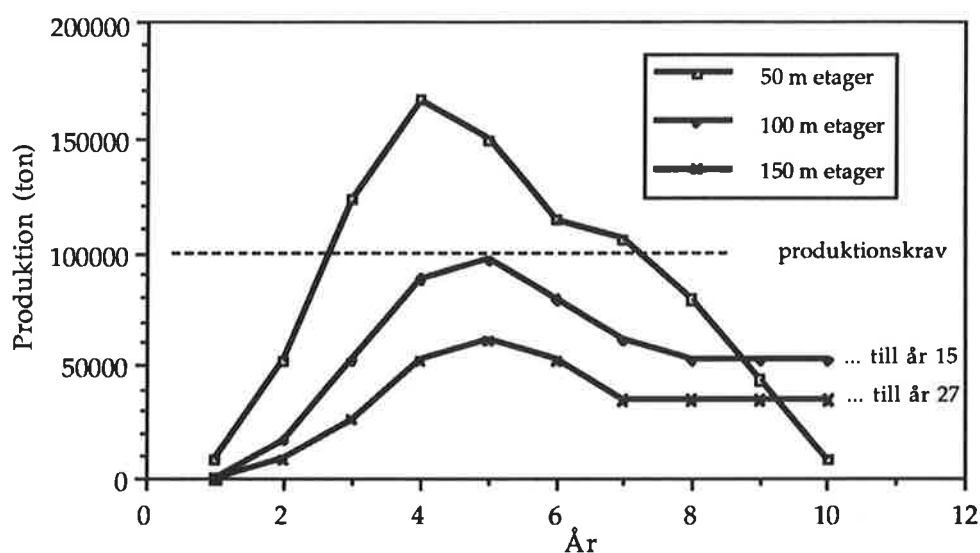
Figur 8 Brytningsförhållanden som funktion av etagehöjd.
Mining conditions as function of height of remaining ore

En ekonomisk analys grundad på Kristinebergsgruvans brytningskostnader och på prognosen, visar att man erhåller det bästa ekonomiska resultatet för en låg etagehöjd (figur 9). Om etagehöjden sänks från 100 meter till 50 meter kan brytningskostnaden sänkas med 5 %. Ökas däremot etagehöjden till 150 meter ökar brytningskostnaden med 7 %, beroende på större andel brytning i stadie 2. Bergförstärkningskostnaderna är ca 3 gånger högre i stadie 2 jämfört med stadie 1. Kalkylen bygger på att en årlig produktion av 400 tton (1991) alltid kan uppnås.

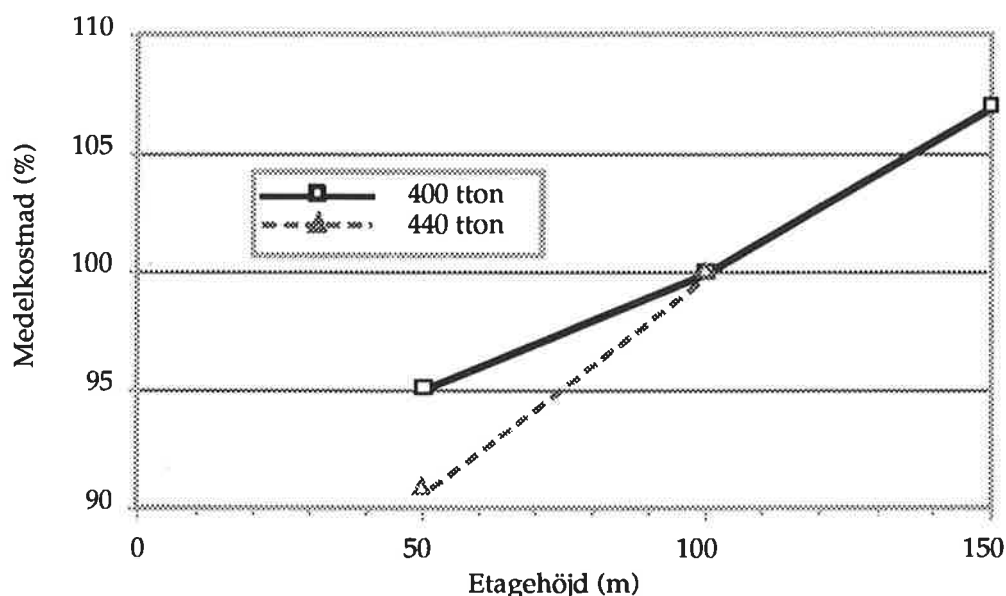


Figur 9 Brytningskostnad som funktion av etagehöjd.
Mining cost as function of height of remaining ore

En jämförelse av produktionen i stadie 1 och 2 visar att nära nog den dubbla produktionstakten uppnås i stadie 1, beroende på att bergförstärkningsinsatsen i stadie 2 är tidskrävande. En avverkningsplan som bygger på denna slutsats och på andelen brytning som sker i de olika beräknade brytningsstadierna 1 och 2, visar att en låg etagehöjd är nödvändig för att uppfylla det årliga produktionsmålet av 400 tton (1991). Området av malmkroppen som är modellerat mellan 930 och 1230 meters djup motsvarar 1/4 av hela produktionsområdet, vilket innebär ett produktionskrav av 100 tton/år. Enligt figur 10 uppnås detta produktionsmål endast med 50 meters etagehöjd. Detta beror alltså på en ökad andel brytning i stadie 1 samt att en lägre etagehöjd ökar antalet angreppspunkter.



Figur 10 Avverkningsplan för A-malmens fältligg under 930 meters djup.
Ore production schedule for the A - ore below 930 metres depth.



Figur 11 Brytningskostnad som funktion av etagehöjd.
Mining cost as function of height of remaining ore

Ett annat sätt att sänka brytningskostnaden är att öka produktionen, för att sänka andelen fasta kostnader per ton malm. Figur 11 visar att för 50 meters etagehöjd innebär en höjning av produktionen med 10 % en sänkning av brytningskostnaden med ytterligare 4 %. Höjning av produktionen är möjlig om bergförstärkningstekniken kan effektiviseras.

En övergång från 100 till 50 meters etagehöjd innebär att 20 % av malmen kvarlämnas i mellanskivor. Önskemålet att utnyttja malmbasen maximalt leder till kravet att tekniker för att bryta ut dessa mellanskivor måste utvecklas.

Effekten av mellanskiveuttag på brytningsförhållanden i underliggande brytningsetage har studerats med modellerna och har lett till följande resultat:

- Brytning av mellanskivor ska göras med början av den översta mellanskivan för att sedan utföras nedåt.
- För att inte brytning av mellanskivor i alltför hög grad ska påverka igensättningsbrytningen på lägre etager bör den närmast underliggande etagen vara färdigbruten med enbart en kvarstående mellanskiva att bryta.

Arbetet uppfyller det andra målet; att bedöma möjligheten till att förbättra brytningsförhållandena genom ändrad brytningsgeometri med syfte att öka produktionen och sänka brytningskostnaderna. Arbetet är avrapporterat i G2000-rapport 91:40.

4. SLUTSATSER

Med enkla linjärelastiska modeller, som kalibrerats mot observationer i gruvan, har det varit möjligt att besvara en stor del av frågorna som ställdes vid projektets start;

- Igensättningsbrytning är ur teknisk synvinkel en fullt användbar brytningsmetod på stora djup i Kristineberg; ur ekonomisk synvinkel om malmvärdet är tillräckligt för att bekosta stadie 2 - förstärkning i ett allt tidigare skede. Brytningserfarenheterna idag visar att igensättningsbrytning är fullt tillämplig på djupet, då brytning idag pågår på ca 960 meters djup. Igensättningsbrytning kommer fortsättningsvis vara basalternativ för framtida brytning på djupet i Kristineberg.
- Ur ekonomisk synvinkel är det bäst om etagehöjderna sänks från 100 till 50 meters höjd. Då erhålls bättre brytningsförhållanden vilket leder till lägre kostnader samt möjliggör en produktionshöjning. En ytterligare produktionshöjning är möjlig om förstärkningstekniken effektiviseras.
- Med 50 meters etagehöjder indikerar modelleringen att 20 % av malmbasen måste lämnas i form av mellanskivor på djupet. Metoder och teknik måste därför utvecklas för att bryta dessa mellanskivor, då kravet på att utnyttja malmbasen maximalt är stort.

- Modelleringen har också visat att brytningsförhållandena kan påverkas negativt i underliggande etager om brytning av mellanskivor inte görs vid rätt tidpunkt och i rätt ordningsföljd.

5. REFERENSER

Board, M. et al, 1992. Summary report for the mining at great depth detailed rock support modelling project. G2000-rapport nr 92:24, projekt 323. Itasca.

Borg, T., 1983. Prediction of rock failures in mines with application to the Näsliden Mine in Northern Sweden. Doctoral Thesis 1983:26. Luleå University.

Leijon, B., 1991. Bergspänningsmätningar i Kristinebergsgruvan. G2000-rapport nr 91:13, projekt 323. RENCO AB, Luleå.

Nyström, A., 1991. Teknisk beskrivning av Kristinebergsgruvan och uppbyggnad av en CAD-baserad databank. G2000-rapport nr 91:07, projekt 323. Boliden Mineral.

Nyström, A., 1991. Fältobservationer och mätningar i Kristinebergsgruvan. G2000-rapport nr 91:10, projekt 323. Boliden Mineral.

Nyström, A., 1991. Underlag för brytningsplanering i Kristinebergsgruvan. G2000-rapport nr 91:40, projekt 323. Boliden Mineral.

Nyström, A., 1992. Brytning av mellanskivor i Kristinebergsgruvan. G2000-rapport nr 92:03, projekt 323. Boliden Mineral.

Nyström, A., Board, M., 1991. Parametervärden för bergarter i Kristinebergsgruvan. G2000-rapport nr 91:12, projekt 323. Boliden Mineral.

Nyström, A., 1991. Kalibrering av storskaliga numeriska beräkningsmodeller och prognos för brytningsförhållanden mot djupet. G2000-rapport nr 91:26, projekt 323. Boliden Mineral.

Nyström, A., 1992. Igensättningsbrytningens möjligheter på djupet i Kristinebergsgruvan. Sammanfattning av resultat från bergmekaniska studier med storskaliga beräkningsmodeller. G2000-rapport nr 92:05, projekt 323. Boliden Mineral.

Nyström, A., Rådberg, G., 1991. Underlag för numerisk modellering av Kristinebergsgruvan - sammanfattning av delrapport 1 - 7. G2000-rapport nr 91:14, projekt 321 och 323. Boliden Mineral.

Rosengren, L., 1993. Brytning på stort djup i Kristineberg; Numeriska analyser av bergförstärkning. Artikel presenterad på Bergmekanikdagen 1993.

Rådberg, G., 1991. Kristinebergsgruvans geologi med förslag till bergmekaniska modeller. G2000-rapport nr 91:08, projekt 321. Avdelningen för Bergmekanik, Tekniska Högskolan i Luleå.

Rådberg, G., 1991. Kristinebergsgruvans spricktektonik. G2000-rapport nr 91:09, projekt 321. Avdelningen för Bergmekanik, Tekniska Högskolan i Luleå.

Sandström, S., 1989. Kristineberg - Brytning under svåra förhållanden. Internrapport. Boliden Mineral.

6. SUMMARY

Kristineberg mine is approaching depth of 1000 metres. The mine has experienced severe ground control problems due to poor geological conditions and high ground stresses. As the mine becomes deeper the severity of ground control problems are expected to increase. The G2000 program "Mining at great depth" was developed to examine the types of problems which could be expected as mining continues to greater depth as well as to determine the mining methods and ground support techniques which could be used to improve the mining economics. The project consists of two parts; (1) Predicting mining conditions at depth and adapting cut-and-fill mining to these conditions, and (2) examining and improving support action in stope stabilization at present and future depth. This paper presents results from the first part and the second part is presented by Lars Rosengren, 1993.

The investigation of part 1 was carried out using a linear elastic numerical model calibrated against mining experience.

The main outcome is

- horizontal cut-and-fill mining was from a technical point of view was found to be suitable for mining to a depth beyond 1000 m in the Kristineberg mine. From an economical point of view cut-and-fill is suitable as long as the ore value is sufficient to cover the cost of the required support. Today's mining experience from mining at 960 metres depth indicates that the result from the modeling is correct.
- From an economical point of view the lift heights should be decreased from 100 to 50 metres in the future. By decreasing the lift heights the mine will improve the mining conditions and which will reduce the mining costs due to reduced rock support requirements.
- With a lift height of 50 metres the results from numerical modelling indicates that 20 % of the ore reserves must be left in sill pillars. Techniques for mining these pillars out should be developed therefore.
- If the sill pillars are mined out the mining conditions in adjacent stopes can be influenced. The mining sequence is therefore important; recommendations in this respect were worked out.

Rådberg, G., 1991. Kristinebergsgruvans spricktektonik. G2000-rapport nr 91:09, projekt 321. Avdelningen för Bergmekanik, Tekniska Högskolan i Luleå.

Sandström, S., 1989. Kristineberg - Brytning under svåra förhållanden. Internrapport. Boliden Mineral.

6. SUMMARY

Kristineberg mine is approaching depth of 1000 metres. The mine has experienced severe ground control problems due to poor geological conditions and high ground stresses. As the mine becomes deeper the severity of ground control problems are expected to increase. The G2000 program "Mining at great depth" was developed to examine the types of problems which could be expected as mining continues to greater depth as well as to determine the mining methods and ground support techniques which could be used to improve the mining economics. The project consists of two parts; (1) Predicting mining conditions at depth and adapting cut-and-fill mining to these conditions, and (2) examining and improving support action in stope stabilization at present and future depth. This paper presents results from the first part and the second part is presented by Lars Rosengren, 1993.

The investigation of part 1 was carried out using a linear elastic numerical model calibrated against mining experience.

The main outcome is

- horizontal cut-and-fill mining was from a technical point of view was found to be suitable for mining to a depth beyond 1000 m in the Kristineberg mine. From an economical point of view cut-and-fill is suitable as long as the ore value is sufficient to cover the cost of the required support. Today's mining experience from mining at 960 metres depth indicates that the result from the modeling is correct.
- From an economical point of view the lift heights should be decreased from 100 to 50 metres in the future. By decreasing the lift heights the mine will improve the mining conditions and which will reduce the mining costs due to reduced rock support requirements.
- With a lift height of 50 metres the results from numerical modelling indicates that 20 % of the ore reserves must be left in sill pillars. Techniques for mining these pillars out should be developed therefore.
- If the sill pillars are mined out the mining conditions in adjacent stopes can be influenced. The mining sequence is therefore important; recommendations in this respect were worked out.

BRYTNING PÅ STORT DJUP I KRISTINEBERG, NUMERISKA ANALYSER AV BERGFÖRSTÄRKNING

MINING AT GREAT DEPTH AT KRISTINEBERG, NUMERICAL ANALYSES OF ROCK REINFORCEMENT

Lars Rosengren, Itasca Geomekanik AB, Falun, Sweden

Mark Board, Itasca Consulting Group Inc., Minneapolis, USA

SAMMANFATTNING

Den detaljerade förstärkningsmodelleringen inom G2000-projektet "Brytning på stora djup", delprojekt "Stabilisering", har givit ökad kunskap och förståelse för dels de mekanismer som orsakat de ökande stabilitetsproblemen i Kristinebergsgruvan, dels en ökad förståelse för förstärkningens funktion. Modelleringen har visat att en förstärkningsinsats med systematiskt installerade bultar på 1x1 m utgör tillräcklig förstärkning på såväl dagens (600 m) som på framtida brytningsnivå (1000 m), även under slutbrytningsstadiet. Den systematiska bultningen på 1x1 m kan anses utgöra minimiförstärkning som inte bör underskridas. Det är härvid av största vikt att förstärkningen utförs kontinuerligt, dvs att inga ytor lämnas dåligt bultade eller obultade. Modelleringen har vidare visat att en ökad förstärkningsinsats, utöver den ovan nämnda, inte ger någon signifikant inverkan på uppspricknings- och deformationsprocessen. Tex ger inte ökad bultlängd eller en ökad bultdiameter någon synbar effekt på stabilitetssituationen. Förstärkningens primära funktion är att ge ett litet men jämnt fördelat mothållande tryck som håller samman respektive geologiska enheter, snarare än att förhindra deformationer. Genom fältobservationer har man kunnat konstatera att fiberarmerad sprutbetong i många situationer utgör en viktig komponent i förstärkningssystemet eftersom denna håller samman berget mellan bultarna och därmed förhindrar att sönderbrytningsprocessen tillåts starta och propagera. Modelleringen har inte kunnat verifiera kabelbultarnas funktion. Detta beror på att de brottmekanismer som simulerats har kunnat stabiliseras enbart med hjälp av den systematiska bultningen. Däremot indikerar modellerna att kabelbultarna utsätts för töjningar över sin kapacitet (3%), varför kablar med bättre töjningsegenskaper bör införas.

1 INLEDNING

Flera igensättningsgruvor i Sverige närmar sig för närvarande brytningsdjup av 1000 m varvid ökade stabilitetsproblem kan förväntas. Tex har Kristinebergsgruvan under den senaste 5-års-perioden erfarit allvarliga stabilitetsproblem med ett flertal stora ras. Inom ramen för forskningsprogrammet Gruvteknik 2000 (G2000) startades projektet "Bergbultning i gruvor - Dimensionering och utveckling" (Projekt 317), för att tillgodose gruvornas behov av effektivare stabiliseringsmetoder och därmed minskade kostnader. Vid planeringen av G2000-projektet "Brytning på stora djup" (Projekt 323), koordinerades detta med Projekt 317. För att undvika dubbelarbete beslöts att överflytta allt modelleringsarbete i Projekt 317 rörande Kristinebergsgruvan till projektet "Brytning på stora djup".

Inom ramen för projektet "Brytning på stora djup" ingick delprojektet "Stabilisering" (Sandström, 1992). Syftet med detta delprojekt var att genom detaljerad numerisk modellering försöka:

- (1) förstå de mekanismer som leder till brott i Kristinebergsgruvan (Steg I-II)
- (2) undersöka stabiliseringseffekten av olika förstärkningsalternativ för dagens brytningssituation (600 m djup) (Steg III-IV)
- (3) prognostisera förstärkningsbehovet för framtida brytning (1000 m djup) - kan man klara förstärkningsbehovet med befintlig teknik? (Steg V)

Arbetet utfördes i fem delsteg, vilka schematiskt åskådliggörs i Fig 1.

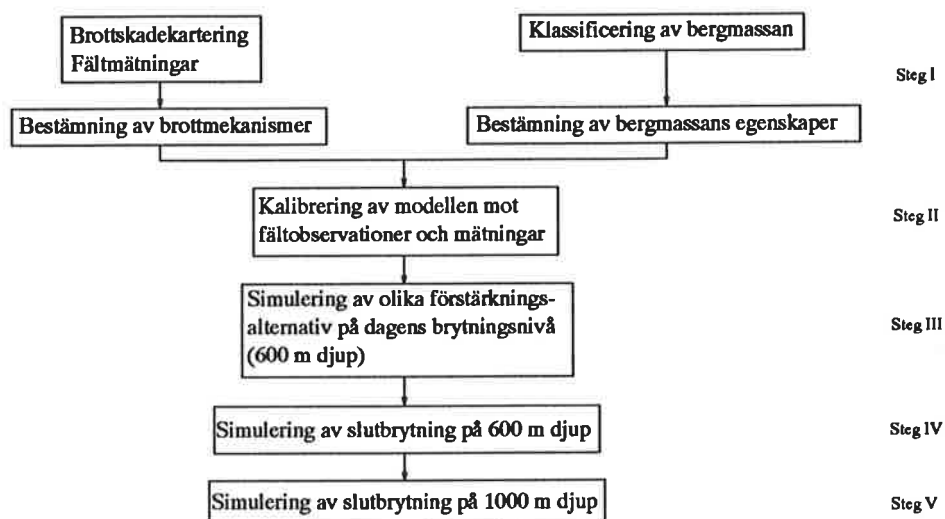


Fig 1. Flödesschema som visar de ingående delmomenten för den detaljerade modelleringen.
Flow diagram showing the Phases of the detailed support modeling project.

Samtliga modellanalyser utfördes med det två-dimensionella datorbaserade distinkta elementprogrammet UDEC (Universal Distinct Element Code), Itasca (1991).

2 STABILITETSPROBLEM OCH BROTTMEKANISMER

De generella brottformerna och stabilitetsproblemen i Kristinebergsgruvan är starkt relaterade till brytningssituationen och de geologiska förhållandena. Det återfyllda brytningsrummet utgör en brant stupande slits i ett spänningsfält som domineras av horisontella spänningar. Som en konsekvens av detta utsätts malmen i brytningsrummens tak för höga tryckspänningar. Denna situation resulterar i brott både i taket och väggarna, vilket har lett till allvarliga avbrott i produktionen. Genom införande av systematisk bultning, kabelbultning och stålfiberarmerad sprutbetong kunde kontrollen av stabiliteten i gruvan återupprättas.

Beroende på de allvarliga stabilitetsproblemen i rum 804 valdes detta ut som plats för omfattande observationer och mätningar. Mätningarna omfattade såväl extensometermätning som precisionsavvägning och konvergensmätning (Sandström och Holmberg, 1991). Dessutom utfördes även fotogrametriska mätningar. Ett system för brottskadekartering utvecklades för att försöka bestämma och klassificera förekommande brottmekanismer (Sandström, 1988).

För den detaljerade modelleringen identifierades två vanligt förekommande brottmekanismer, nämligen :

1. Svag liggvägg

De höga horisontalspänningarna resulterar i att taket "stansar" in i den svaga liggväggen, vilken i sin tur glider ned längs brottytan och roterar ned/in i rummet (Fig 2). Då det svaga berget i liggväggen trycks in i rummet uppstår glidning längs gränsen mellan kloritskiffern och det starkare moderberget (sericitkvartsit) samt mellan malmen och liggväggsberget. Denna brottmekanism har likheter med Prandtl's kilformiga bärighetsbrott. Beroende på friktionen i glidplanet mellan malmen och liggväggsberget orsakar detta dragspänningar i malmen, parallellt med stupningen. Detta resulterar i att taket spricker upp och går sönder i 0.3-0.5 m tjocka skivor som är parallella med takets fria yta. De höga horisontal- spänningarna resulterar även i att taket generellt spricker upp. Brottzonen går ca 10 m upp i taket. Detta innebär att både själva brytningen och förstärkningen sker i redan sönderbrutet berg. Spänningarna inom brottzonen är kraftigt reducerade.

Materialet i hängväggen är något starkare än i liggväggen och deformeras genom böjning vilket resulterar i att separation uppstår mellan skiffern och moderberget och/eller mellan de plana strukturererna inom skiffern.

2. Svag hängväggskontakt

En annan vanligt förekommande brottmekanism förorsakas av en svag kontakt mellan malmen och hängväggen. Den svaga hängväggskontakten resulterar i ett progressivt brott av taket längs kontakten, vilket kan gå 5 m eller mer upp i taket. Brottet formar ett sk kyrktak med nära vertikal taklinje. Denna brottmekanism kan uppstå när väggarna är relativt starka men kontakten är svag. Ofta är kontakten lerfylld eller starkt kloritiserad med mycket låg friktion.

I föreliggande presentation kommer endast resultat från brottmekanismen under punkt 1 ovan, dvs fallet med svag liggvägg, att redovisas.

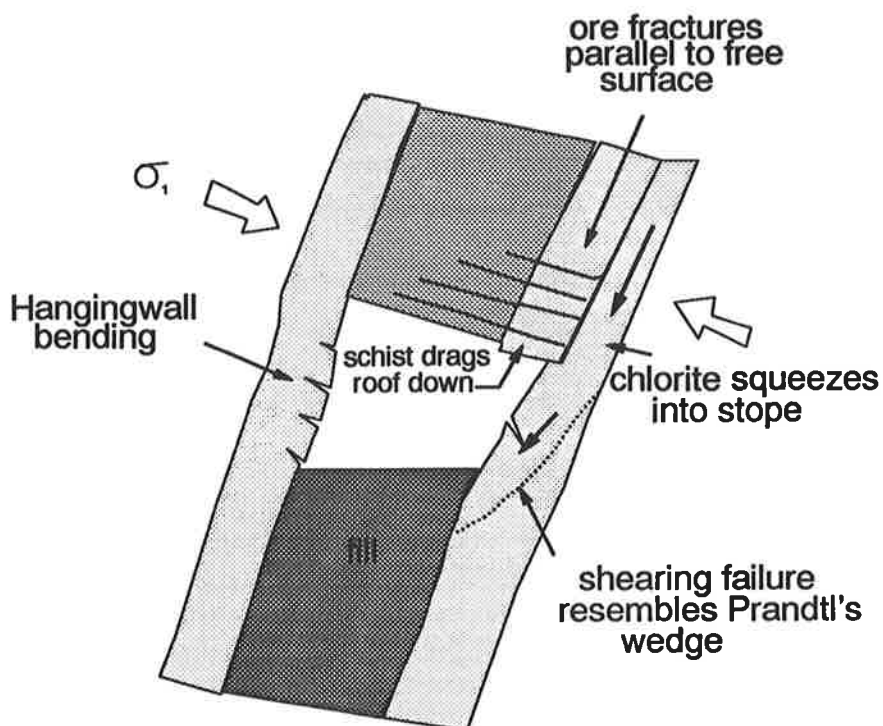


Fig 2. Schematisk representation av brottmekanism vid svag liggvägg.
Schematic representation of failure mechanism for the case of a weak footwall. [Board et.al. (1992^a)]

3 MODELLEN

3.1 Geometri och geologi

Vid 611 m taknivå i Rum 804 har 70 m av malmen brutits ut och ersatts med fyll. Ovanför taket återstår ca 30 m malm i höjdlid. Rummet är 4-5 m brett och höjden mellan fyllen och taket är ca 4 m. I referenssektionen är geologin enligt följande (Fig 3): Sidoberget består av sericitkvartsit, vilket är generellt sett kompetent berg. Malmen är omgiven av 2-3 m mäktiga lager kloritskiffer/-kloritisk sericitkvartsit i hängväggen resp liggväggen. I kontakten mellan malmen och liggväggen finns ett 1 m tjockt lager talkig klorit-skiffer och en lerzon. Mitt i malmen och mellan malmen och hängväggen, parallellt stupningen, finns tunna kloritzoner. Denna geologi har gällt för modellerna för brottmekanismen gällande fallet med svag liggvägg.

Modellen utgör ett vertikalt snitt vinkelrät mot malmens strykning. Figur 4 visar en detalj av geometrin runt själva brytningsrummet för den använda datormodellen. Modellens yttermått var 150x150 m.

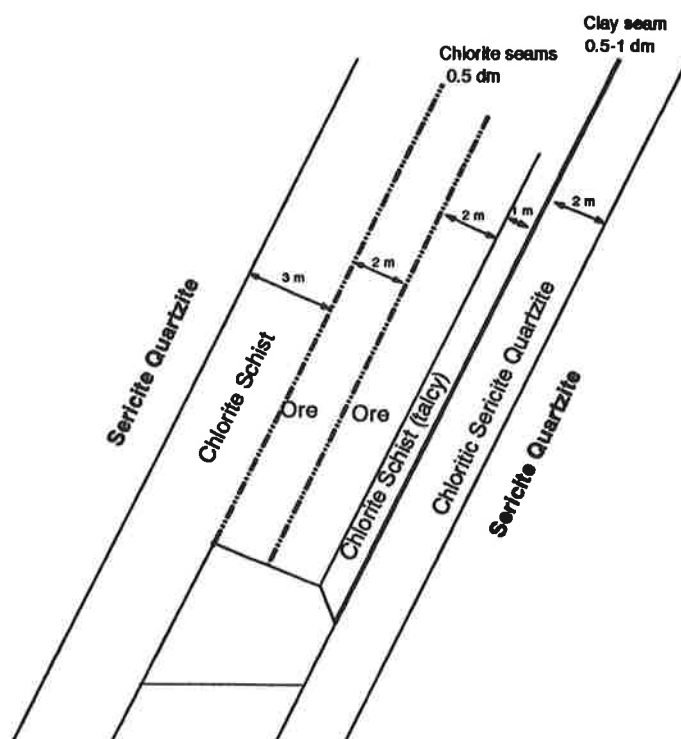


Fig 3. Kristineberg, Rum 804, 611 m avv., Geologi för fallet med svag liggvägg.
Geology of the 804 reference room at 611 m roof elevation. [Board et.al. (1991)]

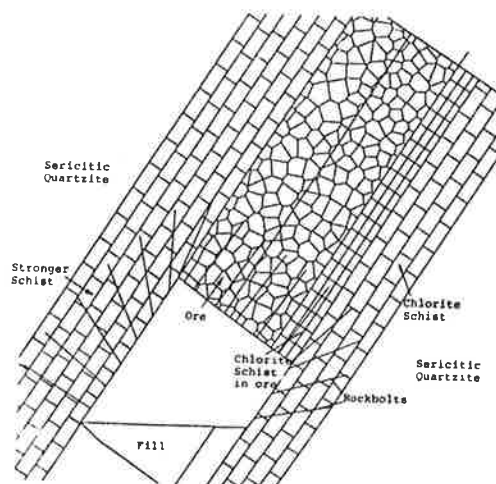


Fig 4. Detalj av modellgeometrin.
Close-up view of the model geometry. [Board et.al. (1992)]

In situ-spänningarna har mätts och rapporterats av Leijon (1991). Spänningstillståndet i modellplanet är $\sigma_v = 0.027 Z$ [MPa] och $\sigma_h = 7.4 + 0.032 Z$ [MPa] där Z =djupet under markytan i meter.

På det modellerade djupet för dagens brytningsnivå (ca 630 m) är spänningarna $\sigma_v = 17$ MPa och $\sigma_h = 28$ MPa. Detta spänningstillstånd har använts som initialspänningar i samtliga modeller för dagens brytningsnivå. För modellerna på 1000 m djup har initialspänningarna $\sigma_v = 27$ MPa och $\sigma_h = 39$ MPa använts.

3.2 Förstärkning

Grundförstärkningen i Kristinebergsgruvan består av helingjutna kamjärnsbult i ett bultmönster av 1x1 m. Bultarna är 20 mm i diameter och 2.7 m långa. När geologin och brytningsförhållandena så kräver appliceras även 5-7 cm stålfiberarmerad sprutbetong på väggar och tak och ca 15 m långa kabelbultar installeras i taket med ett inbördes avstånd av 2x3 m.

Bultarna i modellen har givits en belastningskapacitet på 140 kN innan plasticering (flytning) uppstår i bulten och en töjningskapacitet på 10 %.

4 RESULTAT

I följande avsnitt kommer de viktigaste resultaten och slutsatserna från Stegen II-V givna i introduktionen att presenteras.

4.1 Resultat och slutsatser för modellkalibreringen

För att åstadkomma den observerade brottmekanismen med instansning av taket i liggväggen varierades hållfastheten för liggväggens kloritiska sericitkvartsit och hållfastheten för kontakten mellan denna och moderberget inom variationsbredden för dessa enheters egenskaper.

Modellens respons har jämförts och kalibrerats dels mot den observerade brottformen i det modellerade snittet, dels mot utförda mätningar. I Figur 5 jämförs resultaten av fotogrammetriska mätningar och brottskadekartering med modellresultat visande uppsprickning och deformationsvektorer. Figur 6 visar en jämförelse mellan beräknade och uppmätta deformationer i taket. Som framgår av figurerna har relativt god överensstämmelse uppnåtts.

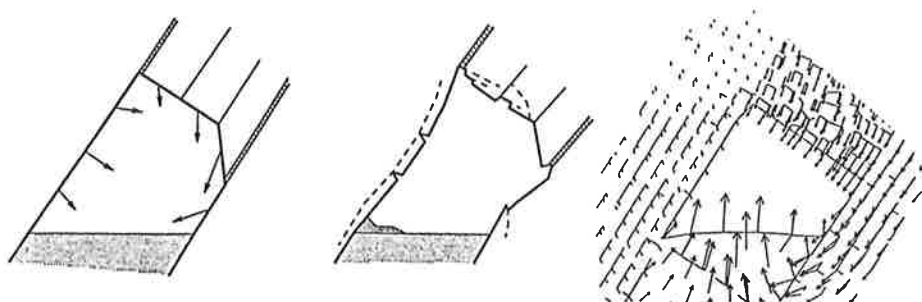


Fig 5. Jämförelse mellan fotogrammetriska mätningar, brottskadekartering och modellresultat (deformationsvektorer och uppsprickning).

Comparison between photogrammetry results, physical observation and model results. [Board et.al. (1992)]

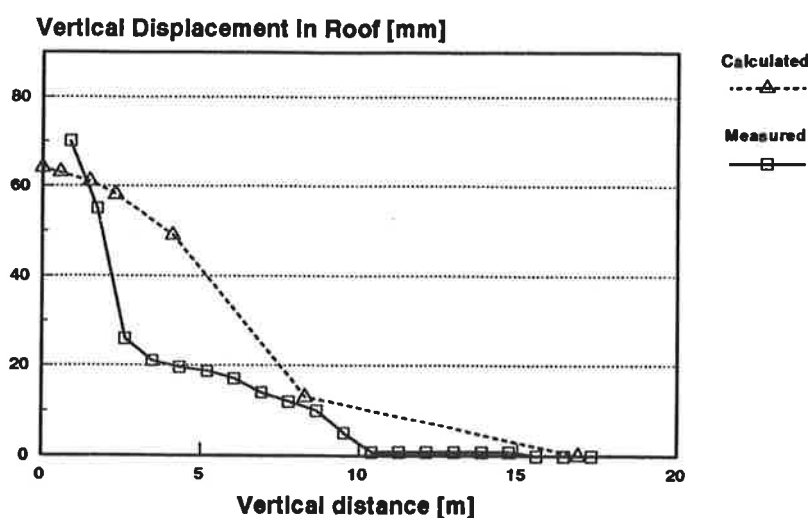


Fig 6. Jämförelse mellan uppmätt och beräknad deformation i taket.
Comparison between measured and calculated deformation in the roof. [Board et.al. (1992)]

Modellkalibreringen har visat att den numeriska modellen kan reproducera såväl observerade brottmekanismer som uppmätta deformationer till både storlek och riktning. Den kaliberade modellen användes sedan för analysen av olika förstärkningsalternativ och för slutbrytning på 600 m och 1000 m djup.

4.2 Resultat och slutsatser för analysen av olika förstärkningsalternativ

Analysen av olika förstärkningsalternativ omfattade nio olika alternativ enligt Tabell 1. Analyserna utfördes för en brytningssituation när 30 m malm återstod ovanför brytningsrummet. De nio olika parametervariationerna kan grupperas i två huvudområden: (1) undersökning av effekten av olika bulttätthet (modell 1-5), och (2) undersökning av effekten av variation av bultdiameter och bultlängd samt förankringsteknik (modell 6-9). De tre olika bultlängderna som analyserats (2.3, 2.7 och 3.5 m) innebär en längd som är mindre än, lika med och större än tjockleken på den kloritiska sericitkvartsiten i liggväggen.

Resultaten från modellerna 1-5 visar att hängvägg, tak och liggvägg bildar en sammanhängande bergkonstruktion i vilken de ingående delarna är beroende av varandra för att stabilitet skall uppnås. Genom bultningen erhålls en bärande bergkonstruktion (valv) i taket, varvid väggarna utgör takets "upplag". Bulttättheten är en mycket viktig och känslig faktor för att erhålla stabila förhållanden. Av modellerna 1-5 var det endast grundförstärkningsfallet, dvs modell 1, som uppnådde stabila förhållanden, medan de övriga indikerade olika grad av instabilitet. För att illustrera förstärkningens stabiliserande inverkan jämförs den största huvudspänningen de första 3-4 m upp i taket för den oförstärkta modellen och grundförstärkningsfallet, Fig 7. Genom samverkan mellan bultarna erhålls en bärande bergkonstruktion med en lastupptagning av 5-8 MPa, medan det oförstärkta fallet indikerar mycket liten eller ingen lastupptagning.

Tabell 1. Parametervariationer vid analys av olika förstärkningsalternativ.

Modell	Beskrivning
1	grundförstärkning, helingjutna 20 mm, 2.7 m långa kamjärnsbult med 1 m bultavstånd i väggar och tak. (Detta simulerar innevarande förstärknings-praxis)
2	oförstärkt
3	oförstärkt tak, ligg- och hängvägg förstärkt enligt (1) ovan
4	oförstärkt liggvägg, tak och hängvägg förstärkt enligt (1) ovan
5	samma som i (1) ovan men med bultavståndet 2 m
6	helingjutna bultar, 20 mm diameter, 3.5 m längd, bultavstånd 1 m
7	samma som i (6) ovan men med bult-längden 2.3 m
8	samma som i (6) ovan men med 25 mm bultdiameter
9	ändförankrad bult i liggväggen i övrigt samma som i (6) ovan

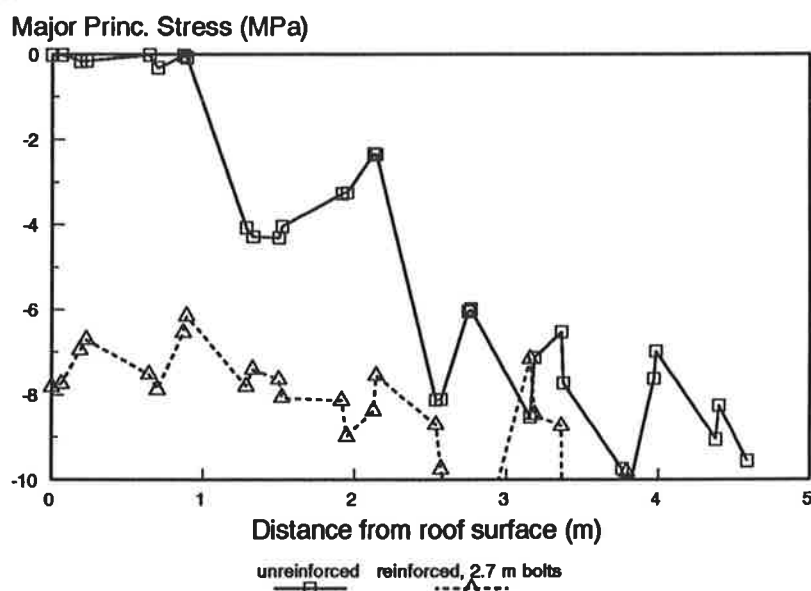


Fig 7. Största huvudspänning i taket för grundförstärkt modell resp oförstärkt modell (Spänningen är parallell med takytan; bultarnas (2.7 m långa) mothållande effekt kan ses här). Major principal stress with depth into roof for reinforced and unreinforced cases. [Board et.al. (1992)]

Modellerna 6-9 enligt Tabell 1, visade alla stabila förhållanden och små skillnader i modellens respons. Detta indikerar att parametrar som bultlängd, bultdiameter och förankringsteknik spelar en underordnad roll för stabiliteten.

Den ovan beskrivna analysen av olika förstärkningsalternativ resulterade i följande generella slutsatser:

1. Det är nödvändigt att stabilisera liggväggen för att förhindra instansning av taket och därmed förhindra att taket blir instabilt.
2. Funktionen hos bultningen av liggväggen är att förhindra sönderbrytning av partiet mellan fyllen och taket snarare än att förhindra eller minska deformationer, eller glidning längs liggväggens kontakt med moderberget.
3. Av alla parametrar som varierades är det endast bulttäteten som har signifikant inverkan på stabiliteten. Genom att applicera ett förstärkningstryck på ca 15 ton/m², vilket motsvarar ett bult-avstånd på 1 m, kan stabilisering uppnås. Större avstånd mellan bultarna, tex 2 m vilket motsvarar ett förstärkningstryck på ca 4 ton/m², ger instabilitet. Detta bekräftas också av fältobservationer där stora stabilitetsproblem erhöles vid detta bultavstånd. Därför kan grundförstärkningsfallet, vilket används som förstärknings-praxis i gruvan för närvarande, anses som minimiförstärkning. En ökning av förstärkningsinsatsen, genom tex ökad bultdiameter, ger dock ingen signifikant minskning av deformationerna eller förbättring av stabiliteten i modellen.
4. Fältobservationer indikerar också behovet av fiberarmerad sprutbetong för att förhindra utfall mellan bultarna. Detta är speciellt viktigt då svaga kloritzoner och/eller lerzoner förekommer i kontakten mellan malmen och liggväggsberget, hängväggskontakten eller i malmen. Detaljeringsgraden på den nu använda modellen medgav inte analysering av sprutbetongens funktion.

4.3 Resultat och slutsatser för analysen av slutbrytning på dagens brytningsnivå (600 m)

Syftet med studien här var att undersöka bergmassans resp förstärkningens respons för slutbrytning på 600 m brytningsnivå. Mellanskivetjocklekarna 50, 30, 25, 20, 15, 10 och 5 m har simulerats. Två olika förstärkningsmetoder har undersökts:

1. grundförstärkning; systematiskt installerade helingjutna 2.7 m långa bult, $\phi=20$ mm, på 1x1 m avstånd
2. enligt (1) ovan kombinerat med 15 m långa kabelbultar, 2 x $\phi=15$ mm i varje hål på 2x3 m avstånd

Resultaten från modelleringen av dessa två förstärkningsmetoder visar inte på någon signifikant skillnad vad gäller bergmassans generella respons. Därför redovisas endast resultaten från modellerna i vilka grundförstärkningen har modellerats. Dock kan vissa intressanta slutsatser dras angående kabelbultarnas reaktion på brytningen.

När brottzonerna i mellanskivans ändrar överlappar varandra uppstår en minskning av spänningarna tvärs mellanskivan (σ_1). Detta inträffar då mellanskivans tjocklek minskar från 20 till 15 m och medför att instansningsmekanismen i taket minskar i intensitet vilket i sin tur ger upphov till att en minskning av de nedåtgående deformationerna i liggväggsberget och taket kan noteras (Fig 8). Förbättrade brytningsförhållanden borde därför kunna förväntas för mellanskivets tjocklekar mindre än ca 20 m.

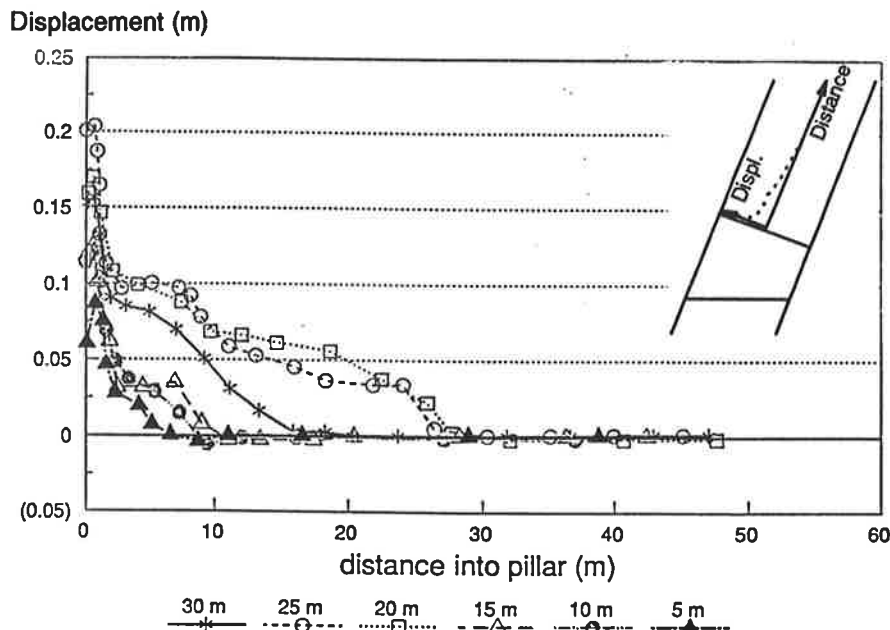


Fig 8. Fördelning av longitudinella förskjutningar i mellanskivan för olika tjocklekar på 600 m djup.
Longitudinal displacements along a line up the center of the pillar at 600 m depth. [Board och Rosengren (1992^b)]

Nästan alla bultar utsätts för en belastning motsvarande sin bärförmåga (0.14 MN) längs hela bultlängden. Töjningarna i bultarna varierar mellan 2 och 7 % med det största värdet lokaliserat till det område i taket som bildar den nästan triangulära kilen vilken dras ned av liggväggen. Figur 9 och 10 visar bultkrafterna och töjningarna i bultarna för fallet med 30 m pelarhöjd. Bultarna uppnår sin töjningskapacitet (10 %) och slits av endast där bulten går igenom den skjuvande kontakten mellan liggväggsberget och moderberget.

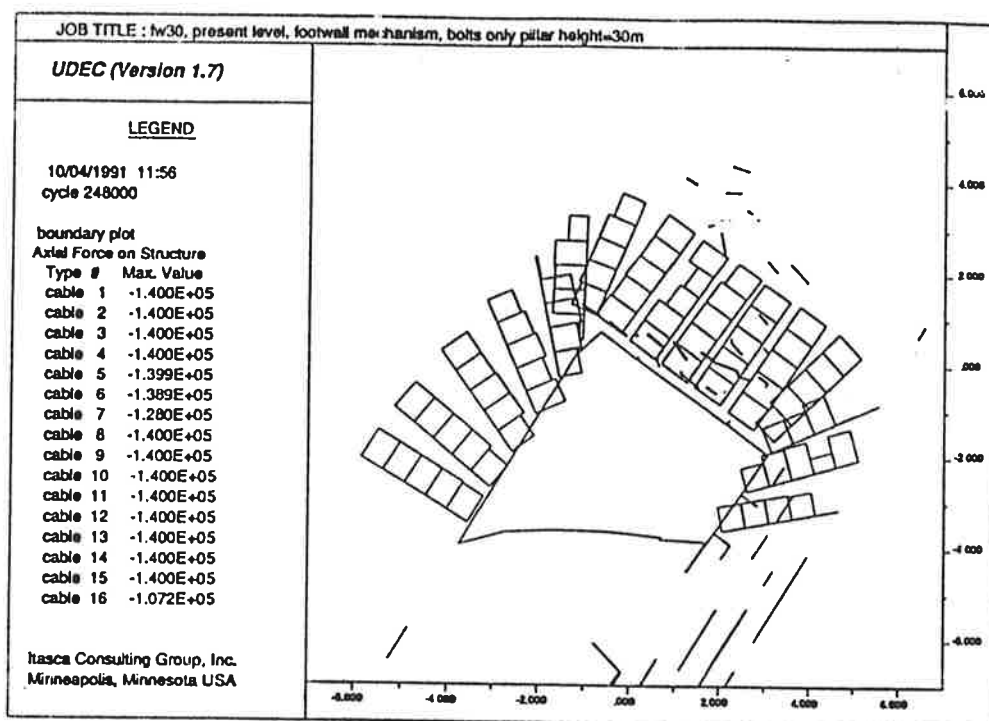


Fig 9. Fördelning av bultkrafter vid 30 m mellanskiva på 600m djup.
Distribution of axial forces in rock bolts for the case of 30 m
pillar at 600 m depth. [Board och Rosengren (1992^b)]

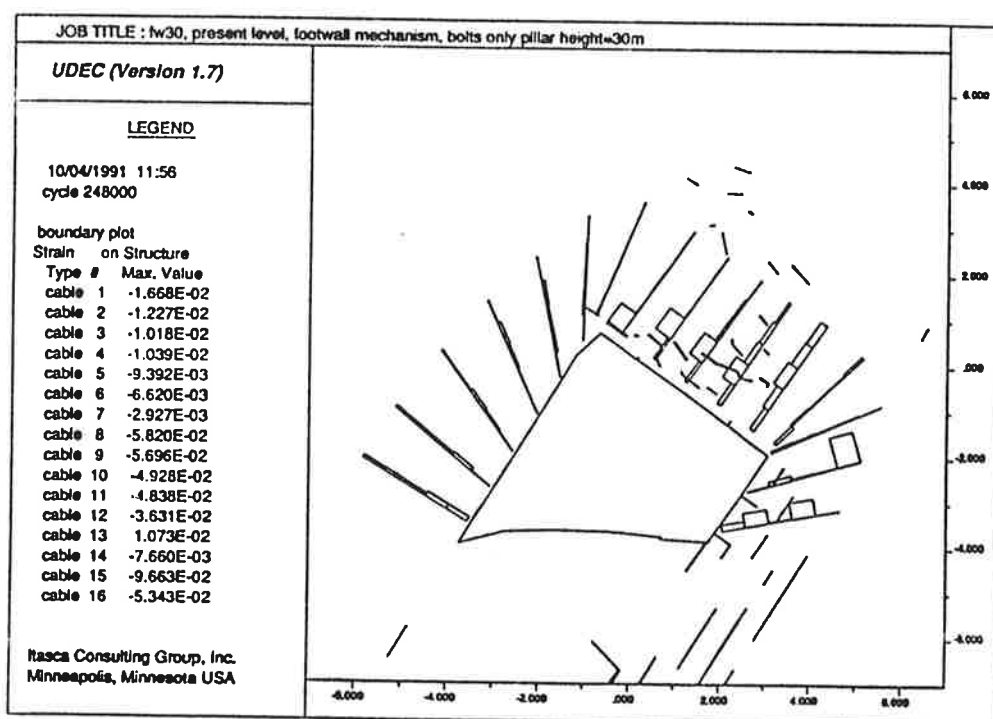


Fig 10. Fördelning av töjningar i bultarna vid 30 m mellanskiva på 600m djup.
Distribution of axial forces in rock bolts for the case of 30 m
pillar at 600 m depth. [Board och Rosengren (1992^b)]

Baserat på utförda modeller i detta avsnitt kunde följande slutsatser dras:

1. Modellerna visar att kritisk tjocklek uppstår vid ca 20 m tjock mellanskiva. Vid tjocklekar under ca 20 m överlappar de uppspruckna zonerna i mellanskivans ändar varandra, vilket medför att den avlastas. Denna avlastning beror på den snabba minskningen av det mothållande trycket. Dock, indikerar modellen att tillräckligt mothållande tryck kan erhållas för att undvika total kollaps även vid en pelarhöjd av 5 m.
2. Grundförstärkningen med 2.7 m långa bultar, $\phi=20$ mm, på 1 x 1 m avstånd är tillräcklig för att stabilisera liggväggen och taket för den modellerade brottmekanismen och för samtliga tjocklekar på mellanskivan.
3. Kabelbultarna (2 x $\phi=15$ mm/hål) tycks ha liten effekt på utvecklingen av spänningar, deformationer och uppsprickning i modellen, trots att de installeras före utbrytning, dvs kabelbultarnas förstärkningseffekt har inte kunnat verifieras i modellerna. Kablarna belastas med en last motsvarande sin bärförmåga (ca 290 kN/kabel) för samtliga mellanskivetjocklekar mellan 30 till 10 m. Vid 15-20 m tjocklek på mellanskivan överskrids töjningskapaciteten (3%) i kablarna, dvs kablarna slits av. Detta indikerar att kablar med bättre töjningsegenskaper bör användas.
4. Kabelbultarnas roll när det gäller att förhindra bergnedfall kan inte identifieras från modellerna i denna studie. Detta beror primärt på att den modellerade brottmekanismen kan stabiliseras med systematiskt installerade ordinära bergbultar. För att klart kunna demonstera kabelbultarnas funktion och nytta, krävs det troligen att man modellerar en geologisk situation som ger kollaps med enbart grundförstärkningen installerad.

4.4 Resultat och slutsatser för analysen av slutbrytning på framtida brytningsnivå (1000 m)

På 1000 m djup har mellanskivetjocklekarna 50, 40, 30, 25, 20, 15 och 10 m simulerats. Förstärkningen som använts i dessa modeller har utgjorts av den sk grundförstärkningen, dvs 2.7 m långa helingjutna, $\phi=20$ mm, ordinära kamjärnsbultar på avståndet 1 x 1 m. Syftet med dessa modeller var att undersöka det ökade djupets betydelse för stabiliteten och bergförstärkningen.

Resultaten från modellerna visar att det mothållande trycket, σ_3 , minskar signifikant då mellanskivans tjocklek minskar från 30 till 25 m. Detta beror på att uppsprickningszonerna i mellanskivans ändar, som på detta djup (1000m) är ca 15 m, överlappar varandra. Detta innebär att en förbättring av brytningsförhållandena kan förväntas för mellanskivetjocklekar mindre än ca 30 m. Samma fenomen kunde ses på 600 m brytningsnivå, men då vid en tjocklek av ca 20 m. Deformationerna på 1000 m djup är av samma storleksordning som på 600 m. Vidare har beräkningarna visat att liggväggen är ytterst känslig för att bultarna installeras kontinuerligt, dvs att inga ytor lämnas dåligt bultade eller

obultade före fyllning. Om väggarna lämnas obultade nedanför fyllen uppstår instabilitet i modellen. Detta observerades ej i modellerna på 600 djup varför marginalerna är mindre på 1000 m djup med samma förstärkningsinsats som på 600 m djup. Stabilitetssituationen på 1000 m djup bedöms alltså bli värre än på 600 m djup, men går fortfarande att behärska.

Baserat på utförda modeller för 1000 m djup kunde följande slutsatser dras:

1. För de båda brottmekanismerna modellerade i denna studie verkar den nu använda grundförstärkningen med systematisk bultning med $\phi=20$ mm bultar på 1 m inbördes avstånd vara tillräcklig.
2. Systematisk bultning ger ett litet men tillräckligt mothållande tryck för att undvika utfall av väggarna för samtliga modellerade tjocklekar på mellanskivan. Obultade eller dåligt bultade områden kan ge signifikant inverkan på den övergripande stabiliteten genom att sönderbrytnings- och utfallsprocessen tillåts att starta.

5 DISKUSSION

Vi som varit inblandade i projektet känner en relativt stor tilltro till det som åstadkommit och att modellanalyserna ökat förståelsen för hur bergmassan och förstärkningen fungerar eller inte fungerar i Kristinebergsgruvan. För den skull får resultaten inte övertolkas eller generaliseras till geologiska situationer och brytningssituationer som inte analyserats. Ett av de viktigare resultaten av denna studie är att det kunnat visas att det är möjligt att reproducera mekanismer och skeenden med hjälp av det artificiella "verktyg" som numerisk modellering innebär.

Genom modellen indikeras att förstärkningsbehovet vid gruvans framtida brytning på större djup (1000 m) inte ökar drastiskt, utan kan sannolikt för de vanligaste förekommande geologiska situationerna, förbli densamma som vid 600 m brytningsdjup. Förmodligen ökar dock behovet av ytförstärkning i form av sprutbetong. Detta resultat utgör väredfull information vid planeringen av den framtida brytningen på djupet.

Kabelbultarnas funktion har inte kunnat verifieras i modellerna. Detta beror främst på att de geologiska situationer som modellerats har kunnat stabiliseras med grundförstärkningen enbart. Dock, existerar situationer där de modellerade brottmekanismerna kompliceras av avvikande geologiska förhållanden. I dessa fall sker ofta utfall i samband med sprängning vilket kan leda till progressiva ras i taket. De sista två årens erfarenheter från gruvan, sedan kabelbultning infördes, indikerar att även denna typ av ras har minskat i frekvens.

6 REKOMMENDATIONER

För den fortsatta brytningen på 1000 m djup kan följande rekommendationer ges.

1. Fortsätt med nuvarande förstärkningsprogram med systematisk bultning på ett c/c-avstånd av ca 1 m. Det är viktigt att bultningen utförs kontinuerligt, dvs att inga ytor lämnas obultade.
2. Fastän denna studie inte kunnat påvisa kabelbultarnas verkningsätt har frekvensen större ras i gruvan minskat sedan kabelbultning infördes. Därför rekommenderas det att fortsätta med kabelbultningen, särskilt i områden med stor malmbredd och/eller där geologiska störningar förekommer. Vidare rekommenderas det att kabelbultarnas funktion och verkningsätt studeras vidare för att utveckla designkriterier för de specifika förhållandena i Kristineberg.
3. Det rekommenderas att betongsprutningen fortsätter för att erhålla snabb förstärkning av svaga kontaktzoner och för att förhindra utfall mellan bultar. Vidare föreslås det att närmare utreda sprutbetongens funktion.
4. Fyllens stabiliserande effekt har kunnat ses från modelleringen. Fyllen ger ett litet men jämnt mothållande tryck, vilket är betydelsefullt för stabilisering av de svaga väggarna. Användning av cementstabiliserad fyll rekommenderas inte eftersom väggkonvergenzen är stor nog att trycka sönder fyllen.
5. Modelleringen prognostiserade att de värsta brytningsförhållandena på 1000 m djup inträffar vid en mellanskivehöjd på 25-30 m och att brytningsförhållandena sedan förbättras allteftersom tjockleken på mellanskivan minskar. Dessa prognoser bör verifieras genom mätning.

7 REFERENSER

Board, M., et al. 1991. "Calibration of the detailed model of the 804 reference room". G2000 Report 91:27.

Board, M. och Rosengren, L. 1992^a. Analysis of alternative support methods at Kristineberg Mine". G2000 Report 92:21.

Board, M. och Rosengren, L. 1992^b. "Simulation of sill pillar mining at 600 m depth at the Kristineberg mine". G2000 Report 92:22.

Itasca. 1991. UDEC Version 1.7, User's Manual. Itasca Consulting Group Inc. Minneapolis, Minnesota, USA.

Leijon, B. 1991. "Bergspänningsmätningar i Kristinebergs-gruvan". Faktainsamling - delrapport 7. G2000 Rapport 91:13.

Board, M., Krauland, N., Sandström, S. och Rosengren, L. 1992. "Analysis of ground support methods at the Kristineberg mine in Sweden". Proceedings of the international symposium on rock support, Sudbury, Canada. Eds. Peter Kaiser and Dougal R. McCreath.

Sandström, S. 1988. "Bergmekanisk karteringsmetodik för skador och sönderbrytning: brytningsrum" Intern Rapport, Boliden Mineral AB .

Sandström, S. 1992. "G2000 - Brytning på stora djup, P323, Projektuppläggning". Preparerad för G2000 seminiarium i Luleå 13-14 mars 1992.

Sandström, S. och Holmberg, M. 1991. Uppföljning och analys av stabilitetsproblem, Kristineberg. G2000 Rapport 91:18.

8 SUMMARY (Engelsk sammanfattning)

The detailed support modeling within the G2000 project "Mining at Great Depth" has contributed a better understanding of the mechanisms that are responsible for the increasing ground control problems in the Kristineberg mine, and a better understanding of the functioning of the reinforcement. From the modeling it appears that systematic bolting with 2.7 m long, 20 mm diameter bolts at 1 m centers is sufficient to stabilize the excavation room both at present (600 m) and future (1000 m) mining depths, even during sill pillar mining. However, the systematic bolting at 1 m centers, can be considered as a minimum reinforcement effort. Also, it was found that, due to the weak chlorite sidewalls, a uniform bolting pattern is of great importance, i.e., that no surfaces should be left unbolted or poorly bolted. Further, the modeling has shown that increasing some aspects of the reinforcement effort, beyond what is mentioned above, has no significant effect on the failure and deformation processes, e.g., increasing bolt length or bolt diameter do not indicate any noticeable effect on the stability. It was concluded that the role of the reinforcement is to provide a uniform, although small, confining pressure to the sidewalls to prevent disintegration of the different geological units, rather than prevent deformations. In this sense, underground observations also show that steel fibre-reinforced shotcrete is an important reinforcement component which prevents raveling between the rock bolts and thereby a propagating process. The modeling has not been able to verify the observed beneficial effects of the cable bolting used in the mine. This depends on the fact that the stope could be stabilized using systematic bolting only for the failure mechanisms simulated in this study. However, the models indicate that the cables reach their strain capacity (3%) which in turn indicates a need of cables with higher strain capacity.

**GEOHYDROLOGIN OCH DESS BETYDELSE VID
TUNNELDRIVNING OCH
UNDERMARKSANLÄGGNINGAR**

Influence of geohydrology in subsurface constructions

Introduction: Per Hogård

BERGBYGGANDE OCH GRUNDVATTENPROBLEM

ROCKEXCAVATION AND GROUNDWATER PROBLEMS

ÖVERINGENJÖR PER HOGÅRD, SKANSKA TEKNIK AB, STOCKHOLM

På mitt första kraftverksbygge, Trångfors kraftverk i Ljungan vid Åsarna, fick jag på ett drastiskt sätt uppleva vilka problem vatten kan ställa till med. I utloppstunneln som ligger ca 30 m djupare än utloppet stötte man på en vattenförande zon som snabbt vattenfylld hela tunneln.

Man kunde snabbt få fram nya stora dränkbara pumpar och börja sänka vattennivån. Väl nere på tunnelnivån igen injekterade man och förstärkte berget för att sedan långsamt spränga vidare med hjälp av sonderingshål, förinjektering och korta salvor. Efter ca 30 m var man genom den vattenförande krosszonen och tunneln sprängdes vidare utan några extra åtgärder.

Bara på denna lilla insident förlorade man mer än en månad på denna tunnelfront.

Detta visar på, vad alla bergbyggare som drabbats av det vet, nämligen att driva tunnlar i dåligt berg går väl an, men kommer vatten med i bilden blir problemen dramatiskt mycket värre att hantera.

På kraftverksbyggen ser man ofta att man inte försöker göra en kraftstation tät i taket utan man bygger ett innertak istället. Samma sak med kabelschakt där man ofta bygger ett fristående betongschakt inne i bergschaktet för att slippa täta berget. Detta beror dock ofta på att dessa arbetsplatser ligger utanför all annan bebyggelse och därför ställer eller ställde myndigheterna inte samma krav.

Vattenproblematiken under byggnadsskedet är oftast det minsta problemet om man ser på ett projekt, utan det är de långa effekterna av grundvattensänkning som är det stora problemet. Detta yttrar sig allt ifrån tömda brunnar till omfattande sättningsskador.

Det finns ett antal klassiska fall här i Sverige och jag skall bara nämna några och vad dessa betytt för att ändra kraven från myndigheter och beställare men även för utvecklingen av ny teknik.

Själv minns jag mycket väl alla problem som uppkom när man sprängde tunneln från Limhamns kalkbrott till cementfabriken vid hamnen. Denna transporttunnel gick i kalksten och man hade omfattande läckage som orsakade att ett flertal brunnar i Limhamn sinade. Dessa problem gjorde att man startade mätningar av grundvattnet runt tunneln och man konstaterade att de förelåg en avsevärd avsänkning mot tunneln och man såg även en stor risk att även få in saltvatten. Detta resulterade i ett omfattande injekteringsarbete och även förinjektering på stora delar av tunneln.

Ungefär samtidigt drev man tunnlar i Stockholm för tunnelbanan vid bl a Karlaplan där man i efterhand konstaterade att man sänkt av grundvattenytan med inte mindre än 6 m, vilket orsakade omfattande sättnings-skador. Omfattande injekteringsarbeten utfördes även här i efterhand.

Som jämnförelse kan vi idag se de krav som ställs från myndigheter och beställare på den senaste etappen på tunnelbanan vid Skarpnäck där inläckningskraven på vissa delar är 2 l/min och 100 m. Detta motsvarar en permeabilitet på 10^{-8} m/s eller 0.06 lugeon. Att uppnå dessa mycket hårda krav kräver en mycket kompetent entreprenör.

Även innan 1980-talet ställde man stora krav i tunnelbanearbetena och detta resulterade i att Stabilator tog fram en speciell utrustning, injekteringsutrustning, för att injektera och följa upp flera hål samtidigt, Multihole grouting.

Bolmentunneln är ett annat exempel där man drev tunnel genom berg med mycket vatten och där långa sträckor förinjekterades. För att minska väntetiden från färdig injektering tills man kunde starta borrhningen igen föddes idén till Bolmeninjekteringsbruket som fortfarande används bl a i Skarpnäckprojektet.

Att vatten skapar problem vet de flesta beställare och också att anlita entreprenörer med resurser, för ibland kan kombinationen dåligt berg och vatten göra att förstärknings- och injekteringbehoven mångdubblas.

Ett sådant fall var Hylte kraftverksbygge, som beställdes av Sydkraft i slutet av 80-talet och där de nominerade Stabilator som underentreprenör. I tilloppet till kraftverket gick man med en tunnel under Nissan och där fick man stora problem med vatten och med förinjekteringen.

Förstärknings- och injekteringsmängderna ökade 5 gånger och då vill det till att entreprenören har resurser att sätta in.

Det är sannolikt så att flera av dessa projekt jag nämnt har påverkat lagstiftningen. Den nya vattenlagen trädde i kraft 1984, där man skärpte kraven på kontroll av grundvattenförhållandena och vidare tillägget som gjordes 1991 där det är ett krav att man gör en miljökonsekvensbeskrivning av projektet som skall ingå i vattendomsansökan.

Att denna legala process kan påverka projekt har bl a Hallandsås tunnelarna erfarit där byggstarten förskjuts ett halvår i väntan på vattendomen.

Tunnelarna genom Hallandsåsen är inte bara aktuella utan mycket intressanta m a p geologin och geohydrologin. Dessa stora tunnlar, ca 60 m², skall drivas med TBM genom en geologi som man inte känner i detalj, men man vet att det är mycket vatten i berget och att långa sträckor består av mycket dåligt berg.

Entreprenören som har detta projekt på totalentreprenad kommer att behöva all tillgänglig teknik och förmodligen också skapa ny teknik för att uppnå de täthetskrav beställaren satt upp nämligen 12 l/m och 100 m, och två tunnlar. Detta är ett lägre krav på inläckning än vid t ex Skarpnäck, men dels är tunnelarna större och dels ligger grundvatten ytan upp till 100 m ovanför tunneln.

Vidare kommer tunnelarna att gå genom förkastningslinjerna som ställde till mycket bekymmer för entreprenörerna som drev Bolmentunneln. Trots att tunneln där bara var 8 m² uppnådde man mycket låga framdrifter och man fick ingen ordning på tunneldrivningen förrän man tillgrip spiling.

Att driva en nästan tio ggr större tunnel genom dessa zoner kommer att kräva mycket av entreprenören.

Vi får med all sannolikhet höra mer om detta projekt på Bergmekanikdagarna nästkommande år för det är ju dessa stora svåra projekt som driver utvecklingen av ny teknik framåt.

De följande föredragen handlar om grundvattenproblem i olika former från projekt som Ormen här i Stockholm och Äspö vid Oskarshamn till injekteringsmedel och grundvattenundersökningar och kommer med all sannolikhet innehålla intressanta fakta och nyheter.

ANVÄNDNING OCH NYTTA AV GRUNDEVATTEN- UNDERSÖKNINGAR I TUNNLAR OCH BERGRUM

The Application and Benefit of Groundwater Investigations in Tunnels
and Rock Caverns

Sven Wallman, VBB VIAK

INLEDNING

Forskningsprogrammet BeFo 425 , **Geohydrologiska metoder för tillämpning i bergbyggandet** har som mål att identifiera lämpliga geohydrologiska undersökningsmetoder och anpassa dessa till praktisk tillämpning i bergbyggande.

Under arbetets gång har frågeställningar angående användningen och nyttan av grundvattenundersökningar framkommit. Slutsatsen är att en del av de "etablerade" undersökningsmetoderna endast nyttjas till en del eller i vissa fall inte alls. Det förefaller då svårt att försöka medverka till att nya eller modifierade metoder kommer till användning. Nedan följer några tankegångar kring den problematiken.

BAKGRUND

Det geohydrologiska kunnande, som utvecklats bl a inom SKB's forskningsprogram för avfallsförvaring kan genom information och kunskapsöverföring medverka till att praktiskt användbara metoder i bergbyggande utvecklas.

Aktuella delar kan nyttjas för att anpassas till bergbyggandets behov.

Den största skillnaden mellan SKB's verksamhet och normalt bergbyggande eller gruvdrift är att kraven för SKB's del gäller för en mycket lång tidsperiod, medan man i vanligt bergarbete ofta med kort

varsel vill ha en rimligt noggrann prognos över vad som kommer att hända.

Inom SKB's undersökningar har en stor mängd geohydrologiska metoder utvecklats och nyttjats som bör vara möjliga att överföra till enklare utrustningar för att därmed erhålla de lägre kostnader som sannolikt är ett krav för att de skall komma till användning.

Exempel på sådana metoder är geostatistisk bearbetning av data från brunnarsarkivet som visat sig ge ett utomordentligt underlag för att bedömma genomsläpplighet och vattenföring i olika bergarter inom ett område.

En geostatistisk bearbetning av befintliga geohydrologiska data ger också en bra plattform för preliminära bedömningar av den geohydrologiska situationen.

Metoderna lämpar sig dessutom väl för att utveckla till enkla PC-program, som kan användas som praktiska hjälpredskap.

En annan metod med god utvecklingspotential är driftprognoser baserade på enkla tester i pilothål vid tunnelfronten.

En förutsättning för att man skall göra en vidareutveckling av de metoder som utnyttjas av SKB, är dock att det finns en rimlig möjlighet att de kan komma till användning i entreprenörledet.

Detta kräver förmodligen att valet av metoder kopplas hårt till vad varje etapp i ett projekt leder fram till, exempelvis avseende avgöranden för omgivningspåverkan.

Valet och resultatet av använd metod måste också anpassas till avnämaren. Det betyder att olika mottagare i beslutsprocessen har olika krav som skall uppfyllas för att kunna fatta ett beslut för nästa etapp i projektet.

Vidare måste man kunna diskontera nyttan av den uppställda prognosen kontra kostnaden. Därav följer också värdet /nyttan av varje åtgärd för att uppfylla prognosen.

Resultatet från undersökningarna måste kunna omsättas i termer som kan prissättas.

Vidare krävs en ökad medvetenhet och förståelse för att detaljprognoser kräver detaljundersökningar och förutsätter aktiv design i en del moment.

För att uppnå dessa uppställda mål är det två generellt viktiga principer som måste beaktas:

– Fastslå en undersökningsfilosofi

– Förändra nuvarande kostnadsfördelning

Den förstnämnda principen bygger på att den föreliggande problemställningen definieras väl och att målsättningen är en geologisk och hydrogeologisk modell.

De mätbara egenskaperna i de utförda undersökningarna skall medföra att man förstår geologin och hydrogeologin i tre dimensioner.

Den grundläggande ide´n som är självklar men långt ifrån alltid tillämpad är att börja med den enkla och normalt billigaste metoden. Detta för att bättre och effektivare nyttja och förstå de mer komplicerade och dyra metoderna.

En av projektets uppgifter är just att visa på olika billiga och dyra metoder samt försöka värdera nyttan kontra arbetsinsats och kostnader. Det finns naturligtvis ingen standardformel för detta men ett försök har gjorts att koppla undersökningsfilosofin till ett antal typanläggningar som kan fungera som riktnedel för undersökningsinsatsen för andra liknade och jämförbara projekt.

Denna princip bör tilltala de verksamma inom den mångfasetterade bergbyggnadskonsten och framställningen kommer förhoppningsvis att framstå som ett hjälpmedel framöver.

Den andra principen att försöka förändra kostnadsfördelningen inom ett projekts olika skeden är kanske svårare att vinna gehör för.

Principen har tidigare diskuterats inom ramen för BeFo's forskningsprogram och presenterats i rapporten " **Geohydrologiska förundersökningar i berg** ", G Gustafson, BeFo 84:/86.

Det viktigaste i denna princip är att en förändring kommer till stånd så att en kostnadsfördelning, med ett hydrogeologiskt angreppssätt också används och beaktas. Detta är kanske i en del fall att föredra framför det konventionella synsättet.

En mer ingående analys av arbetsgången finns redovisad i rapporten. Det kan dock fastslås att i regel får man en lägre totalkostnad för projektet och att undersökningskostnaden inte blir större än vanligt och kommer dessutom senare i projektet vilket är mer kostnadseffektivt.

VARFÖR ETT HYDROGEOLOGISKT ANGREPPSÄTT ?

INLEDNING

Vid underjordsarbeten kan ofrivilliga indrivningsstopp starkt medverka till att arbetsmiljön och produktionseffektiviteten försämras. Den främsta orsaken till detta är, att framförhållningen och prognosticeringen för indriften idag inte alltid är vad den kunde vara och inverkar negativt på såväl ekonomin som arbetsfördelningen.

Tre faktorer är här avgörande:

1. Byggmediets karaktär

Kristallin berggrund: Hållfasthet, spänningsförhållanden, spricksystem, vattenföring etc.

Sedimentär berggrund: Porositet, vattenföring och hållfasthet.

Jord: Konsolideringsgrad,
 kornstorleksfördelning, porositet,
 hållfasthet.

2. Arbetskvalitet

Planering, arbetsledning, yrkeskunnande, anpassningsförmåga, erfarenhetsåterföring etc.

3. Teknisk design

indriftsteknik, tekniskt kunnande, bergtäckningsfilosofi etc.

De två sistnämnda och dess olika delmoment karakteriseras av att det oftast finns en etablerad lösning. Den förstnämnda faktorn är osäker och variabel från ett projekt till ett annat.

DET KONVENTIONELLA SYNSÄTTET

Undermarksbyggandet idag karakteriseras av att de använda metoderna är mycket flexibla och uppkomna situationer med dåligt berg eller vatteninläckage kan hanteras på något sätt.

Detta innebär normalt tyvärr att tidsplanen blir förskjuten och att det uppkommer en rad röda siffror i den lagda budgeten.

Ett lågt anbud på undersökningsinsatsen antages många gånger utan att man har försäkrat sig om den önskvärda kvaliteten. Detta medför i de flesta fall att merkostnader uppkommer för både beställaren och entreprenören.

Den aktuella skrivningen i anbudsunderlag och anbud kan i en del fall naturligtvis hjälpa upp situationen för någon av parterna. Men någon bra affär där båda parter är nöjda blir det sällan eller aldrig.

För att komma till rätta med problemen med undersökningars kvalitet, prognoser, giltighet m m har man i såväl Sverige som internationellt arbetat fram olika typer av arbetslinjer, mallar eller matriser.

Dessa mallar syftar till att avgöra vilka undersökningsmetoder som skall användas för ett enskilt objekt.

Inom ramen för BeFo's forskningsprogram har ett flertal sådana arbetsmallar tagits fram. Nedan finns en uppräkningslista av några av de mest tongivande både inom BeFo's regi och utanför:

1. Suggested methods for determining water, content, porosity, absorption and related properties and swelling and slake-durability index properties, ISRM, 1972.
2. Bergundersökningar, Kvalitetsvärdering av undersökningsmetoder, Morfeldt, C-O, m fl, BFR, 1973.
3. Recommendations on site investigations techniques, ISRM, 1975.
4. Bergrum och tunnlar, Byggnadsgeologisk uppföljning och kartering, Morfeldt, C-O, BFR, 1976.
5. Förundersökningars värde och omfattning, H. Helfrich m fl, BeFo, 1979.
6. Final disposal of spent nuclear fuel – geological, hydrological and geophysical methods for site characterization, Ahlbom, K m fl, SKBF-KBS, 1983
7. Final disposal of spent nuclear fuel – Standard program for site investigation, Thoregren, U, SKBF-KBS, 1983.
8. Undermarksbyggande i svagt berg, serie -4, BeFo, 1983.
9. Undersökningsmetoder för berg, Handboken Bygg, 1984.
10. Förundersökningar i berg, Bergman, S, G-A, Carlsson, A, BeFo, 1986.

Det gemensamma för dessa sammanställningar är att det finns någon form av flödesschema för genomförandet av undersökningsmetoderna i tiden, som utgår från arbetsgången i ett projekt.

Varje ny undermarksanläggning är dock ensam i sitt slag avseende på kombinationen av förutsättningar, layout etc. Detta innebär, vilket också påpekas i rapporterna, att några specifika mallar för vilka

Sammanställningarna kommer då ofta att få formen av "det möjligas konst" och användbarheten i praktiken blir då tyvärr begränsad.

En framkomlig väg för att succesivt få mer tillämpning av dessa arbetsmallar framledes är kanske att använda upprättade checklistor.

Checklistorna skall då i första hand användas för att kontrollera att man inte förbiser någon lämplig undersökningsmetod på grund av den inte framkommit i presenterade förslag.

Det finns en rad sådana checklistor i [1–10] vilka på ett uttömmande sätt beskriver vilka olika moment som bör ingå i olika projektskeden vid diskussioner mellan beställare, konsulter och entreprenörer.

DET HYDROGEOLOGISKA ANGREPPSSÄTTET

Det svenska urberget är en utmärkt plats för olika typer av anläggningar och bergbyggnadskonsten har en mycket lång tradition. Den förändrade synen på undermarken som resurs har medfört att det traditionella nyttjandet av undermarken har ändrats från traditionell gruvdrift, kraftverkstunnlar och en del andra infrastrukturtunnlar till att omfatta en rad olika användningsområden.

I och med att undermarkens nyttjande har ökat framförallt i urbana områden så har kraven också ökat på dessa anläggningars funktion och dess effekter på den ovanliggande marken.

På grund av de speciella förhållandena i tätorter där mycket lite av det naturliga tillskottet av regnvatten når jordlagren och bergmassan kan även ett litet inläckage till underjordsanläggningarna orsaka stora skador.

Detta har medfört att frågeställningarna kring framförallt täthets- och stabilitetsfunktionerna har accentuerats.

Större inläckage av grundvatten i underjordsanläggningen kan medföra en rad nackdelar både under byggtiden och driftskedet. I kombination med höga vattentryck förstärks problematiken och kan medföra mycket allvarliga konsekvenser för funktion, arbetsmiljön och ekonomin. En rad genomförda underjordsprojekt visar att en av de absolut viktigaste faktorerna som har påverkat resultatet, är vatten. Därför bör ett hydrogeologiskt arbetsätt kunna motiveras, användas och beaktas i större utsträckning än idag.

"ORMEN" – EN FULLBORRAD BERGTUNNEL FÖR MAGASINERING AV AVLOPPSVATTEN. ERFARENHETER FRÅN INJEKTERINGSARBETET

Hydrogeological aspects and experiences from the grouting operation in the Snake project, Stockholm, Sweden

Daniel Morfeldt, Mineconsult AB, Stockholm
Tommy Flodin, Stockholm Energi AB

INLEDNING – OMGIVNINGSPÅVERKAN

Tunnelbyggandet i tätbebyggda städer med blandad bebyggelse har i alla tider förorsakat störningar på omgivningen. Tekniken har emellertid utvecklats och man har idag möjlighet att fullborra tunnlar i alla storlekar, även i de hårda svenska graniterna. Fullborrningstekniken medför att både kortare och längre tunnlar kan drivas utan någon påverkan (störning) av omgivningen, bl a för de människor som lever i staden.

I projekt "Ormen" har man kunnat utnyttja denna teknik och härigenom reducerat ingreppen i stadsmiljön till en minimal nivå. Några störningar från buller och spränggaser har således ej upplevts, vidare har man i detta projekt även kontrollerat vibrationernas störande inverkan, man har ökat informationsgraden och genom detta erhållit en bättre toleransnivå hos berörda fastighetsinnehavare.

Dock kan nämnas ett speciellt tillfälle då informationen var otillräcklig. Sommaren 1991 befann sig fullborrningen vid Birger Jarlsgatan-Regeringsgatan och vid ett par banker kunde vaktbolagen iakta ovanliga ljud, polis tillkallades för undersökning och man fick anledning att misstänka pågående försök till inbrott i bankvalven, strömmen i kvarteren runt omkring bröts men borrningsljuden fortsatte. Det var först efter ytterligare kontakt med Stockholm Vatten AB som man fick reda på att sonderings- och injekteringsborrningar utfördes även efter kl 22.00. När den hydrauliska hammarborrningen avbröts kunde belägringen kring bankerna avbrytas.

UTFÖRDA FÖRSTUDIER

Planeringen av projekt Ormen har utförts av Stockholm Vatten AB i samarbete med Mineconsult AB, som ansvarar för de ingenjörsgelogiska bedömningarna samt upprättandet av kontrollprogram och dokumentationsrutiner vid tunnelarbetet. Magasinstunneln skall lagra "överskottsvatten" tillfälligt till dess att belastningen på ledningar och reningsverk minskat. Tunnelmagasinet har en volym av cirka 40 000 m³ vilket anses vara tillräckligt för att minska risken för

översvämningar och utsläppen till kringliggande vattendrag kommer således att reduceras kraftigt.

För att erhålla optimal täckning av magasinets uppsamlingsområde planerades tunneln att sträcka sig från Roslagstullsområdet (Bellevue) och vidare mot Vasastan och ner igen mot Sveavägen, vilken var tänkt att passeras, vidare tillbaka mot Birger Jarlsgatan och ner mot Stureplan där man skulle vika av upp mot Karlavägen. Uppsamlingen och nedsläpp till magasinet skulle ske i de lågpunkter där man i alla tider årligen haft omfattande översvämningar i fastigheternas källarplan etc.

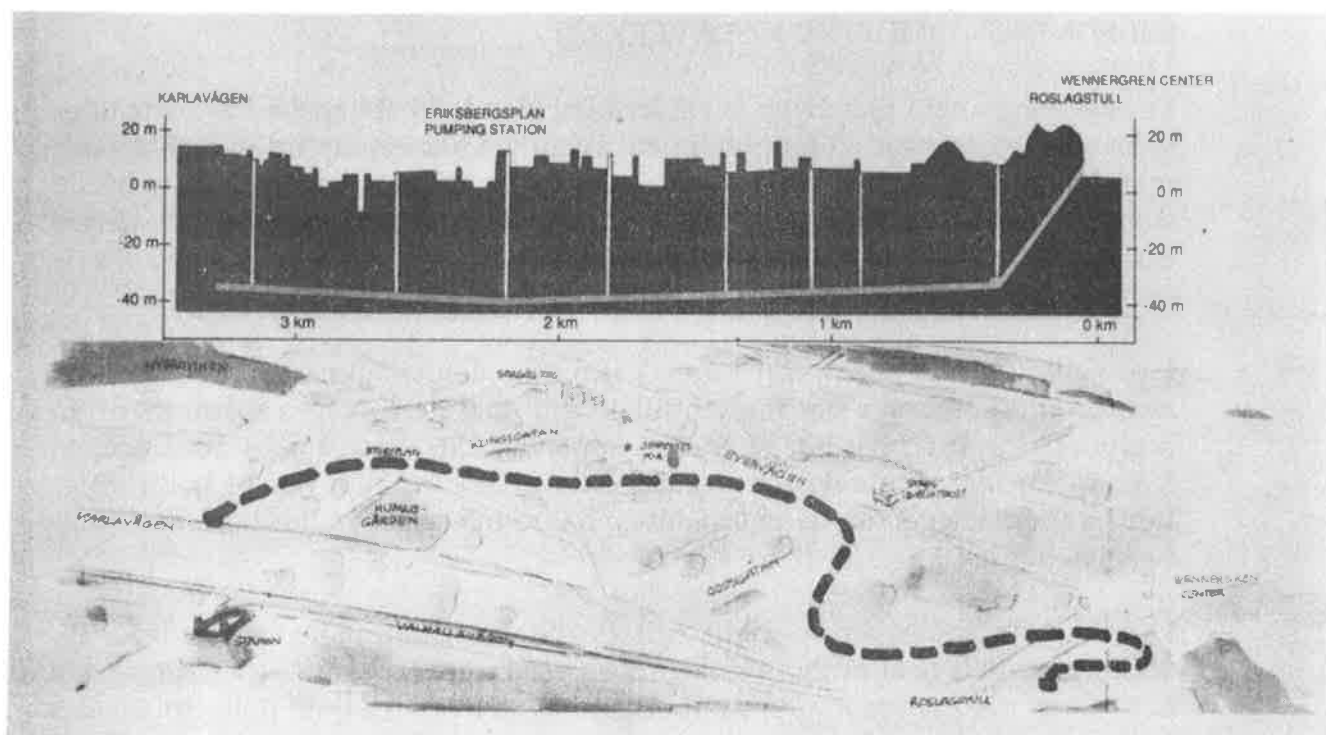


Bild 1. Tunnelmagasinet "Ormen".
The Snake project in Stockholm, Sweden.

Magasinet är således utfört i en mycket växlande geologisk miljö. Vi har i området både större sprick- och svaghetszoner, redan kända från tidigare bergarbeten och områden med mycket skiftande jordartsfördelning, lerfyllda depressioner i den underliggande bergytan. Området genomkorsas även av den stora Brunkebergsåsen (resterna).

Bebyggelsen inom området utgörs av fastigheter med mycket olika grundläggningsteknik (trä-stål-betong-pålar, grundmurar på skiftande underlag etc). En övergripande riskanalys med avseende på den geologiska miljön utfördes och vi kunde planera ett undersökningsprogram gällande grundvattensituationen i och kring tunnelområdet (grundvattenmodell).

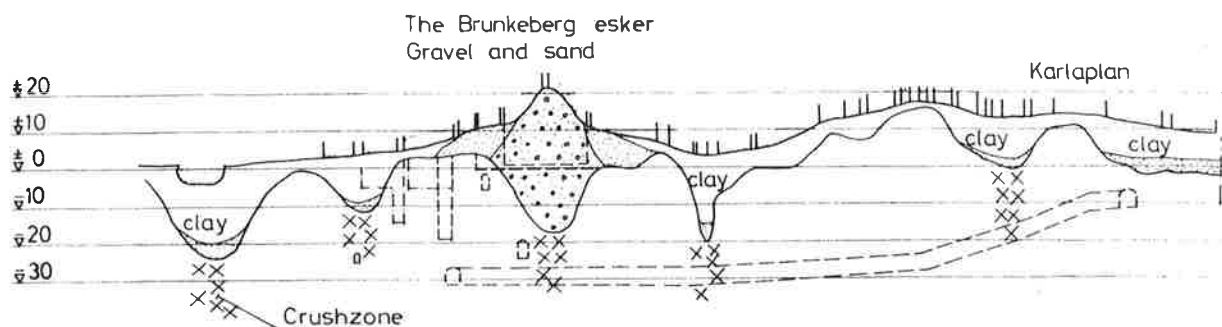


Bild 2. Undermarkens uppbyggnad med svaghetszoner. Princip.
The underground of Stockholm. Crush and fault zones are typical.

GRUNDVATTENOBSERVATIONSHÅL

Stockholms Stads Fastighetskontor har sedan länge ett fungerande avläsnings-system täckande stora delar av detta arbetsområde. Vi har kompletterat med ett litet antal nysatta observationshål för en fullständig täckning. En noggrann och väldokumenterad avläsning under en längre period, både före och efter tunnelutförandet, är av stor betydelse för en förståelse av "grundvattenmodellen" kring projektet.

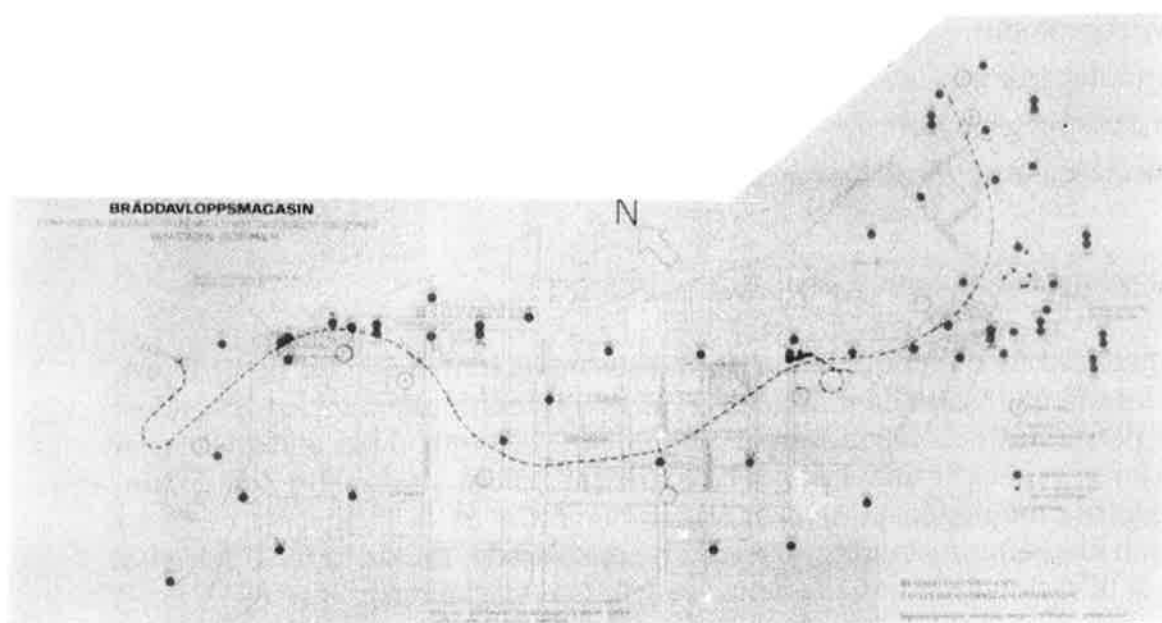


Bild 3. Grundvattenobservationshål täckande projektområdet.
Groundwater monitoring holes cover the entire project area.

TIDIGARE BERGARBETEN I OMRÅDET

En genomgång av tidigare erfarenheter från bergprojekt inom området utfördes och tolkningen av den geologiska miljön blev härigenom ytterligare säkerställd. De första tankarna att passera "Sveavägslinjen" på nivån -40 m kunde snabbt skrinläggas, när man i en tidigare sonderingsborrning erhållit bergYTEkontakt först på -35 m, och även vid passage med andra sprängda tele-tunnlar på ett större djup hade upplevt ett mycket kraftigt omvandlat berg i denna störningszon.

Studier av tidigare tunnlar vid Linnégatan visade på en betydligt utbredd och kraftig störningszon i detta område. Den ovan beskrivna utredningsfasen medgav att vi kunde sätta upp en modell över området, med avseende på geologiska och hydrogeologiska förhållanden vilket utmynnade i ett förslag till slutlig tunnelsträckning. Ett kompletterande uppföljningsprogram utformades och man kunde i anbudshandlingarna fastlägga vissa "riskområden" där extra kontroller av grundvattenbalansen skulle komma att bli utförda under projektets utbyggnad.

Extra projektering för uppsamlingsområdet blev nödvändiga för att erhålla maximal nytta av magasinet, man fick bl a bygga ut ledningsnätet från nedsläppsschakten med rörtryckning fram till bl a Sveavägen.

Denna uppläggning med projektering på "geologins villkor" har sedan under projektets utveckling visat sig väl överensstämmande med utförd prognos och vara till god ledning för de speciella insatserna med injektering etc. Anbudshandlingarna utfördes utgående från

- geologin
- hydrogeologin
- grundläggning
- jordartsfördelningar

samt att tunneln skulle drivas med fullborrad sektion (minimal skadezon).

INLÄCKNINGSGRÄNSVÄRDE: TBM-TEKNIKEN

Kompletterad med en omfattande förinjektering och med ett efterkontrollprogram kunde man sätta en godkänd gräns av **inläckningsmängden** till endast 2 liter per minut och 100 m tunnel. Tekniken (TBM) gör detta realistiskt när man kan se exakt var man har det lilla inflödet genom att de slätpolerade tunnelväggarna möjliggör en mycket noggrann studie av läckvägarna. Åtgärdsprogram med efterinjektering, särskilt i de markerade "riskområdena" har visat sig vara tillräckligt för att hålla denna restriktiva inläckningsgräns.

KONTROLLPROGRAM UNDER PROJEKTETS GÅNG

Injekteringen vid fullborrningen har hela tiden följts upp med intensiva avläsningar i de förut beskrivna observationshålen. Vi har i vissa känsliga miljöer varit tvungna att som regel utföra veckovisa avläsningar och ibland även dag-

liga avläsningar. Genom denna kontroll har man erhållit en strömningsmodell där inverkan från årstidsvariationer och även andra bergbyggnadsaktiviteter i området har kunnat utläsas och tolkats. Denna utbyggda kontroll- och avläsningsrutin har vid de regelbundna sammanställningarna varit grund för bedömningen hur injekteringen blivit utförd.

Entreprenören har även utfört sin kontroll i tunneln med hjälp av avläsningsdammar, där man har avläst inläckande vattenmängder kontinuerligt. Vid behov har man haft möjlighet att avbryta fullborrningen för att utföra en kompletterande injektering.

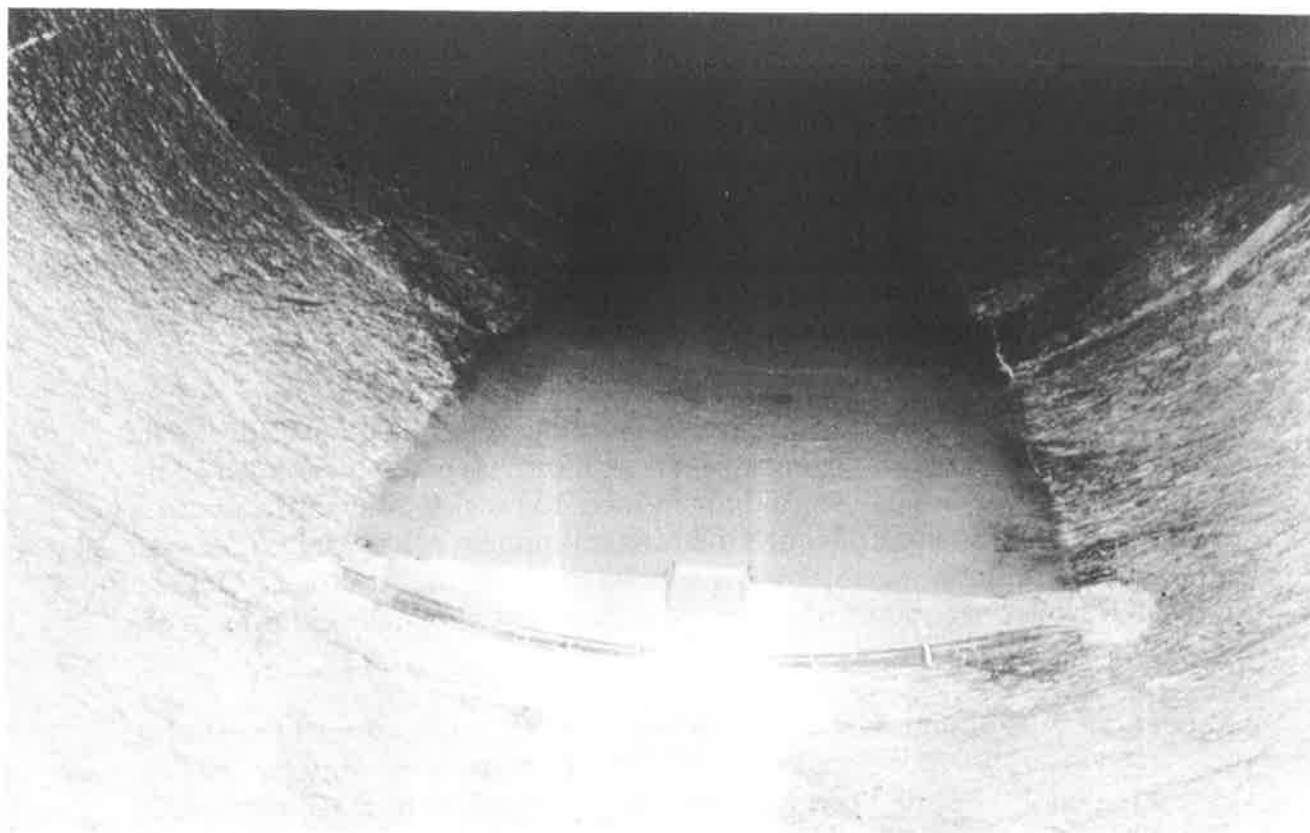


Bild 4. Avläsningsdamm i tunneln (flyttbar).
Measurement wall in the tunnel (flexible).

I äldre stadskärnor liksom vid nybyggnationer i känsliga hydrogeologiska områden finns en risk för skadlig grundvattenavsänkning när man driver tunnlar och utför alla slag av undermarksbebyggelse under befintlig grundvattennivå. En urtappning av det "undre" grundvattenmagasinet medför på sikt en utdränering av det "övre" grundvattenmagasinet. Detta har påvisats i Stockholm, bl a efter den kraftiga tunnelutbyggnaden på 60-talet (Karlplan, Hornsgatan).

Injekteringsarbetet kring projekt Ormen har därför styrts av mätningar och kontroller av främst det "undre" grundvattenmagasinet. De markerade känsliga riskområdena utgörs främst av redan sedan tidigare påverkade träpålegrundlagda fastigheter. Redan långt före fullborrningsstarten utfördes en extra sättningmätning av dessa fastigheter och dessa avläsningar har sedan dokumenterats ytterligare efter det att tunnelfronten passerat fastigheterna. En god kon-

troll och förbesiktning har även utförts av Nitro Consult med avseende på de sprängningsarbeten som blivit utförda i nedsläppsschakten och vid tillfartstunnlarna vid Roslagstull och Snickarbacken (pumpstationen). En extra kontroll i fastigheterna angående främst statusen av källargolv och mellanväggar i källarplanet har likaså blivit dokumenterad både före och efter tunnelarbetet. Vidare har vi utfört en marksättningskontroll längs hela tunnellen med en omfattande fotodokumentation.

INJEKTERINGSMODELL – BLANDNINGAR OCH ÅTGÅNG

Anbudshandlingarna för projekt Ormen visar på den speciella geologiska miljön och kravet på en tät tunnel för att eliminera risken för en skadlig grundvattenavsänkning. Kontrollprogrammet som beskrivits tidigare ingår även i anbudshandlingarna och det har även i övrigt tydligt framgått vikten av en kontrollerad förinjektering och krav på efterinjektering ifall gränsvärdet i någon sektion ej kan uppnås. I övrigt skall entreprenören ansvara för och styra injekteringsinsatserna. I detta projekt (i jämförelse med Saltsjötunnelprojektet) skall tunneln under vissa perioder vara torrlagd och kravet är således mycket restriktivt vad gäller inläckningen.

Entreprenören (SIAB) utformade för detta projekt, med erfarenheterna från Saltsjötunneln, en egen injekteringsmodell. Tätningen av tunneln har till största delen skett genom kontinuerlig förinjektering. Efter viss ombyggnad av injekteringsborrningsutrustningen startade man med 4 kranshål jämt fördelade runt tunnelperiferin. Efter kontroller och mätningar i tunneln och extra insatser med omfattande kompletteringsinjekteringar beslöt man sig för att utöka hållantalet till 8 hål. Därefter har endast någon enstaka komplettering av injekteringen behövt utföras.

Längden av injekteringsskärmarna har valts på ett sådant sätt att injektering företrädesvis kunde utföras under nattetid för att på detta vis utnyttja TBM-utrustningen effektivast då borrning inte fick pågå med TBM-maskinen mellan 22.00 – 06.00.

Då injekteringsutrustningen var etablerad på maskinens "back-up"-del och på det viset hela tiden funnits med vid fronten har det fungerat bra med förinjekteringen som en del av arbetscykeln.

Sonderings- och injekteringsborrn timer har skett med hållängder upp till 30 m. Valet av hållängder har dels styrts av tunnelns kurvor i horisontalplanet och dels av en bedömd TBM-borrning för kommande dag. För denna borrning har 2 st Atlas Copco Cop 1238 använts. Dessa var placerade strax bakom borrhuvudet för att minimera antalet "onödiga" bormeter.

Totalt har 44 000 sonderings- och injekteringsbormeter utförts. Det innebär 16 bm/m tunnel. I anbudsskedet gjordes bedömningen att det skulle åtgå 29 000 bm eller 11 bm/m tunnel. En förklaring till den stora skillnaden mellan antaget och verkligt utförande är att man i ett tidigt skede bestämde sig för att utföra skärmarna genomgående med 8 hål.

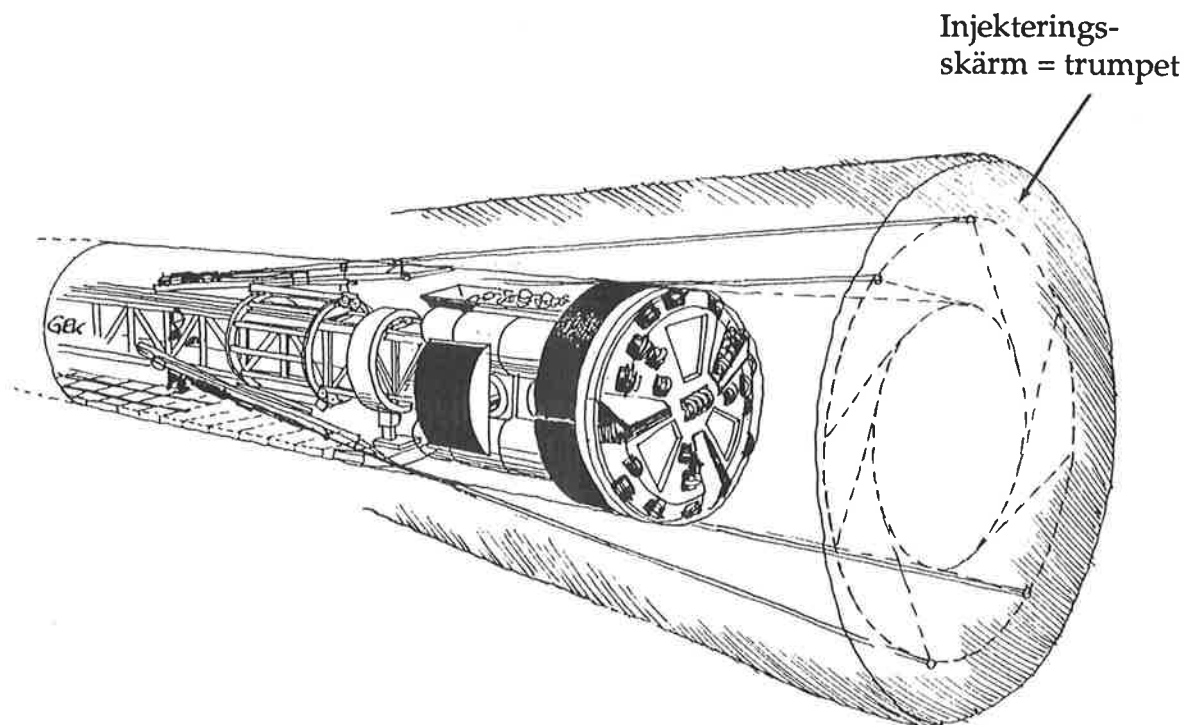


Bild 5. Sondering och förinjekteringsbörningen sker i "trumpet"-form med ca 30 m långa hål direkt vid TBM-fronten (Ö Sjöström).
 Probe drilling and pregrouting holes are drilled in a "trumpet" form directly at TBM drilling face (Ö Sjöström, Rock Team AB).

Valet av injekteringsmedel har avgjorts av vattenförlustmätningarna. Vid vattenförluster upp till 5 liter/minut och hål har använts Microcement alufix och vid vattenförluster mellan 5 och 20 l/min har använts Microcement W 650. Där vattenförlusterna har överstigit 20 l/min har man använt Cemcil, detta har dock förekommit i mycket liten omfattning. Åtgången av injekteringsmaterial har varit 164 ton eller 60 kg/m tunnel, vilket svarar väl mot den bedömning som gjordes i anbudsskedet.

Då förinjekteringen har gett ett bra resultat har efterinjektering behövts tillgripas i liten omfattning och på ett fåtal ställen. Resultatet av efterinjekteringen har varit mycket gott, vilket i stor utstäckning kan hänföras till att tunneln är borrarad. Framför allt gäller detta då det gäller att klara läckage i tunnelbotten. Man kan mycket lätt följa spricksystemen runt hela tunnelperiferin.

Då efterinjekteringen har utförts efter det att TBM-utrustningen avetablerats ur tunneln, har någon elkraft ej funnits att tillgå utan en mobil utrustning, som drivits med ett dieselaggregat, har använts.

Totalt har 2 300 m borrats för efterinjektering och 10 ton injekteringsmedel använts. Det har bara rört sig om Microcement och till övervägande del W 650. När det gäller injekteringsmedel har uteslutande cement använts. Några kemiinjekteringar eller vattenglas har ej förekommit.

Sammanställning: Vattenförlustmätning – injekteringsbruk

Vattenförlust	Blandning (typ)
≤ 5 l/min	Microcement (alufix)
5–20 l/min	Microcement W 650
> 20 l/min	Cemcil

Total åtgång 164 ton = 60 kg/m TBM-tunnel

Totalt borrhade injekteringshål = 44 000 m = 16 bm/m TBM-tunnel

Åskådningsmodell

Den geologiska och hydrogeologiska situationen kring Humlegården har studerats efter det att fullborrningen tagit sig igenom detta "störda" område. Resultatet från kartering och mätningar (inläckning) har åskådliggjorts i en skalmodell (1:400), vilken har använts för styrning av efterinjektering och extra förstärkningsinsatser. I ett par sektioner har rekommenderats ett påslag med sprutbetong, främst pga att framtida underhållsinsatser skall reduceras (slitage pga strömmande vatten).

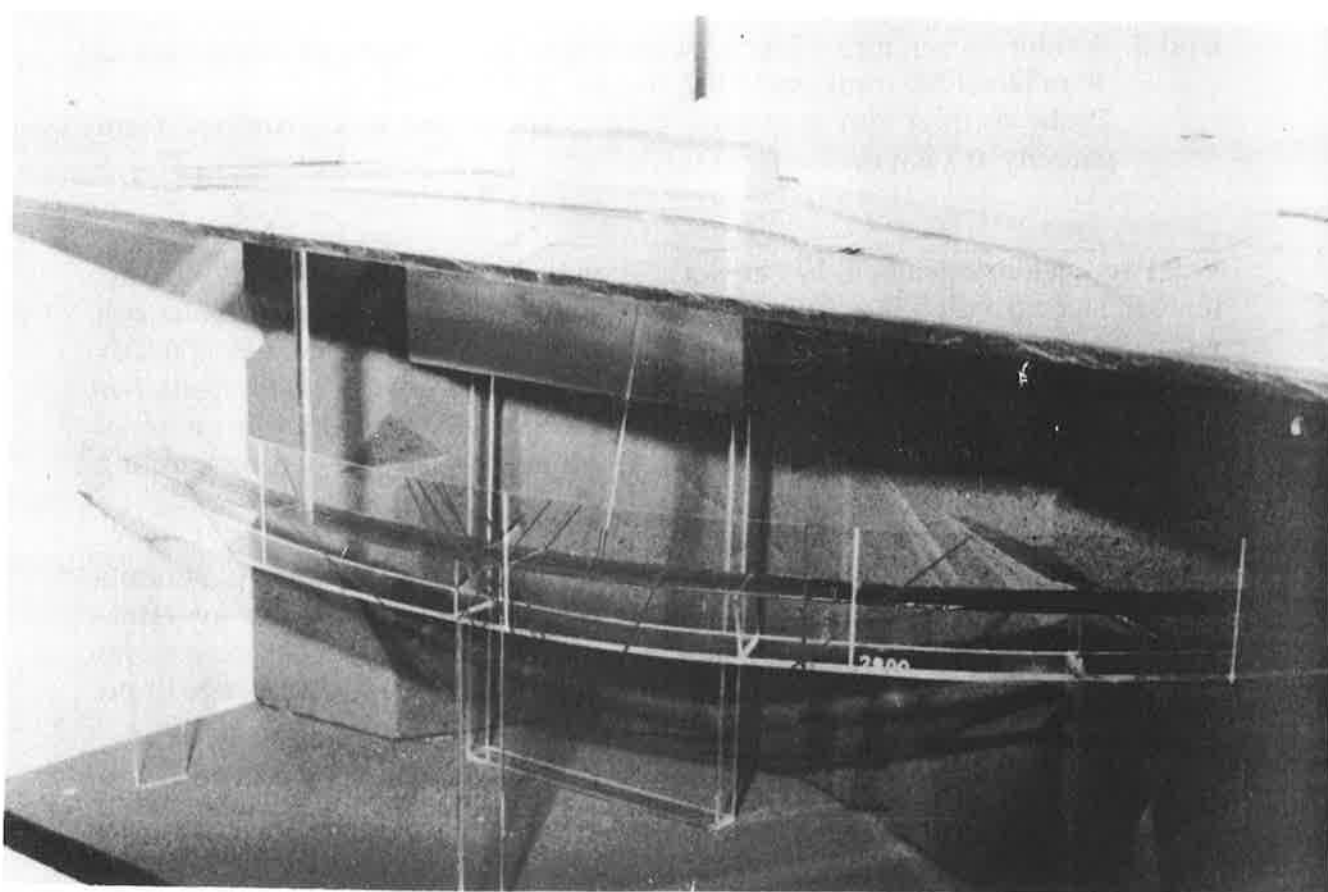


Bild 6. Åskådningsmodell, Humlegården – Stureplan (KB).
Geological model of the disturbed area around Humlegården (KB).

EFTERINJEKTERINGAR

Tunnelprojektet Ormen är det undermarksprojekt som befinner sig djupast i berget inom detta område av Stockholm. Kravet på en tät tunnel har med ovan beskriven teknik med fullborrning och kontinuerlig förinjektering kunnat uppnås. Inom vissa extra känsliga avsnitt har ett program för kompletterande efterinjektering framtagits.

Vid Humlegården, där den geologiska miljön längs tunnellen är mycket växlande och med bl a ett antal omvandlingszoner och större spricksystem, har en mycket omfattande extra injekteringsinsats utförts. Med tanke på den stora undermarksutbyggnaden av Kungliga Biblioteket (KB) inom närområdet till projekt Ormen, har denna extra efterinjektering känts nödvändig. Området kring Humlegården och Stureplan har redan tidigare omvitnats ha en lätt påverkad grundvattenbalans. Våra mätningar och dokumentation av utförd injektering och kontroll i tunneln visar på den valda teknikens framgång. Man har utfört en tät tunnel i ett mycket stort område utan någon påvisbar åverkan i omgivningen.

I området kring Roslagstull finns sedan tidigare en del tele-, fjärrvärme- och tunnelbanetunnlar. Dessa har blivit utförda på 60- och 70-talet med den konventionella sprängningstekniken. Området som har visat sig bestå av ett flertal lerfyllda depressioner i bergytan med ett relativt litet tillflöde av grundvatten har sedan länge kontrollerats med ett stort antal observationshål. Vissa fastigheter är redan utsatta för en omfattande sättning (ruttnande träpålar). Efter passagen med tunneln inom detta område kunde vi utföra en extra infiltrering upp till detsamma. Våra mätningar visar på en mycket bra respons hos det undre grundvattenmagasinet och vi har under hela projektiden kunnat hålla upp trycket i det nedre magasinet och därigenom reducerat avsänkning av den övre grundvattennivån. Den geologiska observationsmöjligheten i en fullborrad tunnel medför att vi direkt kunde utplacera infiltrationshålet i ett spricksystem som sträckte sig upp till detta område. Observationerna i kontrollhålen i området har utförts veckovis och alla förändringar i infiltreringsmängderna har direkt kunnat observeras. Vi har totalt infiltrerat 1 700 m³ under 1 års tid i detta område. Ett extra efterinjekteringsprogram har utförts och de utförda inläckningsmätningarna i tunneln visar även här på en tät tunnel. En av fastighetsägarna fortsatt framtida infiltrering i detta sedan tidigare "störda" område kan rekommenderas för att hålla den övre grundvattenytan ovanför påleavskärningarna.

Injekteringen i tunneln har som beskrivits visat sig mycket lyckosam och man kan således konstatera att rätt teknik (TBM) tillsammans med en väl utprovad injekteringsrutin innebär att "svartkonstens" dimmor väsentligt kan reduceras.

SAMMANFATTNING

Det fullborrade bergtunnelmagasinet Ormen har utförts i en geologisk miljö som krävt omfattande insatser vad gäller förstudier och kontrollprogram. Den valda tekniken tillsammans med en kontrollerad och välutprovad förinjektering längs hela tunnelsträckningen har inneburit en väsentlig riskreducering av

möjliga störningar av omkringliggande bebyggelse och övriga undermark-anläggningar. De utförda kontroll- och dokumentationsprogrammen har inneburit att beställaren Stockholm Vatten AB har erhållit underlag angående bergprojektets geologiska och hydrogeologiska parametrar. Driftskontrollen av tunnelmagasinet har även underlättats och man kommer i framtiden att kunna utföra bergbesiktningar och kontroller av grundvattensituationen inom området med dessa uppföljningar som grund.

Erfarenheterna från detta projekt har givit oss anledning att mera övergripande studera olika undermarkprojekts inverkan på grundvattenbalansen i vissa områden. Även med en betraktelse av årstidsvariationer, landhöjning etc kommer man att fundera över huruvida man i Stockholm har en väldokumenterad grundvattensituation. Hur kommer gränsen för tillåten inläckning att sättas i nästa tunnelprojekt i detta område? Svaren på dessa frågor kan ej anses entydiga och detta tillsammans med ovan beskrivet projekt påvisar ingenjörsgelogins stora betydelse i infrastrukturens utbyggnad.

SUMMARY

The fullface drilled rock tunnel "the Snake" has been drilled in a geological environment consisting of hard rocks as granites and gneisses beneath the City of Stockholm. Lowering of groundwater levels has always earlier damaged the old houses and other structures. The project has been designed with a very high restriction of the accepted inflow of groundwater, only 2 liters per minute and 100 m of tunnel (9.6 m²). The importance of an engineering geological approach to the layout and planning of the tunnel route is described. Control programmes and documentation routines are also well pointed out. Settlement surveys in the project area and controll of other ongoing underground projects are mentioned as tools to understand the hydrogeological situation. Grouting routines and machine equipment for TBM tunnels are described and the importance of a control programme is underlined together with the presentaion of the volume of grout and the different qualities of grout used.

Conclusive from the Snake project is the importance of an engineering geological approach to tunnelling in urban areas, and the advances to use TBM with pregrouting equipment directly at the face.

INJEKTERINGSMEDEL FÖR OLIKA HYDROGEOLOGISKA SITUATIONER

Grouts for different hydrogeological situations

Civ Ing Ulf Håkansson, Inst. för Jord- och Bergmekanik
KTH

1 INLEDNING

Den geometriska mångfald som naturen uppvisar på sprickor och porer samt förekomsten av höga vattentryck, ställer särskilda krav på att kunna variera injekteringssmedlens strömningsegenskaper och tätningsförmåga för olika situationer.

De flesta injekteringar utförs idag med cementbaserade injekteringsmedel. Ett cementbaserat medel är en suspension, dvs partiklar suspenderade i en vätska (vatten). Partiklarna har en avgörande inverkan på medlets strömningssuppförande och inträngningsförmåga. Samspel mellan partiklarna påverkar strömningsegenskaper såsom viskositet och flytgräns, och partikelstorleken medför en begränsning i sprick- och poröppning som kan injekteras. Partiklarna påverkar även resultatet genom att i vissa fall separera från vätskefasen på grund av höga tryckgradienter och/eller gravitation, vilket leder till en ofullständig tätning och ett oförutsägbart resultat.

Oavsett vilket krav som ställs på medlet är det alltid önskvärt med en kontrollerad och förutsägbar inträngning och därmed volymsåtgång. För att kunna uppfylla detta är det nödvändigt att känna till strömningsegenskaperna och vad som påverkar dessa.

Idag finns det ett stort utbud av olika cementsorter och kemiska preparat som tillsammans med tillsatser innebär att ett stort spann på strömningsegenskaperna kan erhållas. Egenskaperna mäts med olika typer av viskometrar men mätningen är inte trivial och svårigheter uppstår i samband med mätning av partikelsuspensioner (t ex cement/vatten) och där kemiska reaktioner ändrar egenskaperna med tiden.

Injektering som ingenjörsvetenskap har på senare år fått en ökad uppmärksamhet såväl nationellt som internationellt. Nationellt märks detta på konferenser såsom 'Nordiskt Symposium i Berginjektering' på Chalmers (1992) samt i projekt såsom Äspölaboratoriet och Hallandsåsen. Utmärkande för dessa projekt är att kraven på injekteringsutförandet och framförallt injekteringssmedlen har ökat och förhoppningsvis lämnat 'svartkonststadiet'. Internationellt märks det ökade in-

tresset genom en större frekvens av konferenser, artiklar/böcker och tillsättandet av kommissioner. Som exempel kan nämnas:

- * Grouting, Ground Improvement and Geosynthetics, New Orleans, 1992.
- * Grouting in the ground, London, november 1992.
- * Grouting in Rock and Concrete, Salzburg, oktober 1993.
- * ISRM (International Society of Rock Mechanics) - Commission on Rock Grouting.
- * AFTES (Association Francaise de Travaux en Souterraine) - Recommendations on Grouting for Underground Works.
- * CIRIA (Construction Industry Research and Information Association) - Research Project 451: The use of grouting techniques for ground improvement.

Praktiskt inriktade böcker som utgivits på senare tid är:

- * Weaver, K. (1991). Dam foundation grouting.
- * Houlsby, A.C. (1990). Construction and design of cement grouting - A guide to grouting in rock foundations.

2 CEMENTBASERADE MEDELS KARAKTERISTISKA EGENSKAPER

Vid användandet av cementbaserade injekteringsmedel är det framförallt tre faktorer som har betydelse och påverkar inträngningsförmågan under pågående injektering:

- Strömningsegenskaperna
- Filtreringsstabiliteten
- Partikelstorleken

När medlet väl är på plats i sprickor och porer är det andra egenskaper som är avgörande, såsom:

- Separationsstabilitet (sedimentation)
- Hållfasthetstillväxt
- Beständighet
- Täthet (permeabilitet)

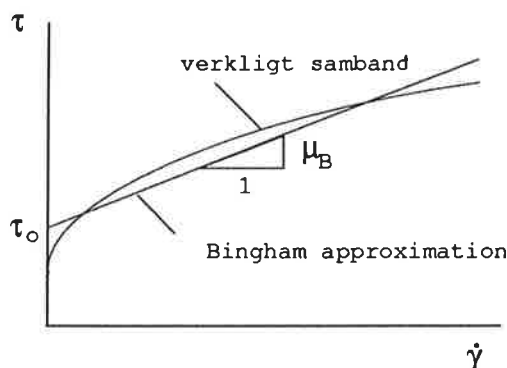
I föreliggande artikel behandlas framförallt strömningsegenskaperna och hur dessa kan varieras för att möta olika krav på injekteringsmedlet.

2.1 Strömningsegenskaper

Vätskors strömning beskrivs med olika reologiska samband, dvs förhållandet mellan skjuvspänning och töjningshastighet (eng. shear rate). De verkliga sambanden approximeras vanligtvis med olika reologiska modeller och däri ingående reologiska parametrar. Cementbaserade injekteringsmedel har en komplex reologi. Samspel och bindningar mellan partiklarna och mellan partiklarna och vätskefasen, medför att medlet blir icke-Newtonskt, tixotropiskt och erhåller en flytgräns (skjuvhållfasthet). Medlet påverkas även av den kemiska process som sker under cementens hydratation, vilket medför att dess egenskaper blir tidsberoende.

Geometrin på hålrummen i det geologiska mediet som skall injekteras, är och kommer förmodligen alltid att vara mer eller mindre okänd. Detta innebär att det inte är motiverat att söka efter alltför komplicerade reologiska modeller i injekteringssammanhang eftersom geometrin har en avgörande inverkan på modellberäkningarnas utfall.

Ovanstående innebär att Binghammodellen i de flesta fall utgör en tillräckligt bra approximation av reologin vid injektering av ett geologiskt medium, se fig 1.



Figur 1. Verkligt reologiskt samband med inlagd Bingham approximation.

True rheological relationship for a cement-based grout together with the commonly used Bingham approximation.

Binghammodellen innehåller två parametrar; plastisk viskositet, μ_B , och flytgräns, τ_0 . Båda parametrarna påverkar sambandet mellan tryck och flöde, men den viktigaste

egenskapen är att en vätska med skjuvhållfasthet alltid har en *begränsad inträngningslängd*.

2.1.1 Tixotropi

Alla suspensioner är, beroende på koncentration, mer eller mindre tixotropa. Detta innebär att vätskan har olika egenskaper om medlet har varit i vila eller om det varit omrört, dvs medlet är historieberoende (jmf tixotropa målarfärger). Detta visar sig framförallt i en mer eller mindre momentan ökning av flytgränsen efter en relativt kort vila. Tixotropin innebär att man måste tala om två olika flytgränser; en "statisk" högre flytgräns efter vila, och en "dynamisk" flytgräns efter omrörning till stationära förhållanden (Keating & Hannant, 1990).

Tixotropi är ett viktigt fenomen vid injektering; det är storleken på flytgränsen efter kort vila som avgör hur bra medlet står emot ett vattetryck när injekteringen avslutas, dvs hur snabbt manschetten kan tas bort. Ett idealiskt medel har en obetydlig flytgräns vid inträngningen för att sedan momentant öka till höga värden när medlet är på plats.

2.2 Stabilitet

Ett stabilt medel innebär att partiklarna med svårighet separerar ifrån vätskefasen (vattnet). Separation kan ske antingen genom att medlet utsätts för tryck eller att partiklarna sedimenterar p ga gravitationen.

Partiklarna i ett instabilt medel kan klumpa ihop sig i en förträngning, varvid vattnet trycks ut ur bruket och en filterplugg bildas. Filterpluggen innebär att fortsatt injektering blir försvårad och att inträngningslängden blir okontrollerad och oförutsägbar.

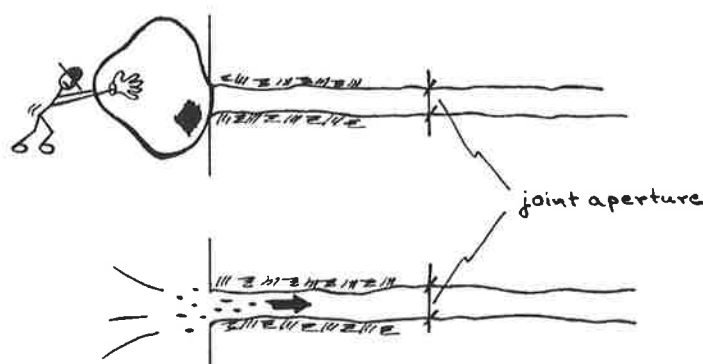
Sedimentation medför att de suspenderade partiklarna p ga gravitationen samlas mot botten på t ex en spricka. Detta innebär att endast en del av sprickan blir fylld med injekteringsmedel med ofullständig täthet som följd.

Fördelar med en stabil i förhållande till en instabil suspension är:

- Bättre utfyllnad av sprickor/porer
- Högre densitet och därmed bättre undanträngning av vatten.
- Mindre utspädning av injekteringsfronten
- Erhållande av en "lagom" inträngningsradie vilket medför att mindre volym åtgår
- Beräkningsbart förlopp och resultat
- Minskad permeabilitet, dvs en tätare produkt
- Ökad hållfasthet
- Ökad beständighet

2.3 Partikelstorlek

En annan mycket viktig egenskap hos en suspension är naturligtvis partikelstorleken som vid varje injektering måste ställas i relation till spricköppningarna/porerna i det medium som skall injekteras, se fig 2. En tumregel finns här för sprickor som säger att endast de som är 3-5 gånger större än maximala kornstorleken är injekterbara. För jord gäller tumregeln att kvoten $D_{15,jord} / D_{85,cement}$ måste vara större än ca 25 för att en injektering skall vara möjlig.



Figur 2. Partikelstorleken avgör vilka öppningar som kan penetreras.

The particle size determines which voids that can be penetrated.

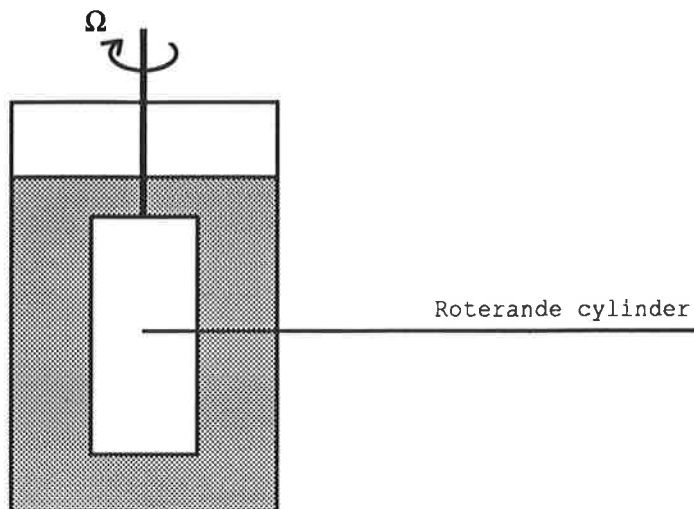
Ytterliggare en viktig faktor då det gäller partikelstorleken är att det inte bildas klumpar (agglomerat). Mikrocement har en stor specifik yta och är därför mer "ytaktiva" än vanlig cement vilket innebär att dessa cement har lättare att klumpa ihop sig.

3 MÄTTEKNIK OCH UTRUSTNING

3.1 Rotationsviskosimeter

En lämplig utrustning för bestämning av injekteringsmedels strömningsegenskaper är t ex en rotationsviskosimeter. Mätningen sker genom att rotera en cylinder i vätskan och mäta det vridmoment som krävs för att hålla en viss vinkelhastighet, se fig 3. Genom att variera hastigheten på cylindern kan diagram ritas upp varur egenskaperna genom kurvanpassning kan bestämmas. Fördelen med rotationsviskosimetern är att en mätning kan pågå en längre tid i samma kärl vilket innebär att egenskapernas förändring med tiden kan registreras. Metodiken finns i

detalj beskriven i BeFo rapport, 241:1/91 (Håkansson et al, 1991).

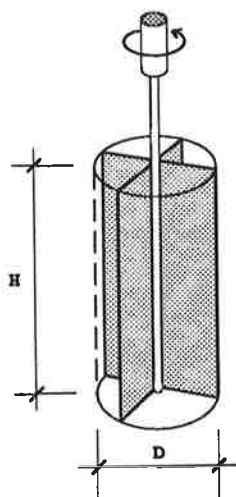


Figur 3. I en rotationsviskometer mäts det vridmoment som krävs för att rotera en nedsänkt cylinder.

In a concentric-cylinder viscometer the torque, needed to rotate a submerged cylinder, is measured.

3.2 Ving-prov (Shear-Vane)

Ving-prov är en metod att direkt bestämma den "statiska" flytgränsen. Mätförfarandet är analogt med den metodik som används inom geotekniken för att bestämma lerors skjuvhållfasthet insitu med vingsond. Mätningen görs med en vinge bestående av fyra blad, se fig 4 vilken kopplas till rotationsviskometern.



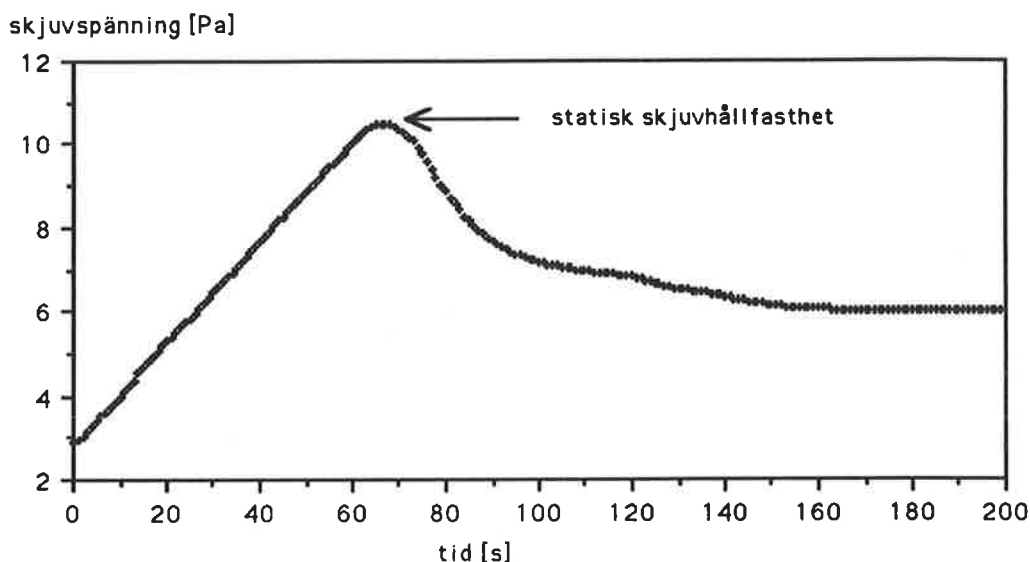
Figur 4. I ving-proven roteras en fyrbladig vinge med konstant rotationshastighet.

In the shear-vane method, a four-bladed vane is immersed into the grout and rotated at constant velocity.

Vingen roteras mycket långsamt med konstant rotationshastighet (0,1 RPM) och vridmomentet registreras kontinuerligt (t ex varje sekund). Den statiska skjuvhållfastheten utvärderas utifrån det maximala värdet från registreringen av vridmomentet, se fig 5, med hjälp av sambandet (Nguyen & Boger, 1985)

$$\tau_o = \frac{2M}{\pi D^3 \left(\frac{H}{D} + \frac{1}{3} \right)} \quad (3.1)$$

där M är vridmomentet. Sambandet är giltigt under antagande om en jämn skjuvspänning utmed den cylinderformade brottytans begränsningsytor.

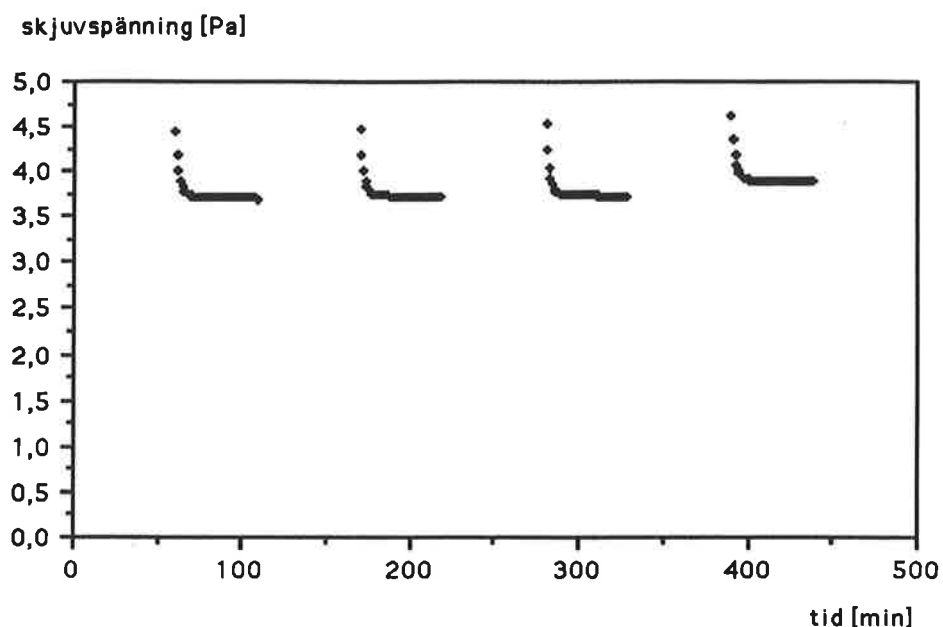


Figur 5. Utdata från försök med vinge.

Typical output from the shear-vane method. The peak value denotes the "static" yield stress.

3.3 Spännings-relaxation (Stress-relaxation)

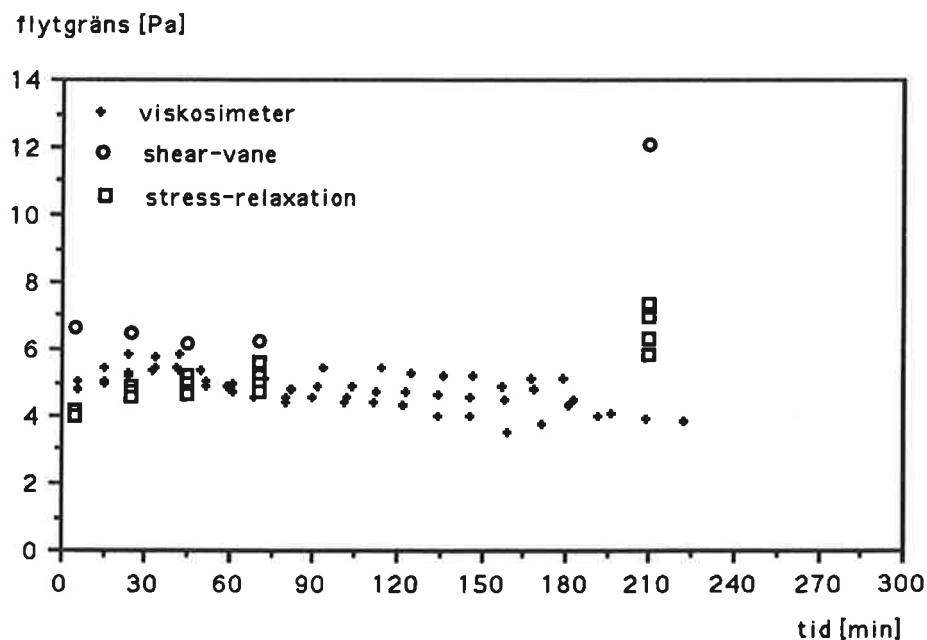
Den "dynamiska" flytgränsen kan direkt uppskattas genom ytterliggare en metod avpassad för rotationsviskometern. Den normala mätcylindern roteras med konstant hastighet under en viss tid för att erhålla ett stört prov, därefter sätts rotationshastigheten till noll. Om vätskan har en flytgräns kommer mätkroppen inte att gå tillbaka till sitt nolläge utan skjuvspänningar i vätskan kommer att hålla tillbaka mätkroppen. Exempel på utdata visas i fig 6 där fyra mätningar har gjorts efter varandra.



Figur 6. Typisk utdata från relaxations-metoden.

Typical data from the stress-relaxation method. The minimum value denotes the "dynamic" yield stress.

En jämförelse har gjorts avseende flytgränsen, utvärderad med konventionell mätning i rotationsviskometern, vingen och relaxationsmetoden, se fig 7.



Figur 7. Jämförelse av flytgräns utvärderad med olika metoder

A comparison of the yield stress evaluated with different methods.

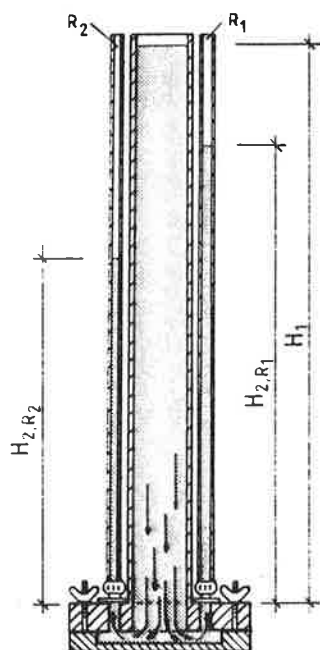
Man kan i fig 7 se att vingen och relaxations metoden ger två ytterlighetsvärden på flytgränsen och att den konventionella mätningen med cylindrar och Bingham anpassning hamnar någonstans mittemellan. Den "dynamiska" flytgränsen har betydelse vid inträngningen och den "statiska" flytgränsen avgör vilket vattentryck som medlet kan motstå då injekteringsmanschetten tas bort.

3.4 Stig-rör ("Raise-Pipe")

Ett annat sätt att uppskatta den "dynamiska" flytgränsen är att utnyttja det faktum att vätskan ej strömmar då skjuvspänningen är mindre än flytgränsen. Medlet hålls i ett stort rör i mitten, se fig 8, och får strömma upp i mindre rör utmed periferin. Om vätskan har en flytgräns kommer nivån i de mindre rören ej att nå upp till nivån i det större röret. Förutsatt att densiteten är känd kan flytgränsen uppskattas med följande samband

$$\tau_o = \frac{\gamma R}{2} \left(\frac{h_1}{h_2} - 1 \right) \quad (3.2)$$

där γ är vätskans specifika vikt, R periferirörens radie, h_1 nivån i det stora röret i mitten och h_2 nivån i de mindre rören.

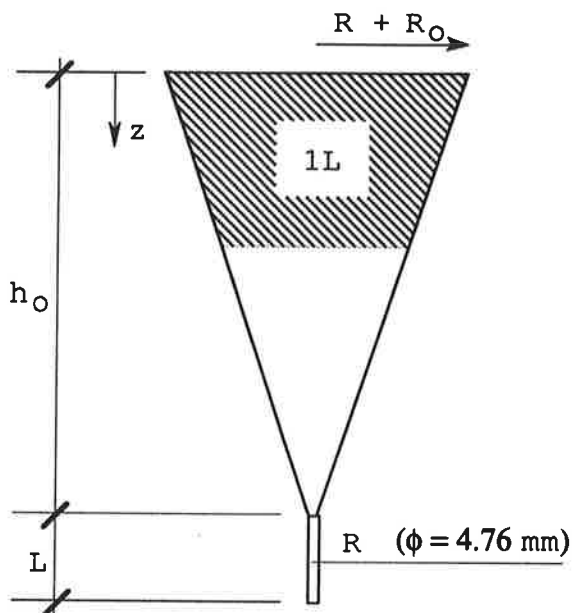


Figur 8 I stig-röret kan den "dynamiska" flytgränsen utvärderas.

The "dynamic" yield stress can be evaluated in the Raise-Pipe.

3.5 Marshkon

Genom att mäta den tid det tar för en viss volym av injektionsmedlet att strömma ut genom en Marshkon, se fig 9, med kända dimensioner kan man uppskatta dess strömningsegenskaper.



Figur 9. Genom att mäta den tid det tar för en viss volym att strömma ur en Marshkon kan strömningsegenskaperna uppskattas.

By measuring the time it takes for a certain volume to flow out of a Marsh-Cone, the flow properties can be evaluated.

Ett problem med Marshkonen är dock att man med en Binghamvätska mäter en kombination av flytgränsen och viskositeten eftersom båda egenskaperna påverkar hastighetsprofilen. Om den ena av dessa parametrar är känd (t ex flytgränsen m h a "stig-röret") kan dock den andra uppskattas.

Densiteten måste vara känd i ovanstående mätningar och den kan på ett enkelt sätt erhållas m h a en sk "mudbalance", vilken är vanlig inom oljeindustrin.

4 PÅVERKANDE FAKTORER

4.1 Vct

Vattencementtalet (vct) har en mycket stor inverkan på strömningsegenskaperna. Både flytgräns och viskositet ökar exponentiellt med minskad vct.

4.2 Temperatur

Allmänt gäller att viskositeten för en vätska ökar med minskad temperatur emedan flytgränsen däremot verkar vara relativt okänslig för temperaturvariationer. Temperaturen påverkar även den kemiska process som sker under cementens hydratation, och medför ett långsammare härdningsförlopp vid låg temperatur. Temperaturberoendet innebär att samtliga mätningar av egenskaper bör ske vid samma temperatur som medlet skall användas vid underinjekteringen.

4.3 Mineraltillsatser

Mineraltillsatser är ett finfördelat material av naturligt eller industriellt ursprung. De används för att förändra egenskaperna eller helt enkelt för att spara cement. Varsamhet måste iaktas vid användandet av dessa tillsammans med mikrocement eftersom partiklarna i tillsatsen ofta är mycket större än mikrocementens partiklar. De stora partiklarna kan innebära att den gynnsamma effekten av att använda ett mikrocement går förlorad.

4.3.1 Bentonit

Bentonit anses allmänt som inert, dvs den deltar ej i de kemiska reaktioner som sker under cementens hydratation. Bentoniten påverkar ett injekteringsmedel genom att adsorbera vatten, vilket medför en minskad mängd vatten tillgänglig för cementen och därmed en fiktiv sänkning av vct. I och med sänkningen av vct får bentonit en stor påverkan på de reologiska egenskaperna genom att höja både flytgränsen och viskositeten. Bentonit medför även att blandningen erhåller en ökad tixotropi. Partiklarna är i allmänhet större ($D_{\max} = 50-200 \mu\text{m}$) än vad som förekommer i mikrocement. Bentonitens främsta egenskap är att minska sedimentationen vid höga vct.

4.3.2 Slagg

Slagg är en biprodukt som erhålls vid framställningen av tackjärn i masugnar. Slagg (> 30%) tillsammans med portlandcement utgör huvudbeståndsdelarna i slaggcement. Generellt reagerar slaggcementen långsammare än portlandcement särskilt vid låga temperaturer. Ökad malfinhet påskyndar reaktionen vilket har medfört att slaggcement ofta är finmalda för att kunna få en normal cementerande effekt. Slaggcement innehåller en mindre mängd kalkhydrat än portlandcement vilket innebär att den är mer beständig mot kemisk påverkan som riktar sig mot

kalkhydratet. Flygaska, från kolkraftverk, är mycket lik masugnsslagg i sin sammansättning men partiklarna är mer sfäriska och har en jämnare yta.

4.3.3 Silikastoft

Silikastoft är en biprodukt från legeringsindustrin. Partiklarna är mycket små, med en medelstorlek på ca 0,1 μm och med en mycket hög specifik yta. Silikastoft ger en tätare slutprodukt genom att de små kornen fyller upp hålrummen mellan cementpartiklarna vilket har stor betydelse i samband med t ex kärnavfallslagring. Silikastoft ökar både flytgränsen och viskositeten och är ett lämpligt tillsatsmedel i mikrocement beroende på den ringa storleken. Tillsatsen används även i sprutbetong och vid tillverkning av höghållfasthetsbetong.

4.4 Övriga tillsatser

4.4.1 Vattenglas

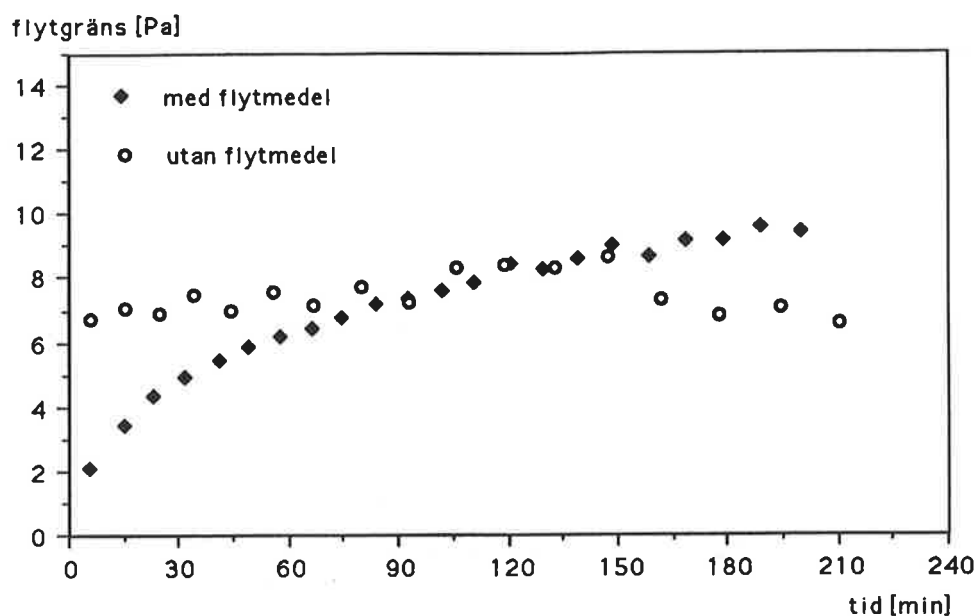
Tillsats av vattenglas (Natriumsilikat) medför framförallt att injekteringsmedlet momentant erhåller en högre flytgräns. Viskositeten ökar också men i mindre omfattning. Tillsats av vattenglas innebär även att medlet får en kortare härdningstid.

4.4.2 Kalciumklorid

Kalciumklorid är traditionellt den vanligaste acceleratoren inom betongindustrin. Tillsatsen ökar både flytgräns och viskositet något men innebär framförallt en kortare härdningstid. Kalciumklorid har en krympande effekt på den härdade cementen och innebär en korrosiv miljö för armeringsjärn, bultar etc. Beständigheten vid höga doser är i dagsläget okänd.

4.4.3 Flytmedel

Flytmedel är en mycket viktig tillsats i cementbaserade injekteringsmedel, särskilt då mikrocement används. Flytmedlet dispergerar cementen, dvs delar upp klumpar i enskilda partiklar och medför dessutom att partiklarna får ett negativt laddat ytskikt vilket gör att dessa repellerar varandra och därmed försvårar fortsatt klumbildning. Flytmedel medför en radikal minskning av flytgräns och viskositet men verkan avtar med tiden och har, beroende på medel helt försvunnit efter ca 1 timme, se fig 10. Flytmedel har även en viss retarderande effekt på härdningsförloppet.

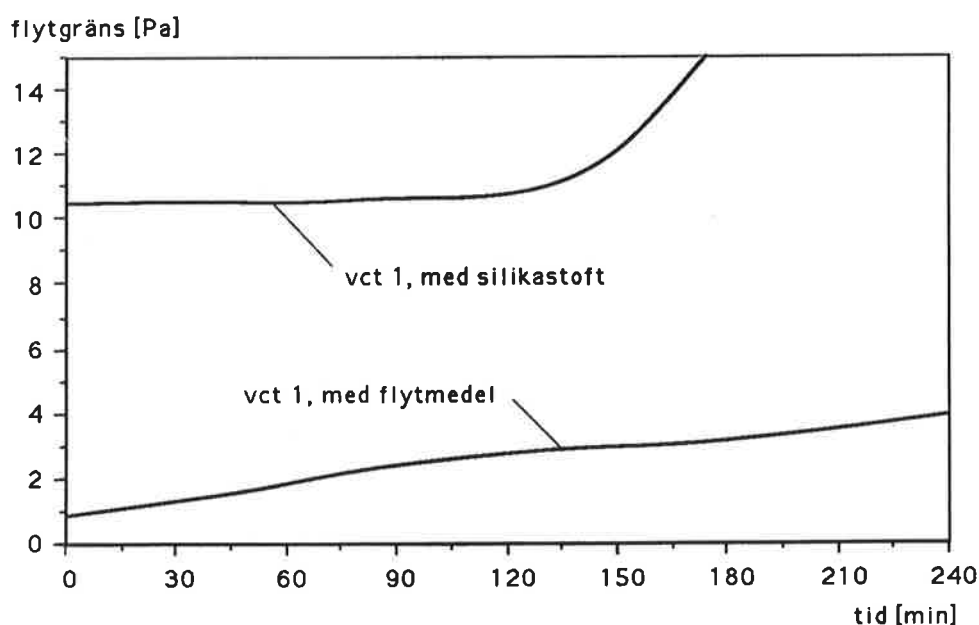


Figur 10. Effekten av flytmedel avtar med tiden.

The effect of superplasticizers diminishes with time.

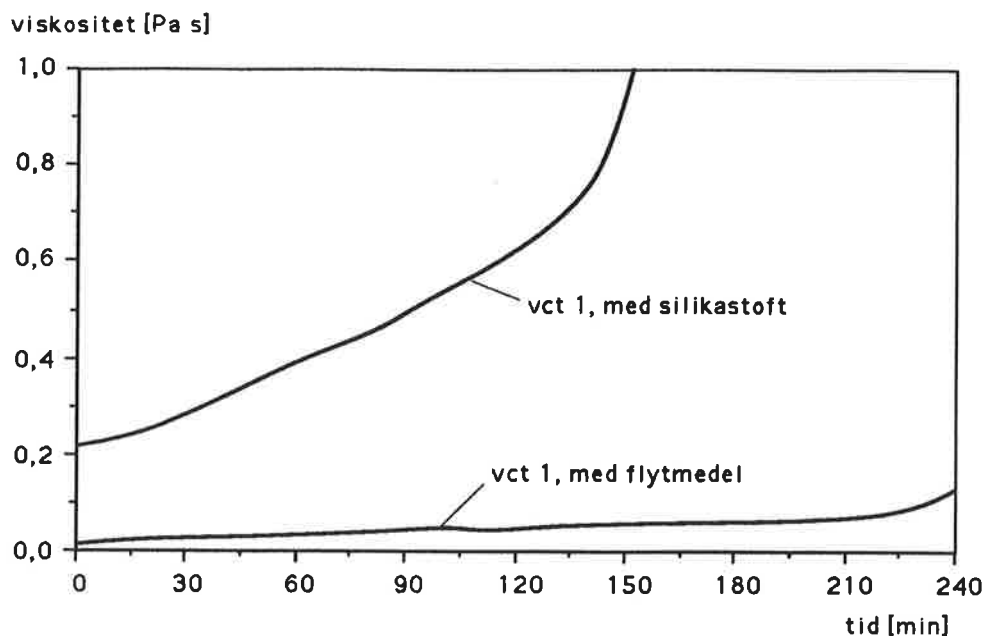
4.5 Sammanfattning

Exempel på spannet av flytgräns resp. viskositet som kan erhållas med olika tillsatser och ett mikrocement visas i fig 11 och fig 12.



Figur 11. Exempel på spann av flytgräns som kan erhållas med olika tillsatser.

An example of the range of yield stresses that can be achieved with different additives.



Figur 12. Exempel på spann av viskositet som kan erhållas med olika tillsatser.

An example of the range of viscosities that can be achieved with different additives.

5 KONSEKVENSEN AV VARIERANDE STRÖMNINGSEGENSKAPER

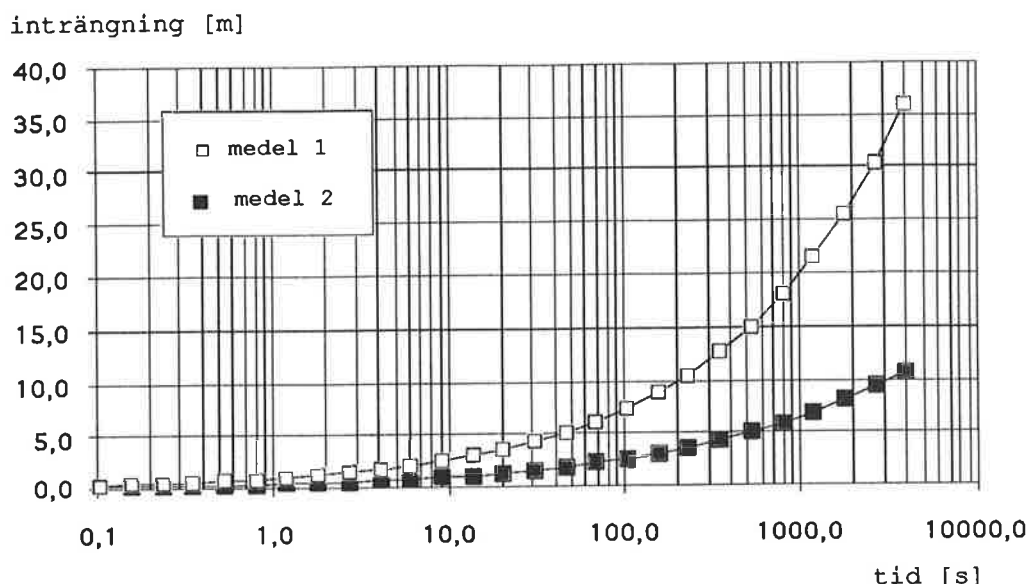
För att kunna uppskatta ett injekteringsförlopp vid olika situationer (geometri, tryck och strömningsegenskaper) samt för att kunna se effekten av olika koncentrationer och tillsatser, används lämpligen matematiska modeller (Hässler, 1991).

En beräkning i en cirkulärsymmetrisk modell har gjorts för att visa hur ytterligheterna från "spannet" av egenskaper från kapitel 4.5 inverkar på ett injekteringsförlopp, se fig 13.

Följande parametrar har använts:

	medel 1	medel 2
spricköppning, b [mm]	0,5	0,5
tryckdifferens, ΔP [MPa]	1	1
flytgräns, τ_0 [Pa]	2	10
viskositet, μ_B [Pa s]	0,02	0,2

Det cirkulära sprickplanet har en radie på 50 m och är initiiellt helt fyllt med vatten. "Injekteringen sker genom ett hål, med diametern 0,1 m, placerat i mitten av sprickplanet.



Figur 13. Inträngning efter 1 timme med två ytterligheter på flytgräns och viskositet.

Penetration after 1 hour using two extreme values on the yield stress and viscosity.

6 SAMMANFATTNING

Partiklarna i en cementsuspension har en stor inverkan på medlets inträngningsförmåga och medför att det erhåller helt andra strömningsegenskaper än vatten och kemiska preparat (lösningar). Strömningsegenskaperna spelar en avgörande roll för ett injekteringsresultat och det är därför viktigt att kunna mäta dessa, särskilt med tanke på den stora variation som kan erhållas på olika faktorer. Genom att kunna mäta egenskaperna och veta hur dessa kan förändras med olika tillsatser, kan ett injekteringsmedel "skräddarsys" för en viss applikation och målsättning. Mätningen kräver dock en kvalificerad labutrustning vid "designen" av ett medel men dessutom behövs en fältutrustning för kontroll på arbetsplatserna. Beroende på cementbaserade injekteringsmedels komplexa reologi är det ofta nödvändigt att använda flera olika metoder för att uppskatta och jämföra egenskaperna. Mätningarna bör alltid ske med föreliggande applikation i tankarna, så att mätningarna görs under de förhållanden som medlet kommer att utsättas för under den verkliga injekteringen. De redovisade metoderna har visat sig fungera tillfredsställande trots att samtliga har sina svagheter. Önskvärt i framtiden är dock att kunna göra egenskapsbestämningen 'on-line', dvs att de mäts kontinuerligt under pågående injektering.

SUMMARY

When using a cement-based material for penetration grouting, the suspended particles will have a significant influence on the penetrability and flow behaviour of the grout. The particles will effect the rheological (flow) properties and set a limit to the void size that can be penetrated. Moreover, the particles can separate from the fluid phase due to pressure or gravity, leading to an insufficient and unpredictable sealing of the void.

Apart from the penetration performance due to grain size and separation stability, understanding and controlling the rheology (i.e. the flow behaviour) of the grout is essential for a successful grouting operation. On the one hand, the grout must have suitable flow properties during penetration, while on the other hand, properties like durability, strength and permeability are important when the grout is in place. By measuring the rheological properties and by knowing how they are influenced by different factors (concentration, additives etc.), a grout can be "tailor-made" for a certain application and objective.

The rheological behaviour of cement-based grouts is generally considered as very complex. Due to interactions between the two phases and between the particles themselves, the grout can be non-Newtonian, thixotropic and possess a yield value. The behaviour is also influenced by the hydration of the cement, causing time dependency (i.e. changes in the properties with time).

Due to the complex nature of cement-based grouts it is always advisable to use different measuring methods and to compare the results before the properties are estimated. The presented measuring techniques have been shown to work sufficiently. However, in the future it is desirable to use some sort of 'on-line' measurement, whereby the properties are continuously measured during the grouting operation.

REFERENSES

AFTES (Association Francaise de Travaux en Souterraine) - Recommendations on Grouting for Underground Works. *Tunnelling and Underground Space Technology*. Vol.6, No. 4, pp 383-461, 1991.

CIRIA (Construction Industry Research and Information Association) - Research Project 451: The use of grouting techniques for ground improvement, Oct 1991.

Houlsby, A.C. (1990). Construction and design of cement grouting - A guide to grouting in rock foundations. John Wiley & Sons, Inc.

Håkansson U, Hässler L, Stille H. Mätmetodik för injekteringsmedels reologiska egenskaper. Stiftelsen Bergteknisk Forskning, BeFo (241:1/91). Stockholm 1991.

Håkansson U, Hässler L, Stille H (1992). Rheological Properties of Microfine Cement Grouts with Additives. ASCE Specialty Conference on Grouting, Soil Improvement and Geosynthetics, New Orleans 25-28 Feb.

Hässler L. Grouting of Rock - Simulation and Classification. Tekn Dr avhandling, Inst för Jord-och Bergmekanik, KTH, 1991.

ISRM (International Society of Rock Mechanics)-Commission on Rock Grouting, Interim Report, May 1992.

Keating, J. Hannant, D.J. (1990) The use of the shear vane to measure the gel strength and dynamic yield strength of oilwell cement slurries at high temperature and pressure. Banfill (ed), Rheology of Fresh Cement and Concrete. Proc. Int. Conf, Liverpool, UK.

Nguyen, Q.D. Boger, D.V (1985). Direct yield stress measurement with the vane method. *Journal of Rheology*, 29(3), 335-347.

Weaver, K. (1991). Dam foundation grouting. American Society of Civil Engineers, ASCE.

GEOHYDROLOGISKA UNDERSÖKNINGAR OCH GRUNDVATTEN-MODELLERING INFÖR BYGGANDET AV ÄSPÖLABORATORIET

Geohydrological investigations and groundwater modelling before the construction of the Äspö Hard Rock Laboratory

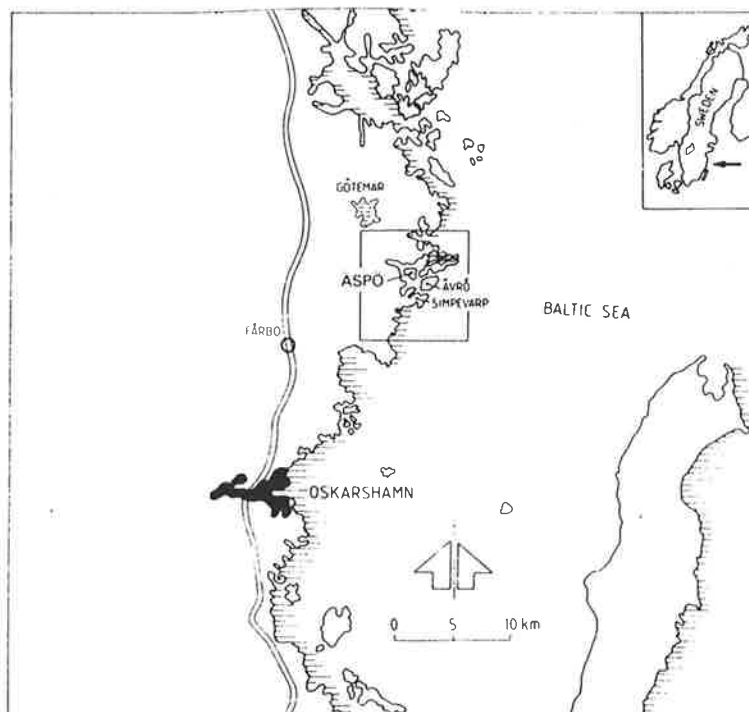
Ingvar Rhén
Urban Svensson

VBB VIAK AB
CFE (Computer-Aided Fluid Engineering AB)

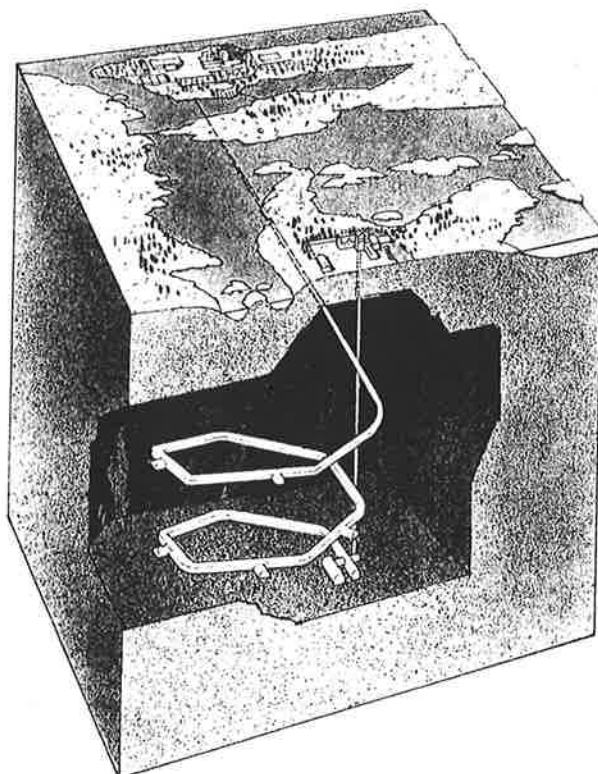
1 INLEDNING

Bakgrund

Hösten 1990 började SKB (Svensk Kärnbränslehantering AB) byggandet av Äspölaboratoriet i närheten av Oskarshamn, se *figur 1.1*. En 3,4 km lång tunnel byggs för närvarande i kristallin berggrund ner till ett djup av ca 460 m, se *figur 1.2*. I samband med utbyggnaden genomförs ett omfattande forskningsprojekt. Laboratoriet beräknas tas i drift under 1994 och forskning, utveckling och demonstration angående djupförvar av kärnbränsle i kristallin berggrund planeras pågå i Äspölaboratoriet (SKB, 1992) under några decennier.



Figur 1.1 Platsen för Äspölaboratoriet.
The location of the Äspö HRL (Hard Rock Laboratory) site.
(Gustafson et al, 1991).



*Figur 1.2 Översikt över Äspölaboratoriet.
Overview of the Äspö HRL facility. (SKB, 1992)*

Förundersökningarna för Äspölaboratoriet utfördes 1986-1990 och har omfattat geologiska, geohydrologiska och grundvattenkemiska undersökningar. Ett stort antal personer från SKB och olika konsultfirmor har medverkat under förundersökningarna.

Mål

SKB har beslutat att anlägga Äspölaboratoriet med huvudsyftet att skapa en möjlighet till forskning och utveckling i en realistisk och ostörd bergmiljö ned till det djup som planeras för det framtida djupförvaret. Äspölaboratoriet skall utgöra ett viktigt komplement till det övriga arbete, som bedrivs inom SKBs forskningsprogram.

Målen för FUD-verksamheten i Äspölaboratoriet kan indelas i följande huvudmål:

- Pröva kvalitet och användbarhet för olika metoder att karakterisera berggrunden med avseende på förhållanden av vikt för ett djupförvar.
- Vidareutveckla och demonstrera metoder för hur ett djupförvar vid projektering och byggande skall kunna anpassas till bergets lokala egenskaper.
- Ta fram underlag och data av betydelse för slutförvaringens säkerhet och för tilltron till säkerhetsanalysemas kvalitet.

För att uppfylla den övergripande tidplanen för SKBs FUD-arbete har ett antal etappmål ställts upp för verksamheten vid Äspölaboratoriet, varav tre etappmål presenteras här.

Inför lokaliseringen av djupförvaret för använt bränsle i mitten av 1990-talet skall man med verksamheten vid Äspölaboratoriet:

- 1 *Verifiera förundersökningsmetoder*
Demonstrera att undersökningar på markytan och i borrhål ger tillräckliga data om väsentliga säkerhetsrelaterade egenskaper hos berget på förvarsnivå, samt
- 2 *Fastställa platsundersökningsmetodik*
Färdigutveckla och verifiera de metoder och den teknik som behövs vid karakterisering av berget i de detaljerade platsundersökningarna.

Som underlag för en bra optimering av slutförvarssystemet och för en säkerhetsanalys inför lokaliseringsansökan, som planeras till ett par år efter 2000 behöver man:

- 3 *Prova modeller för grundvattenströmning och transport av lösta ämnen*
Färdigutveckla och i stor skala på förvarsdjup pröva metoder och modeller för bestämning av grundvattenflöde och transport av lösta ämnen i berg.

Denna artikel

Syftet med denna artikel är att från förundersökningsskedet till Äspölaboratoriet ge en översikt över:

- använda geohydrologiska undersökningsmetoder;
- några resultat från undersökningarna;
- den numeriska grundvattenmodelleringen tillämpad på undersökningsresultaten.

En utförlig redovisning av förundersökningsskedet omfattande geologi, geohydrologi och grundvattenkemi, redovisas i *Stanfors et al (1991)*, *Almén och Zellman (1991)* och *Wikberg et al (1991)*.

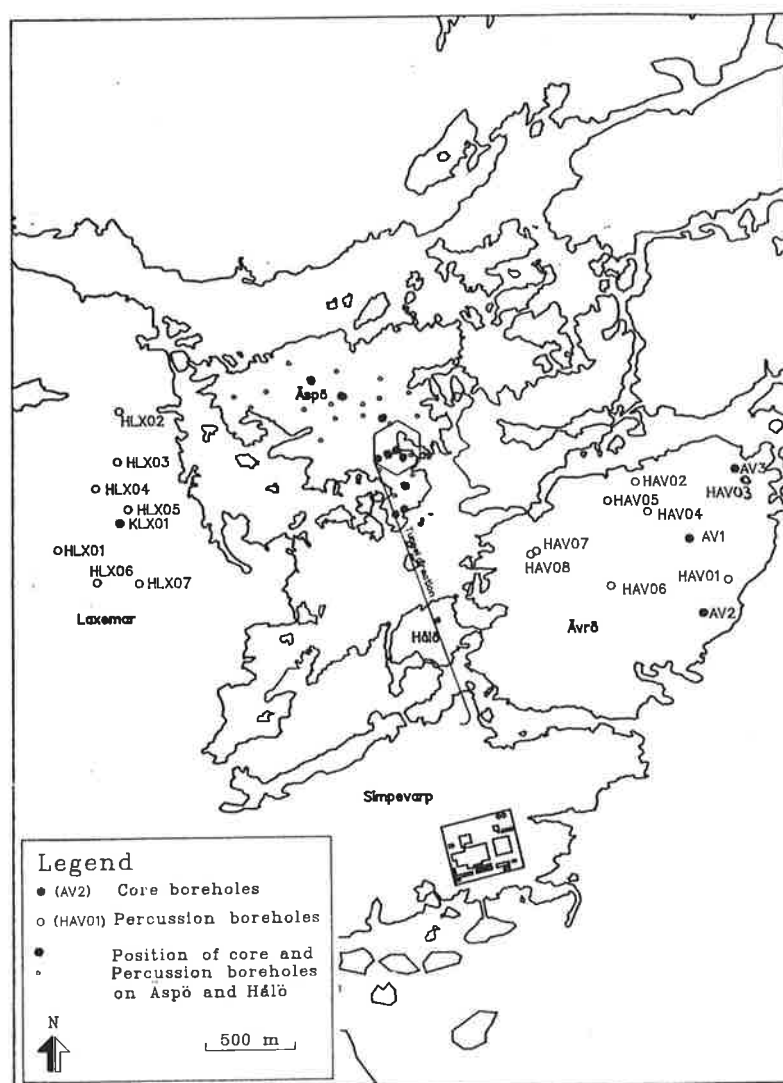
För att kunna göra en prognos över hur grundvattennivån påverkas av en tunnel (eller ett bergrum) och hur mycket som läcker in i en tunnel krävs geohydrologiska undersökningar. Undersökningsmetoderna som redovisas i denna artikel är metoder som man i mer eller mindre omfattning måste använda för att kunna beskriva berget hydrauliskt. Analytiska ekvationer kan användas för grova prognoser men ibland krävs det numeriska modeller som prognosverktyg. Artikeln visar ett exempel på en stor och avancerad numerisk modell.

För SKBs del är inte undersökningarna och prognoserna med bl a numeriska modeller ett huvudmål utan dessa ingår som delar som genomförs för att uppnå etappmålen beskrivna ovan. Prognosen och mätningarna av störningar, t ex förändrade grundvattennivåer, orsakade av byggnadet av Äspölaboratoriet används som medel för att nå etappmålen.

METODER SOM ANVÄNTS FÖR GEOHYDROLOGISKA UNDERSÖKNINGAR

Syftet med de geohydrologiska undersökningarna har dels varit att bestämma läge och hydrauliska egenskaper för större strukturer med hög transmissivitet och dels bestämma de hydrauliska egenskaperna hos bergmassan mellan dessa strukturer. Metoderna som redovisas nedan har vanligen kombinerats med geologiska och geofysiska undersökningar för att bestämma strukturernas lägen. I vissa fall har dock endast de geohydrologiska undersökningarna gett indikationer på viktiga hydrauliska strukturer.

Undersökningarna kan delas in i tre faser. Den första fasen, regionala undersökningen, omfattade Laxemar-, Ävrö- och Äspö-områdena. Under den andra fasen gjordes flera undersökningar på Äspö och i tredje fasen gjordes detaljerade undersökningar på södra Äspö. Varje fas medförde nya bormingar och nya tester.



Figur 2.1 Översikt över borrhål borrade under förundersökningsskedet.
Overview of the borehole locations in the pre-investigations.
(Stanfors et al, (1991).

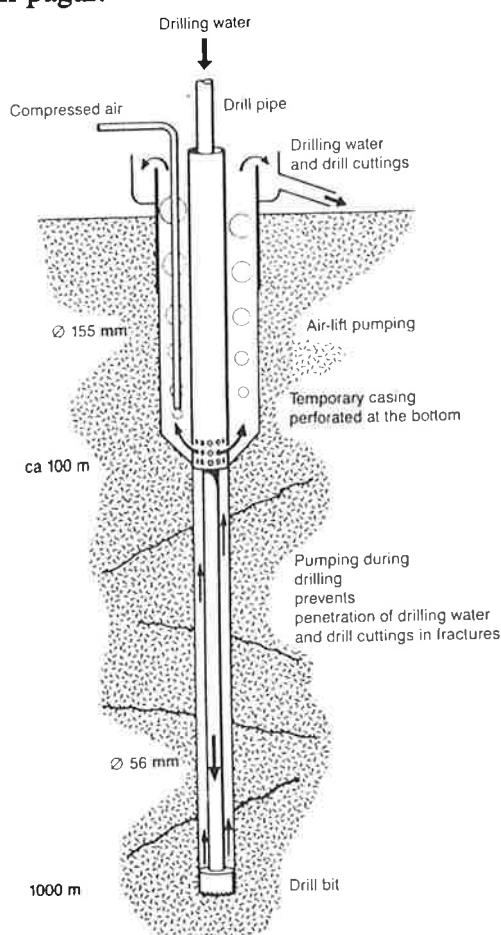
Borrning

Undersökningarna baserades till största delen på tester utförda i borrhål. Under förundersökningsskedet borrades 35 hammarborrhål (100 - 200 m djupa) och 17 kärnborrhål (200 - 1 000 m djupa, se *figur 2.1*).

Under borrhningen av hammarborrhålen noterades vatteninflöden och vid avslutad borring mammutpumpades hålen ca 1 h, varefter återhämtningen av grundvattnen i borrhålet mättes under 1 h. I vissa fall mättes även avsänkningar och återhämtningar i angränsande hål. I kärnborrhålen var undersökningarna betydligt mer omfattande och dessa presenteras nedan.

Borrningsteknik

Det fanns starka önskemål av grundvattenkemiska orsaker att minimera föroreningen av grundvattnet. En ny teknik för kärnborring utvecklades av SKB för att klara detta önskemål. I *figur 2.2* visas principen. Först borrar en kärna ner till ca 100 m, varefter detta hål borrar upp till 155 mm. Därefter sätts det ner en temporär casing som möjliggör pumpning av borrhålet under tiden som den fortsatta kärnborringen pågår.

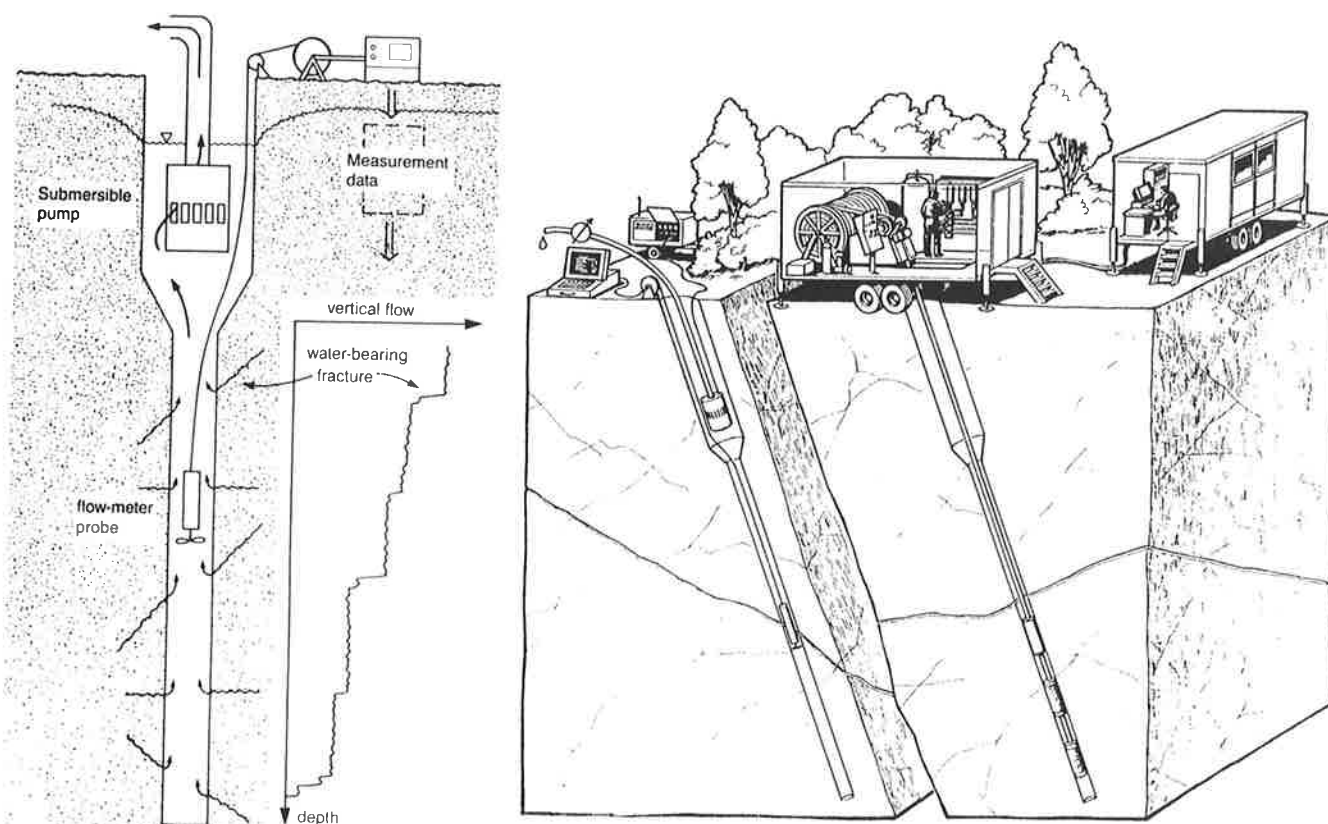


Figur 2.2 Principskiss över teleskopborring med mammutpumpning för att få upp borrhvatten och borrhax.

Principle of telescope-type drilling technique with airlift pumping for retrieval of drilling water and cuttings. (Almén and Zellman, 1991).

Mammutpumpning och flödesmätning

Kämborringen avbröts var hundra meter för 1 h mammutpumpning med återföljande 1 h mätning av återhämtningsförloppet. Vid avslutad bormning test- och rensumpades varje hål 2-3 dagar för att få bort kax ur borrhålet och för att testa hela hålet hydrauliskt. Under denna pumpning mättes tryckresponser i pumpade hålet och i angränsande borrhål. Testet syftade till att bestämma bergets hydrauliska egenskaper sett från pumpat borrhål och att få indikationer på konduktiva strukturer. En detaljerad bild av var vattenförande sprickor skär borrhålet erhöles genom att under pumpning mäta vattenflödet i borrhålet med en spinner. Se *figur 2.3*.

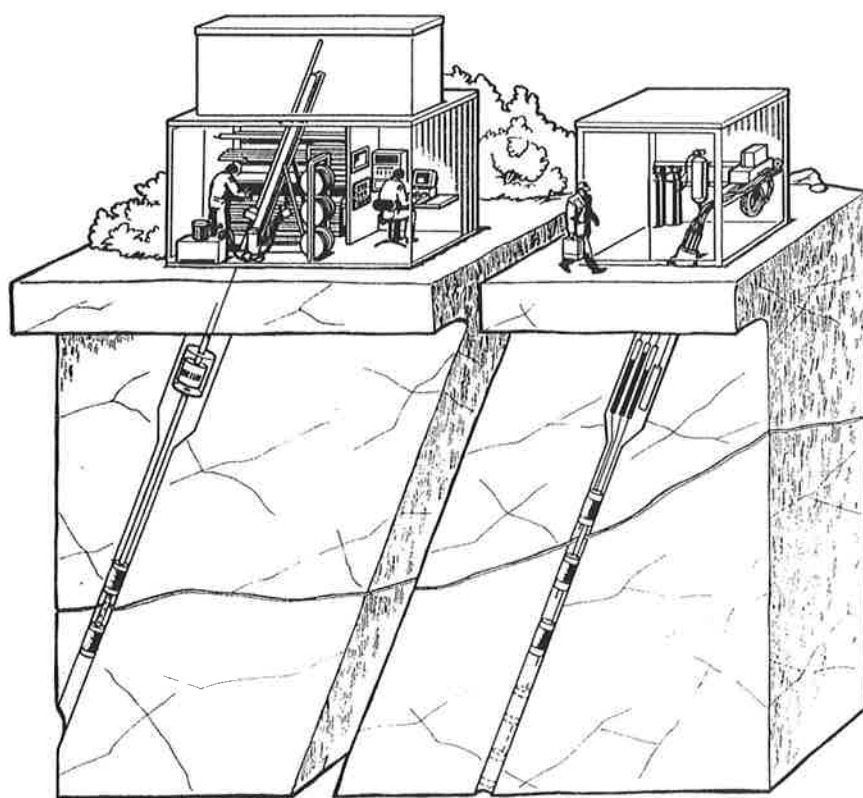


Figur 2.3 Flödesloggning och injektionstester mellan dubbelmanschetter. Flow meter logging and hydraulic injection tests (Almén and Zellman, 1991).

Injektions- och interferenstester

Injektionstesten, enligt *figur 2.3*, utfördes i 7 kämborrhål med manschettavstånd 3 m och i 3 borrhål med manschettavstånd 30 m. Injektionstid och återhämningstid var 10 + 10 min respektive 120 + 120 min för 3 m respektive 30 m sektionerna. För att erhålla ett så rättvisande värde på sektionens transmissivitet (eller hydrauliska konduktivitet) som möjligt utvärderades det transienta förloppet av tryckresponserna. Ca 1 100 injektionstester har utförts och syftet med dessa tester har varit att kunna beskriva bergmassans hydrauliska egenskaper statistiskt och lokalt få en konduktivitetsfördelning längs borrhålen.

Ca 20 interferenstester har gjorts på Äspö. För 13 av dessa har en begränsad del av borrhålet pumpats genom att använda ett dubbelmanschettsystem, se *figur 2.4*. Vid övriga tester pumpades hela hålet. Pumptid och återhämtningstid var i allmänhet 3 + 2 dagar. Vid två tester har pumptiden och återhämtningstiden varit betydligt längre (53 + 33 dagar och 92 + 31 dagar). Under första fasen av förundersökningarna var antalet observationssektioner i andra borrhål under interferenstesterna ca 35 medan de under tredje fasen vanligen översteg 100 (se *figur 2.4*). Under pumpningar och återhämtningar mättes tryckresponser såväl i pumphålet som i observationssektionerna. Syftet var att bestämma transmisiviteten på den struktur som avskärmats med manschetter samt att identifiera större konduktiva strukturer som påverkade avsänkningsbilden.

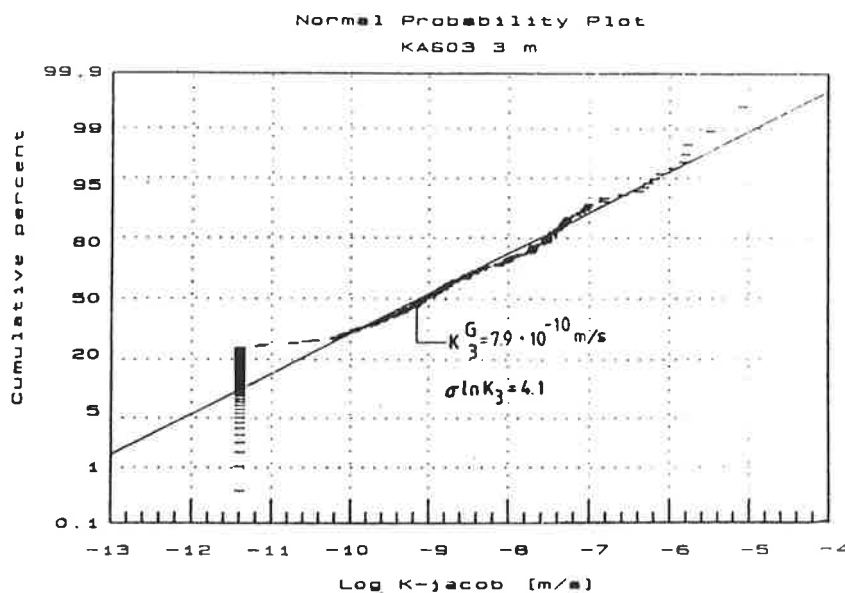


Figur 2.4 *Interferenstest. Pumpning sker i ett borrhål (till vänster i bild) och tryckresponser mäts i omgivande borrhålssektion (till höger i bild). Interference test. Pumping is made in one borehole (to the left in figure) and pressure responses are measured in surrounding borehole sections (to the right in figure).*

3

NÅGRA RESULTAT FRÅN UNDERSÖKNINGARNA OCH EN HYDRAULISK MODELL ÖVER ÄSPÖ

Totalt genomfördes ca 1 100 injektionstester i 3 m skalan och ca 40 st i 30 m skalan. Plottas de logaritmerade hydrauliska konduktiviteter upp i ett normalfördelningsdiagram (se figur 3.1) visar det sig att konduktiviteter är mer eller mindre lognormalfördelade. Resultaten visade också att södra Äspö har en lägre hydraulisk konduktivitet jämfört med norra Äspö.



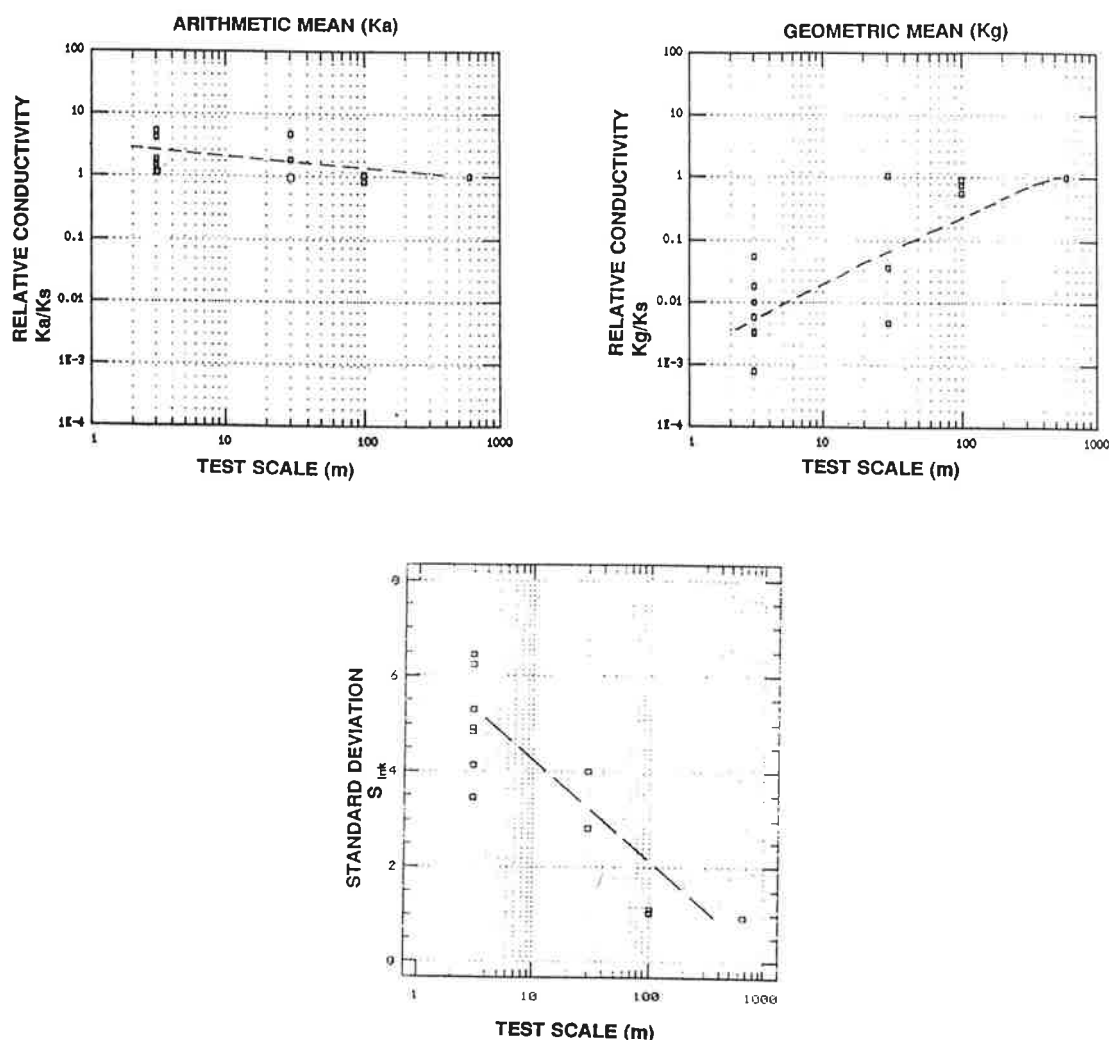
Figur 3.1 Kummulativ plot av den logaritmerade hydrauliska konduktiviteten för 3 m sektioner i KAS 03.
Cumulative plot of log hydraulic conductivity for 3 m sections in KAS 03. (Wikberg et al, 1991).

Hydrauliska testerna utfördes i 3, 30, 100 och 500-1000 m skala med längre testtider för större testskalor.

Beräknas aritmetiska och geometriska medelvärden för den hydrauliska konduktiviteten för varje testskala för respektive borrhål erhålls olika resultat, se figur 3.2. I figur 3.2 är, för varje borrhål, konduktiviteter i skala 3, 30 och 100 m skalade mot medelkonduktiviteten beräknat utifrån testet av hela borrhålet. När testskalan också ökar minskar standardavvikelsen på uppmätta hydrauliska konduktiviteter, vilket är väntat.

Relationen mellan det aritmetiska och det geometriska medelvärdet och skala följer i stort vad som kan förväntas om den hydrauliska konduktiviteten är stokastiskt fördelad i bergmassan. Avvikelse mot teorin (t ex Dagan, 1979) för den effektiva hydrauliska konduktiviteten i olika skalor i ett stokastiskt medium medför emellertid att ytterligare förklaringar till mätresultaten måste sökas.

Vid den numeriska modelleringen har resultaten i *figur 3.2* använts för att skala de sannolikhetsfördelningar för hydraulisk konduktivitet som använts för att generera konduktiviteten i varje beräkningscell.

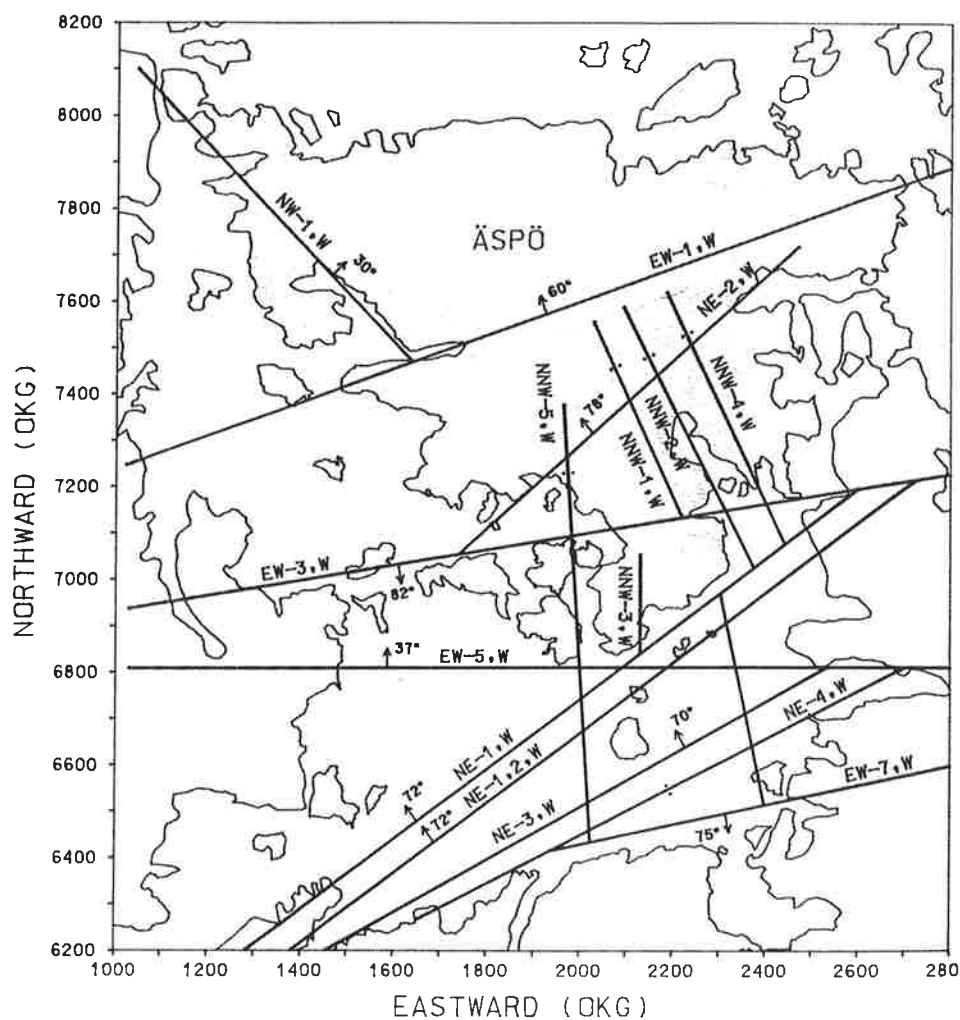


Figur 3.2 Relativ hydraulisk konduktivitet och standardavvikelse för olika testskalor. K_s = medel hydraulisk konduktivitet beräknad från transmissiviteten utvärderad från test av hela borrhålet.

Relative hydraulic conductivity and standard deviation for different test scales. K_s = the average hydraulic conductivity calculated from the transmissivity value evaluated from the test on the entire borehole. (Wikberg et al, 1991).

Interferenstester, flödesmätningar, geologiska tolkningar och geofysiska undersökningar var basen för att identifiera stora strukturer med relativt sett hög transmissivitet. I *figur 3.3* redovisas de strukturer som bedömts som viktiga eller tämligen viktiga hydrauliska strukturer och som framkommit i undersökningarna. Jämförs denna bild med den konceptuella modellen över geologiskt indikerade strukturerna saknas vissa av strukturerna i *figur 3.3* i den geologiska modellen och vissa strukturer i geologiska modellen saknas i *figur 3.3*. Orsaken är att vissa strukturer, troligen enstaka sammanlänkade sprickor, framträder i

hydrauliska tester medan de inte kan observeras med geologiska eller geofysiska metoder. Vissa strukturer har bedömts ha en så låg transmissivitet och har inte kunnat påvisas ha någon större betydelse i testerna och har därför uteslutits i den geohydrologiska modellen (figur 3.3). Varje hydraulisk struktur har ansatts ett transmissivitetsvärde baserat på tester eller skattning.



Figur 3.3 Hydrauliska strukturer som använts i den numeriska modellen. Major waterbearing zones in the target area as implemented in the numerical model. (Gustafson et al, 1991).

SYFTET MED EN NUMERISK DATORMODELL ÖVER ÄSPÖ

För ett slutförvar måste man kunna beskriva hur eventuella radionuklider kan transporteras från kapslar till markytan. En del av denna transport beror av egenskaper i dels ett närområde (kapsel, buffertmassa och berget närmast kapsel) och dels inom en större volym som innesluter hela slutförvaringssystemet. Modelleringar redovisade i denna artikel syftar till att vi skall lära oss att från konceptuella modeller över geologi och geohydrologi kunna överföra dessa modeller så bra som möjligt till en numerisk modell för att beräkna flöden och transporttider i bergmassan. Vi gör prediktioner och testar sedan förmågan genom jämförelser mellan prediktionerade och mätta data.

Under förundersökningarna har ett flertal numeriska grundvattenmodelleringar genomförts med olika syften. En av dessa syftade till att prediktera grundvattenavsänkningen på Äspö och inläckningen till tunnel under konstruktionen av tunneln till Äspölaboratoriet. Resultaten från denna modell, som presenteras nedan, utgör den del av de prediktioner som kommer att jämföras mot uppmätta data och bilda ett underlag för att diskutera prognosmetoder och prognosmöjligheter. Den numeriska modellen är byggd utifrån den konceptuella modellen över Äspö som baseras på förundersökningsresultaten. (Wikberg *et al*, 1991). För närvarande pågår ett stort mätprogram på Äspö som bl a skall vara ett underlag för jämförelsen mot gjorda prediktioner av bl a grundvattennivåer.

5 UPPBYGGNAD OCH KALIBRERING AV DEN NUMERISKA MODELLEN

Uppbyggnad

En matematisk/numerisk modell av en bergvolym bygger på en rad idealiseringar och förenklingar av verkligheten. Till exempel måste den rumsliga variationen av olika parametrar "trunkeras", dvs variationer under en viss längdskala försummas. I den här beskrivna modellen byggs bergvolymen upp av ett antal, typiskt 10^5 stycken, kontrollvolymen och den typiska storleken på dessa volymer anger den minsta skalan som kan beskrivas explicit. I *figur 5.1* visas beräkningsnätet och även en kontrollvolym. Styrande ekvationer appliceras på varje kontrollvolym. För här beskrivna beräkningar används följande grundekvationer:

- Darcys lag, med gravitationell term
- Masskonserveringsekvationen
- Saltkonserveringsekvationen
- En tillståndsekvation som relaterar salt till densitet

Tryck och salthaltsvärden beräknas för varje cell och flöden för varje cell-vägg. Konduktivitetvärden behövs således också för varje cell-vägg. Modellens kvalitet avgörs i hög grad av hur väl konduktivitetsfältet beskrivs och detta är således en central punkt. Följande steg antyder hur konduktivitetsfältet genereras:

- För varje cellvolym genereras en konduktivitet från en lognormalfördelning. Fördelningen anpassas för varje cell med hänsyn till cellstorlek, djup och områdesklassningar. Indata baseras på resultat från mätningar.
- För varje cell-vägg beräknas en konduktivitet genom geometrisk medelvärdesbildning.
- Hydrauliska strukturer, indata från mätningar, beaktas för varje cell-vägg genom att skärningslängden, *se figur 5.1*, beräknas och ett nytt medelvärde för cellvägskonduktiviteten beräknas.

En numerisk modell behöver också randvärden. Vid vertikala begränsningsytor har hydrostatisk tryckfördelning, med given salthaltsfördelning, antagits. Nedre horisontella begränsningsytan antas ha noll-flöde för alla variabler medan övre randen har givet inflöde av vatten över Äspö, nederbörd, och givet tryck i havet, dvs havet utgör en referensnivå.

För lösning av ekvationssystemet används den generella ekvationslösaren PHOENICS, *se Spalding (1981)*. PHOENICS bygger på "finita volymmetoden" och implicita numeriska lösningsalgoritmer.

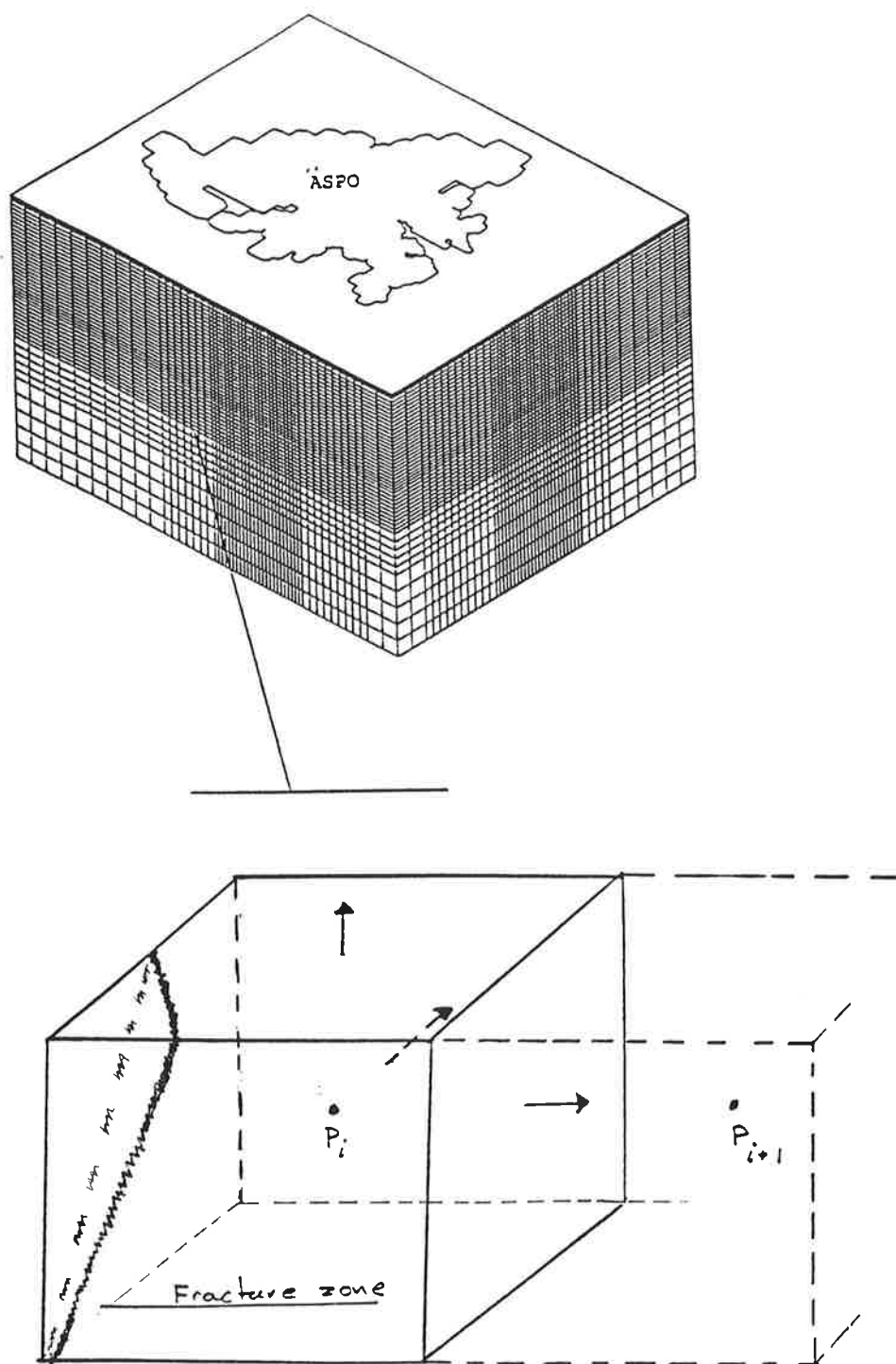
Kalibrering

Kalibreringen av modellen har främst utgjorts av jämförelser mellan uppmätta och beräknade tryckfall vid pumptester. Transmissiviteter för strukturer som angivits i den konceptuella modellen har under kalibreringsfasen finjusterats för att erhålla så god överensstämmelse som möjligt. Dessa justeringar bör, och har i allmänhet varit, inom den felmarginal som anges i den konceptuella modellen. Om överensstämmelse inte kan uppnås, tas detta som en indikation på att den konceptuella modellen kan ha en brist. Kalibreringsfasen har betonats inom modellutvecklingen eftersom samstämmighet med välkontrollerade fältförsök utgör det främsta argumentet för modellens användbarhet.

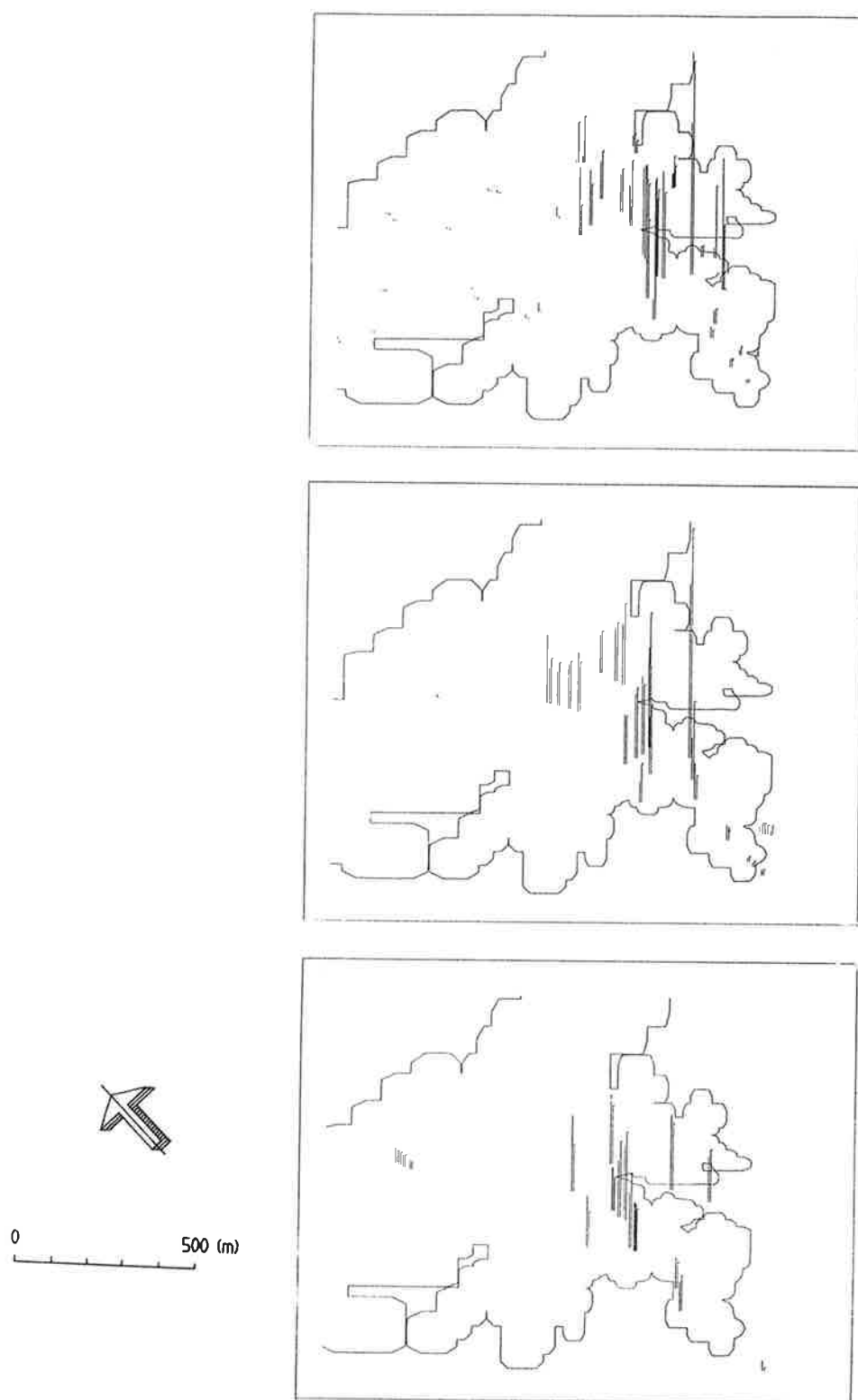
Ett exempel på beräknad och uppmätt tryckbild för ett pumptest (LPT2) visas i *figur 5.2*. Borrhålssektionerna har delats upp i två grupper m a p avstånd från pumpad borrhålssektion. Vanligen jämförs ca 100 tryckfall för ett pumptest och resultatet behandlas med statistiska kriterier (medelfelet och standardavvikelsen för felet).

Prediktionsmodell med Äspötunneln

Modellen har utvecklats för att kunna simulera effekten av tunneln på salt-, tryck- och flödesfördelning i bergvolymen. Tunneln har inkluderats som en serie celler med givet tryck, atmosfärtrycket. Efter utsprängningen tätas kraftigt vattenförande sprickor närmast tunneln, vilket i modellen har simulerats genom "ytresistanser", vilka trimmats in så att ingen hydraulisk struktur läcker mer än 3.0 liter/s till tunneln.



Figur 5.1 Illustrering av beräkningsnät och en enskild beräkningscell genomskuren av en konduktiv struktur.
 The computational grid and a cell intersected by a conductive structure.



Figur 5.2 Uppmätt (Γ) och beräknat (I) tryckfall som funktion av djup under markyta och koordinat för borrhållssektion. (Skala för avsänkning 1 cm = 5 m avsänkning). Överst visas avsänkningar i djupintervallet 0 - 100 m, mellan figuren 100 - 300 m, nedersta figuren >300 m. Measured (Γ) and predicted (I) drawdowns for different depth intervals and position of borehole sections. (Scale for drawdown 1 cm = 5 m drawdown). Top figure shows drawdown in the depth interval 0 - 100 m, middle fig. 100 - 300 m, bottom fig. >300 m

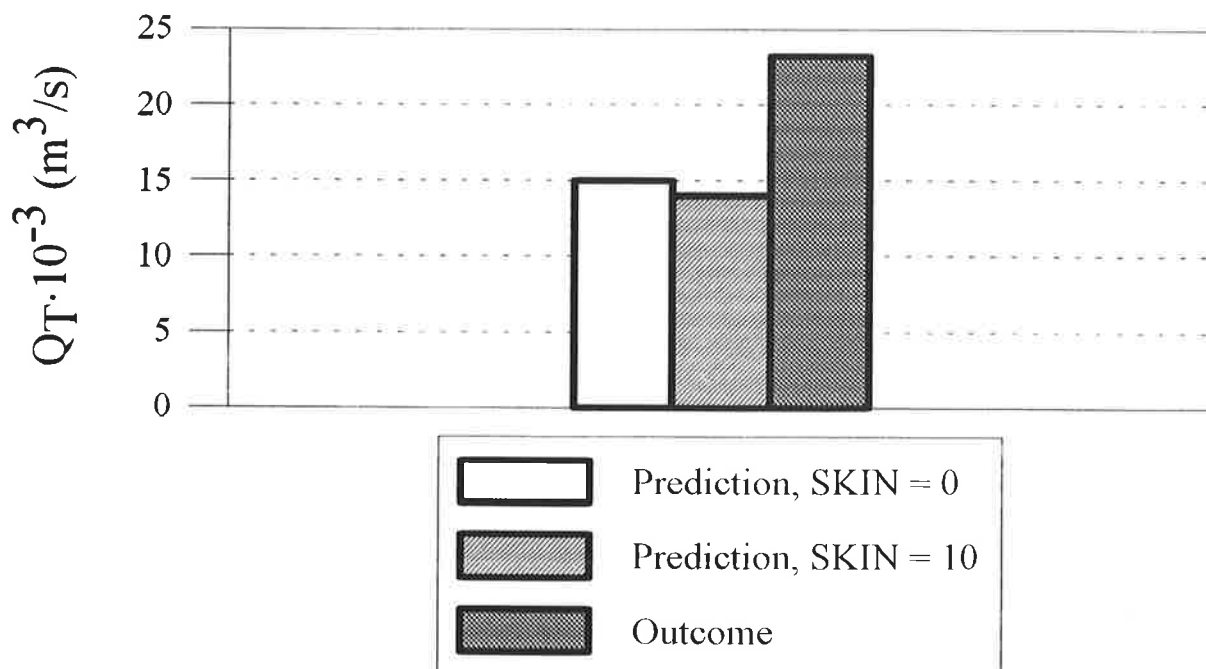
6

PREDIKTERAD OCH UPPMÄTT GRUNDVATTENSÄNKNING UNDER BYGGSCKEDET

På grund av inläckaget till tunneln kommer grundvattenytan att sjunka. Prediktioner av sänkningen gjordes innan byggstart, utgående från ett antagande om hur väl zoner skulle komma att tätas. Mätningar på grundvattenytans läge när 1 475 meter av tunneln sprängts ut är nu under utvärdering, *se figur 6.2*. Som synes finns en generell överensstämmelse. I detalj kan ej överensstämmelse förväntas eftersom en gissad tätningsgrad av injekteringsåtgärder längs tunneln användes för beräkningen.

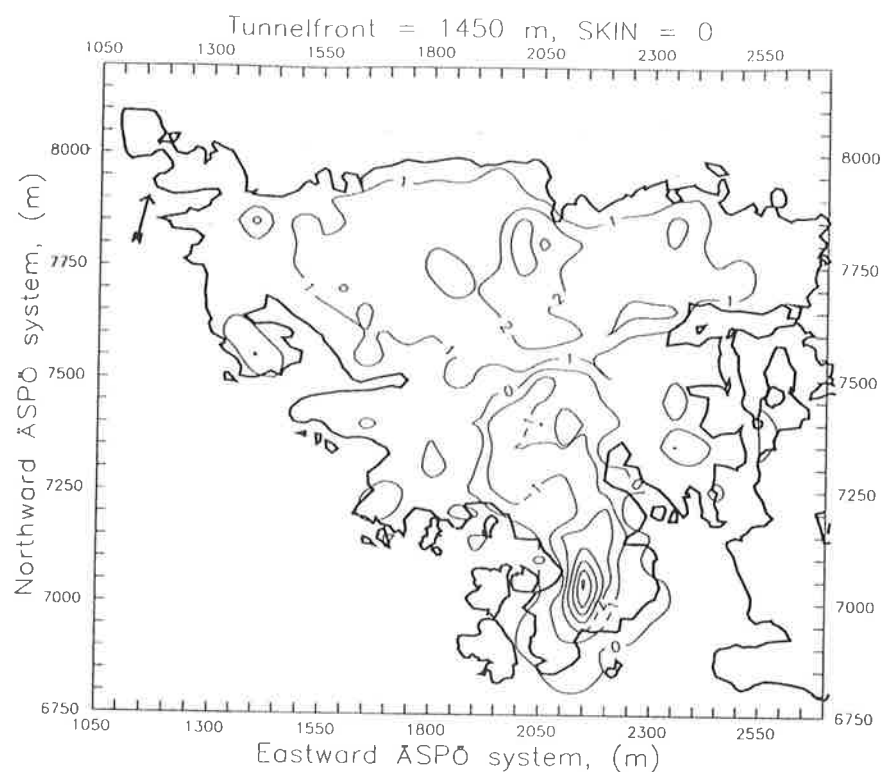
Som framgår av *figur 6.1* antogs i prediktionen att ca $15 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$ läcker in mellan sektionerna 0/700 och 1/475 m. I verkligheten blev det ca $23 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$ och skillnaden i grundvattennivån, *se figur 6.2*, är således helt följdriktig.

En jämförelse av predikterat och uppmätt tryckfall i ett borrhål visas i *figur 6.3*. Tryckfall i två olika sektioner i borrhål KAS05 visas som funktion av tiden, eller tunnelfrontsposition. En allmän överensstämmelse verkar föreligga, vilket är allt som kan förväntas av samma skäl som angivits ovan.

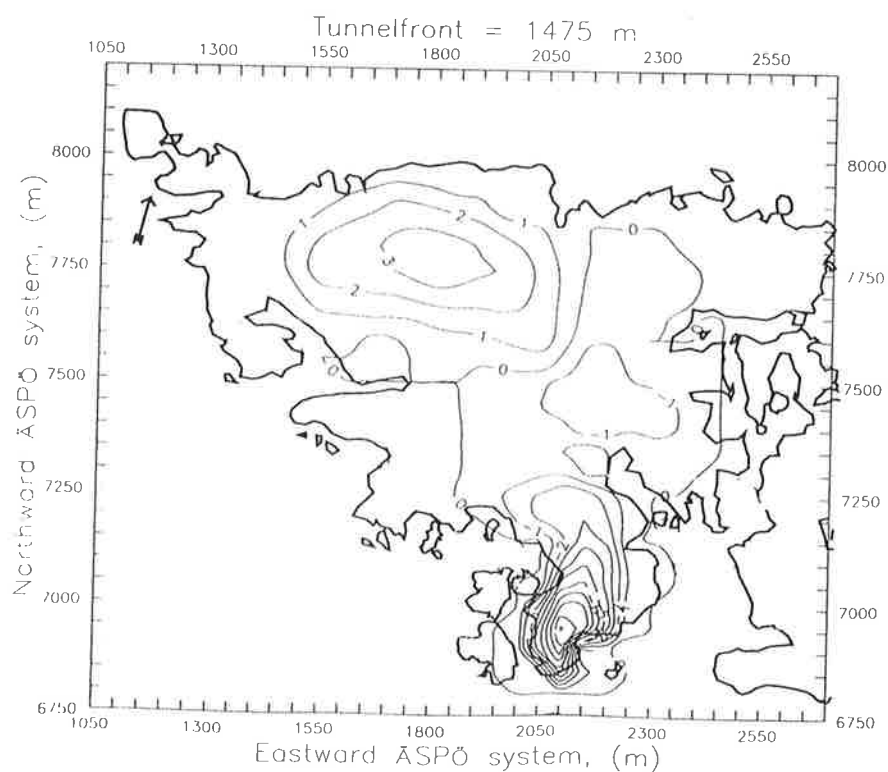


*Figur 6.1 Uppmätt och predikterad inläckning till tunnelavsnitt 700-1475 m.
Measured and predicted water inflow to tunnel section 700-1475 m.*

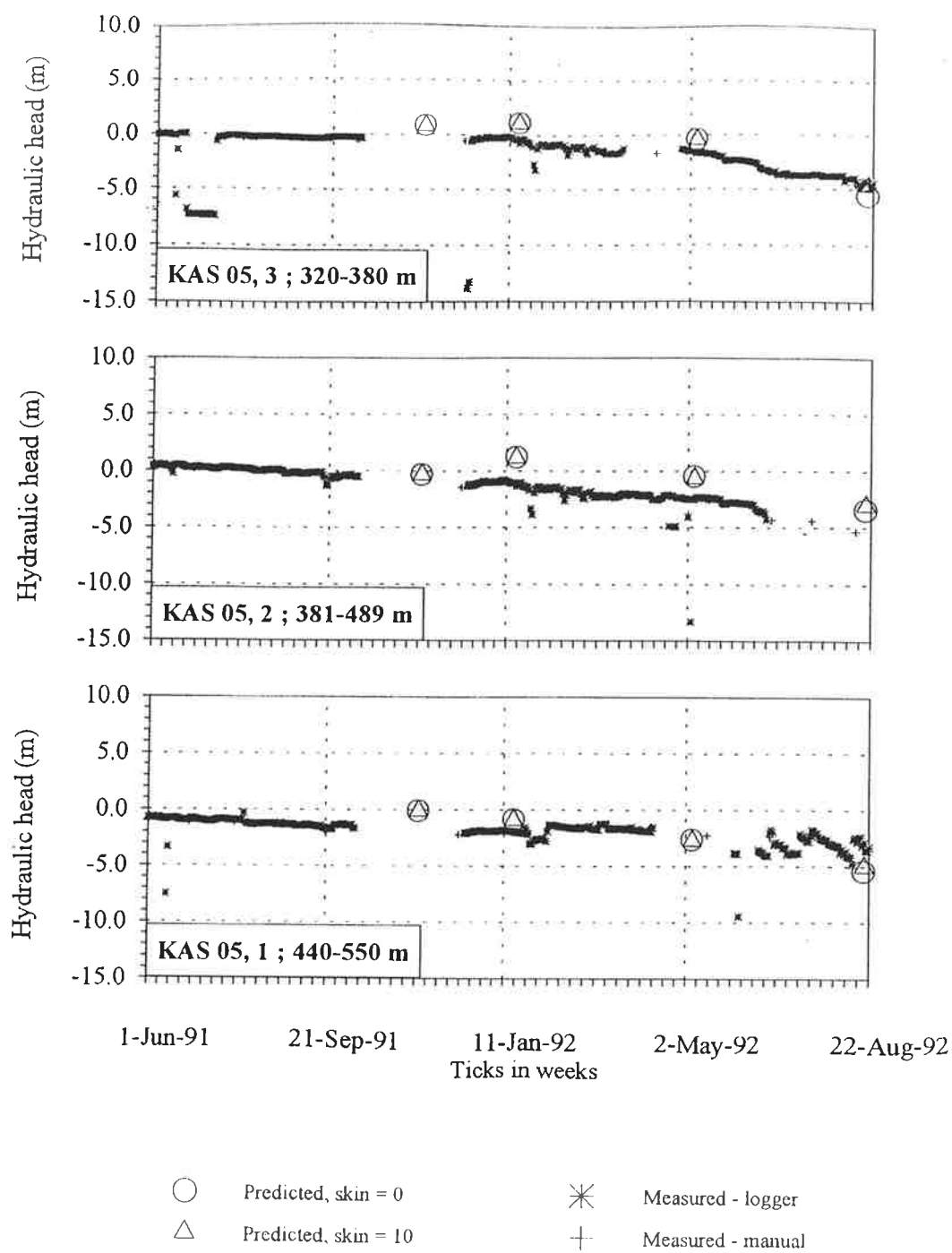
Predicted waterlevel (m) for LEG 5



Measured waterlevel (m) for LEG 5



Figur 6.2 Uppmätt (överst) och predikterad grundvattennivå när 1475 m av tunneln sprängts ut.
Measured (top) and predicted watertable when 1475 m of the tunnel has been excavated.



Figur 6.3 Uppmätt och predikterat tryckfall i KAS05 som funktion av tunnel-fronts position.

Measured and predicted pressure response in KAS05 as a function of tunnelfront position.

SAMMANFATTNING OCH SLUTSATSER

Sammanfattning

Med resultaten från ett omfattande förundersökningsprogram har detaljerade konceptuella geologiska, geohydrologiska och grundvattenkemiska modeller skapats för Äspö. Ett flertal geohydrologiska undersökningsmetoder har använts. Injektionstester med 3 m och 30 m i manschettavstånd, mammutpumpning var 100 m under kärnborring, test och rensumpning av färdigborrat hål, flödesloggning i kärnborrhål under pumpning samt interferenstester. Den geohydrologiska konceptuella modellen har varit underlag för en numerisk modell över Äspö.

En tredimensionell matematisk/numerisk modell har utvecklats och tillämpats inom projektet. Modellen bygger på finita-volymtekniken och utgår från PHOENICS, som är en generell ekvationslösare för strömningsproblem. Bland modellens karakteristiska drag kan nämnas avancerad teknik för generering av konduktivitetsfältet och full hänsyn till gravitationella effekter skapade av densitetsgradienter. Modellen har kalibrerats mot, framförallt, pumptester och använts för prediktion av effekter av tunneln, som t ex inläckage och sänkning av grundvattenytan.

Slutsatser

- Tekniken med teleskopborring och samtidig pumpning under kärnborring för att minimera föroreningen av grundvattnet har fungerat bra.
- En kombination av flera geohydrologiska undersökningsmetoder har varit väsentlig för att få information om större strukturers läge och hydrauliska egenskaper. I de flesta fall har geologiska och geofysiska undersökningar varit nödvändiga komplement för att bestämma strukturenas läge.
- I vissa fall, emellertid, framträder konduktiva strukturer endast med hjälp av geohydrologiska tester (interferenstester), varför sådana är nödvändiga.
- För att skatta de hydrauliska egenskaperna för berget mellan dessa strukturer har det varit nödvändigt med injektionstester utförda sektionsvis längs borrhålen.
- De hydrauliska testerna visar på att de utvärderade parametrarna är beroende av testskala. Detta är i enlighet med hur ett stokastiskt medium förväntas uppträda, men resultaten antyder att fler förklaringar också måste sökas.
- Det har visats att en numerisk modell kan utgöra en syntes av detaljinformation som samlats i en konceptuell modell. Numeriska modellen kan, efter omsorgsfull kalibrering, vara ett värdefullt instrument för att studera grundvattenstörning, effekten av hur en tunnel påverkar grundvattennivån och för uppskattning av inflöden till en tunnel. För SKBs del är de numeriska modellerna nödvändiga för att studera ett djupförvars funktion men används även för byggnadstekniska frågeställningar enligt ovan.

SUMMARY

In the autumn of 1990, SKB (The Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co) began construction of the Äspö Hard Rock Laboratory (HRL) near Oskarshamn in the south-eastern part of Sweden. A 3.4 km long tunnel is now excavated in crystalline rock down to a depth of approximately 460 m. The laboratory is expected to start operating in 1994, and research concerning the disposal of nuclear waste in crystalline rock can then be continued during several decades.

As a part of a large pre-investigation program for the location of the Äspö HRL, many transient interference tests were carried out. The detailed pre-investigations focussed on the Äspö island, an area of about 1 km². Several percussion boreholes and coreholes (200-1000 m deep) were drilled. On the Äspö island 13 coreholes were drilled and 4 on surrounding areas. Most of the tests were made in slim coreholes of 56 mm in diameter. Pumping was possible because the boreholes were drilled with a telescope design (155 mm, or somewhat larger, down to 100 m and 56 mm to final depth).

The objectives of the hydraulic tests at Äspö HRL were to find the main conductive structures in the bedrock and estimate their transmissivity and storativity, and also to estimate the hydraulic conductivity of the rock mass between the hydraulic structures. The interference tests were very important for the evaluation of the conductive structures, but geological and geophysical information is also necessary for the identification and confirmation of these structures. A basic assumption in the evaluation of the interference tests is that there exist a number of more or less flat structures with large extensions, and with hydraulic conductivity that is greater than the surrounding rock. This assumption seemed to be correct when the conceptual model of the conductive structures was made. However, the future validation of the conceptual model over the conductive structures and the hydraulic conductivity field in between the structures will show whether it was a good enough approximation of the hydraulic conductivity field in the bedrock.

The conceptual model has been the base for a numerical groundwater model over Äspö HRL. The numerical model over Äspö HRL is a three dimensional high-resolution model of natural and forced groundwater circulation below the island of Äspö. The basic equation solver used, PHOENICS, has proved to be an efficient platform for this work. An extensive calibration exercise was undertaken, and good agreement was obtained with only minor changes of the conceptual model. This numerical model has been used to predict the piezometric levels in the rockmass and the inflow to the tunnel during the construction of the Äspö HRL. During the construction of the laboratory piezometric levels are measured in about 150 borehole sections on Äspö and in the surrounding areas, and in the tunnel mapping of the geology and water inflow measurements are made. These measurements will be compared to predictions made.

REFERENSER

- Almén K-E, Zellman O, 1991, Äspö Hard Rock Laboratory. Field investigation methodology and instruments used in the pre-investigation phase, 1986-1990. SKB TR 91-21.
- Dagan G, 1979, Models of groundwater flow in statistically homogeneous porous formations. Water Resources Research, Vol 15, No. 1.
- Gustafson G, Liedholm M, Rhén I, Stanfors R, Wikberg P, 1991, Äspö Hard Rock Laboratory. Predictions prior to excavation and the process of their validation. SKB TR 91-23.
- SKB-FUD-Program 92. Kärnkraftavfallets behandling och slutförvaring. Program för forskning, utveckling, demonstration och övriga åtgärder, 1992, SKB, Stockholm.
- Spalding D B, 1981, A general purpose computer program for multi-dimensional one- and two-phase flow. Math. Comp. Sim., no 8, pp 267-276.
- Stanfors R, Erlström M, Markström I, 1991, Äspö Hard Rock Laboratory. Overview of the investigations 1986-1990. SKB TR 91-20.
- Wikberg P (ed), Gustafson G, Rhén I, Stanfors R, 1991, Äspö Hard Rock Laboratory. Evaluation and conceptual modelling based on the pre-investigations 1986-1990. SKB TR 91-22.

ERFARENHETER FRÅN INJEKTERINGSARBETENA AV DEN FÖRSTA DELEN AV TILLFARTSTUNNELN TILL ÄSPÖ-LABORATORIET

Experiences from the grouting of the first part of the tunnel of the Äspö Hard Rock Laboratory

Håkan Stille, KTH, Stockholm

Pär Olsson, Skanska, Stockholm

Gunnar Gustafson, Chalmers, Göteborg

Inledning

Arbetena med den 1400 meter långa tillfartstunneln vid Äspölaboratoriet är avslutade. Tunneln har passerat genom ett flertal förväntade svaghetszoner med dålig bergkvalitet och svåra vattenförhållanden. Vid två av dessa zoner, NE-3 och NE-1, har förhållandena varit särskilt besvärliga och omfattande tätnings- och förstärkningsarbeten har genomförts. Tätningsarbetena har förutom stor vattenförekomst och höga vattentryck ytterligare försvårats av krav på begränsad spridning av injekteringsbruk runt tunneln.

Siab har som generalentreprenör genomfört arbetena åt SKB. Injekteringsarbetena har delvis utförts med Stabilators personal och utrustning samt med Bolmenbruk. Sydkraft har fungerat som byggledare för arbetena. Program för injekteringsarbeten har utformats i samråd mellan de ämnesansvariga i forskargruppen och bygget. Författarna har varit ansvariga för utvärderingen av utförd injektering.

Krav på injektering

Totalt tillåten inläckning för hela tunnelsystemet är satt till 3000 l/min, vilket motsvarar ca 78 l/min och 100 m tunnel. Krav fanns även att visa att vattenförande zoner skulle kunna passeras under kontrollerade förhållanden. Kraven på injekteringen innebar i första hand att erhålla en kontrollerad spridning, dock med beaktande av de täthetskrav och krav på stabiliteten som fanns.

Kraven på spridning sattes till ca 10 m. I zonerna bedömdes att en minsta in-trängning av ca 6-8 m erfordras för att ej vattentrycket skulle ha en alltför stor negativ inverkan på stabiliteten.

För att uppnå kraven på täthet för hela tunneln bedömdes att injekteringen av de vattenförande zonerna, då speciellt NE-1, skulle ge en reducering av transmissionsiviteten till ca 1/20-del.

Geologiska och hydrogeologiska förhållanden

För tillfartstunneln dominerar Smålandsgranitserien, granit och diorit. Bergmassan är generellt av god kvalitet, vilket innebär ett RQD på ca 50-90 och en sprickfrekvens på ca 1-4 sprickor per meter. Berget genomsätts av flera sprickgrupper. Dominerande sprickgrupper är två brantstående grupper som är nord-sydgående och öst-västligt orienterade. En subhorisontell grupp förekommer även.

Bergmassan har i allmänhet en låg konduktivitet, ca 10^{-8} m/s. Vattenförningen är koncentrerad till zonerna. Tillfartstunneln har passerat fyra större vattenförande zoner. Zonernas konduktivitet är runt 10^{-5} m/s.

Transmissiviteten i de 20 m långa försonderingshålen har för berget i allmänhet varit ca $0.5 \cdot 10^{-7}$ m²/s. För de mindre vattenförande sprickorna eller sprickzoner är motsvarande värde ca $10.80 \cdot 10^{-7}$ m²/s medan för de större vattenförande zonerna hade en transmissivitet på $2000 - 15000 \cdot 10^{-7}$ m²/s.

Utförd injektering

Omfattande utredningsarbeten har utförts för att upprätta program för passage av de vattenförande zonerna. Eftersom frågan om begränsad inträngning är ett nytt krav på ett injekteringsarbete kunde man ej enbart använda sig av dagens injekteringsmetodik utan utredningsarbetet samordnades med den injekteringsforskning som utförts vid KTH.

Teoretiska beräkningar och en omfattande undersökning av injekteringsbrukens geologiska egenskaper har förts.

Genom att lära sig av gjorda misstag och den uppmuntran från projektet till kunskapsåterföring har injekteringstekniken och injekteringsteorier successivt utvecklats.

Totalt har 103 injekteringsskärmar utförts för de första 1400 m av tillfartstunneln och av dessa utfördes 52 vid passage av de större vattenförande zonerna.

Normal praxis har använts med avseende på hållängder, hålavstånd och hålorientering.

För att säkerställa injekteringsresultatet och minska risken för att vattentrycket skall trycka tillbaka bruket har nettoinjekteringstrycket successivt höjts med ökande grundvattentryck. Stor del av injekteringsarbetet har utförts med Bolmenbruket. Fyra olika sorter har använts med olika flytegenskaper för att passa i olika typer av berg.

När vattentrycket började överskrida 1,5 MPa (150 m vattenpelare) uppkom problem med utpressning av Bolmenbruket i borrhålen när manschetterna lossades efter ca 8 timmar.

För att kunna ta bort manschetterna så tidigt som möjligt utprovades därför ett accelererat bruk baserat på cement, bentonit och kalciumklorid (CaCl_2).

Om detta bruk ej störs genom pumpning och omrörning brinner det mycket fort och redan inom en timme har det en hållfasthet av ca 10 kPa. Vid omrörning efter det att bruket börjat brinna (mindre än 20 minuter) bryts denna process och en hållfasthet på 10 kPa uppnås först efter 4-5 timmar.

Injekteringsarbetet genom de två största vattenförande zonerna, NE-3 och NE-1, har varit mycket besvärliga. Totalt har 52 injekteringsskärmar utförts på en sammanlagd längd av ca 55 m. Skärmarna har varit i medeltal ca 9 m långa och med ca 20-25 hål. Vid en normal överlappning på 4-5 m kan man konstatera att ca 5 ominjekteringar per front har utförts.

Flera olika brukstyper har provats utan att något har visat sig bättre än något annat. Mindre vanliga brukstyper som mauring (leakulor) och Flexmetoden (cement-Taccs bruk) har provats, dock utan att övertygande resultat har erhållits.

Förutom de mycket stora vattenföringar i dessa zoner (konduktivitet) försvårades injekteringsarbetet av förekomsten av ett nord-sydgående spricksystem som övertvårade zonerna och gick mer eller mindre parallellt med tunneln. Detta spricksystem är vattenförande och gav stuffläckage samt svårigheter att med injekteringshålen övertvåra sprickorna.

Fört att begränsa inträngning uppsattes krav på begränsad cementåtgång per borrhål motsvarande 600 l injekteringsbruk. För zonerna fick dock detta krav överges för att erhålla en rimlig täthet.

Uppmätt injekteringsresultat

Uppmätning av erhållen inträngning har utförts i NE-3 och NE-1. Mätning har skett med videoscope i uppborrade hål och genom enkel sondering med kontroll av var vatten påträffas. Inträngningen har i stort legat mellan 5 och 15 m, vilket har ansetts bra i förhållande till uppställda krav.

Den totala inläckning för avsnittet 0/700 till 1/400 är ca $20 \cdot 10^{-3}$ m³/s eller 1200 l/min. Detta ger en medelinläckning av ca 170 l/min och 100 m tunnel, dvs betydligt över den uppsatta gränsen. Inläckningen i själva zonerna står ungefär för ca 1/3 till 1/2 av mängden.

Viss efterinjektering har utförts och ytterligare är erforderliga för att begränsa inläckning och säkerställa stabiliteten.

Teoretiska synpunkter

Kraven på en begränsad inträngning innebär att metodik måste utvecklas för att förutsäga injekteringsresultat vad gäller inträngning och volymsåtgång.

En annan viktig frågeställning är samband mellan täthet och inträngning och volymsåtgång.

Den teoretiska utveckling som redovisats i Lars Hässlers avhandling utgör en grund för att studera vilka parametrar som är viktiga för en begränsad injektering. De viktigaste faktorerna är injekteringsstryck, brukets flytspänning och sprickvidderna.

Inom ramen för Äspö-projektet och den pågående BeFo-stödda forskning har olika modeller analyserats med avseende på deras möjlighet att prognosticera volymsåtgång och inträngningen. Lovande resultat har erhållits men ytterligare arbete återstår innan praktiskt användbara metoder har framtagits.

Modellerna har med rimlig noggrannhet kunnat prognosticera inträngningen och med en faktor 2 beräkna åtgången av injekteringsbruket.

Praktiska synpunkter

Tättningsarbetena i samband med de mycket svåra förhållandena vid Äspö har visat att även en praktisk utveckling av injekteringsarbete är önskvärd.

Den stora mängden ominjekteringar vid NE-1 har t ex givit att i medeltal konsumerades 4000 liter injekteringsbruk för varje tunnelmeter genom zonen. Likaså borrades i medeltal 275 bormeter injekteringshål för varje tunnelmeter.

Möjligheter att utveckla effektivare borrhållningsmetoder som klarar svåra bergförhållanden och att injektera med större tryck är intressanta utvecklingsområden.

Övrigt

Utvärdering av utförda injekteringsarbeten för Äspölaboratoriet pågår. Vid den muntliga presentationen kommer ytterligare resultat att presenteras. Många människor är förstås inblandade. Alla har på ett mycket förtjänstfullt sätt ställt upp och deltagit i att lösa problemen och bidra till kunskapsåterföring. Ingen nämnd och ingen glömd.

Summary

The tunnelling work for the first part of the tunnel of the Äspö Hard Rock Laboratory is completed. The tunnel has passed several zones of poor rock quality and difficult water condition. Two of these zones, NE-3 and NE-1, have particularly difficult and comprehensive grouting and rock support work have been carried out. Grouting technology has been developed in order to deal with the difficult condition, high permeable zones with high water pressure, and the requirements of tightness and limited penetration of the grout into the rock. The flow properties and time for hardening have been tested for different types of grout. Theoretical development has also been done in order to better predict grout take and penetration. The achieved results have been controlled by measuring the real penetration with videoscope and the actual inflow of ground water to the tunnel.

THE URI PROJECT AND ITS STATUS 1992

Uri-projektet och dess status 1992

Anders Heiner, VBB VIAK - SWECO
Jüri Martna, Consulting Engineering Geologist
Håkan Stille, KTH

INTRODUCTION

The Kashmir Valley ("Vale of Kashmir") is an oblong valley with a length of about 130 km and a maximum width of about 40 km. Having an elevation of 1 500 - 1 800 m above sea level, it lies between the Pir Panjal Range and the Ladakh Range of the Greater Himalayas in the north-western part of the Himalayan Mountains.

The topography of the area is rugged with lofty ridges dissected by deep valleys. Some peaks of the Pir Panjal Range rise to above 4 000 m with the deeply incised Jhelum river valley as a contrast.

The Uri Hydroelectric Power Project is situated in the state of Jammu and Kashmir in north-western India close to the border to Pakistan. It lies at an elevation of 1 250 - 1 500 m in the north-western flank of the Kashmir Valley, in the valley of the Jhelum River, a tributary to the Indus River, which dewaters the "Vale of Kashmir".

This paper describes the status of the project at the end of 1992. The intention is to follow up the rock mechanical problems encountered during the excavation of tunnels and caverns and to report the progress of the work at coming BeFo-meetings.

DESCRIPTION OF THE PROJECT

The planning of the project started 1975 and investigations for several tunnel alignments and power station lay-outs have been performed. The investigations comprised mainly surface mapping, core drilling and excavation of test drifts.

The National Hydroelectric Power Corporation Ltd, NHPC (A Government of India Enterprise) finalized the design of the project in 1985 and groups of contractors were invited for tendering. The contract between NHPC and a Swedish-British group was signed 1989. The companies involved in the project are listed in Table 1.

Table 1 The companies involved in the Uri project
I Uri-projektet deltagande bolag

Owner:	National Hydroelectric Power Corporation Ltd (NHPC), Government of India
Designer:	SWECO AB, Sweden
Civil Works Contractor:	Uri Civil Contractor AB, a joint venture formed by Skanska International Civil Engineering AB and NCC International AB, Sweden
Hydromechanical Equipment Supplier:	Kvaerner Boving Ltd, UK
Electromechanical Equipment Supplier:	ABB Generation AB, Sweden and Kvaerner Boving Ltd, UK

The project is a turn-key undertaking and it will utilize about 250 m of head on the Jhelum river. It is a run-of-the-river scheme without any storage and it will have a guaranteed output of 480 MW, produced by four Francis turbines.

The project consists of a barrage, an intake, concrete culverts, desilting arrangements, siphons, an open canal, a concrete lined headrace tunnel, vertical steel lined penstocks, an underground power station and a concrete lined tailrace tunnel. In this paper the underground works will be discussed.

The headrace and tailrace tunnels are horse-shoe shaped with an inner diameter of 8.4 m after lining. The length of the tunnels is 10.7 km respective 2 km. The tunnels are approached by 6 adits, four on the headrace and two on the tailrace tunnel, Figure 1.

The power station area is reached by the main access tunnel starting at an elevation of +1 286 about 11 m above the river which in this area has a water level at about +1 275 m when the discharge is 700 m³/s. It is driven down slope to the machinery hall with a main floor level at +1 239.2 m. The vertical rock cover over the power station area is some 400 m but the hillside rises steeply with more than 2 000 m. The relatively large rock cover has caused some concern as to the load on the pillar separating the machinery and transformer halls, having spans of 21.6 and 16 m, respectively. The pillar has been given a width of 30 m or about 1.5 times the span of the machinery hall. The layout of the power house area is shown in Figure 2.

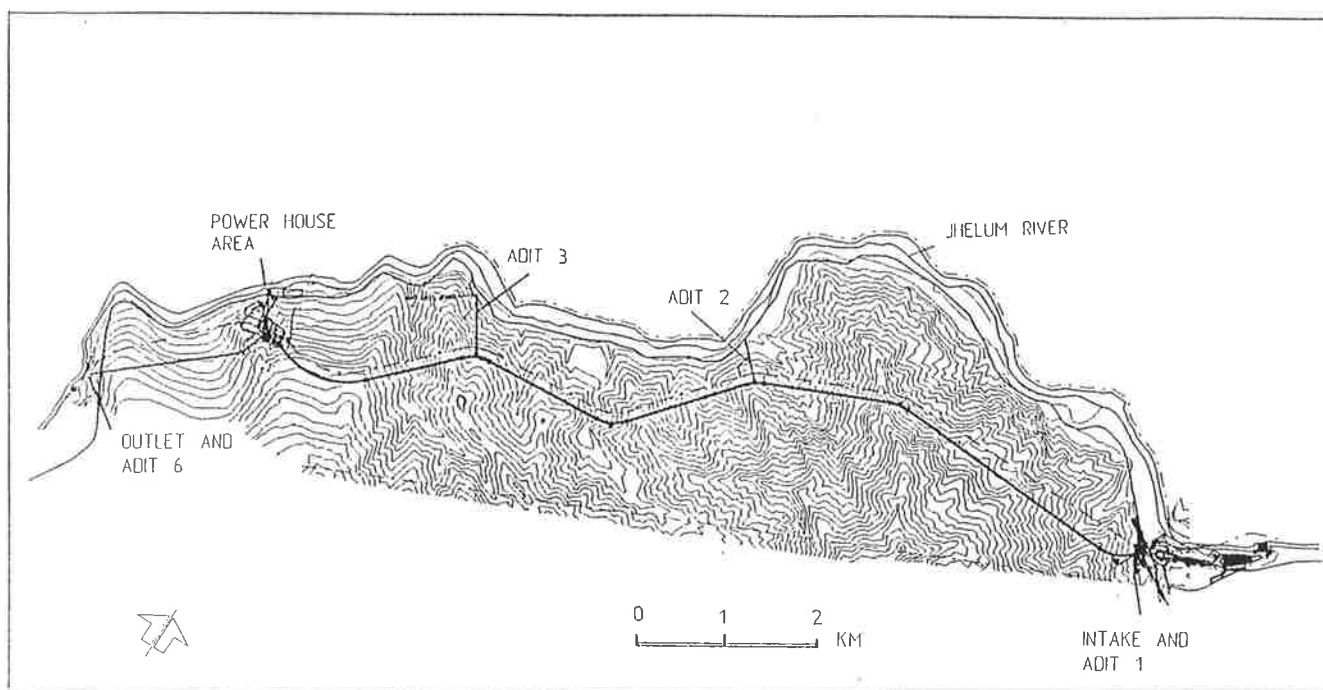


Figure 1 Site plan of the Uri project
Uri-projektets situationsplan

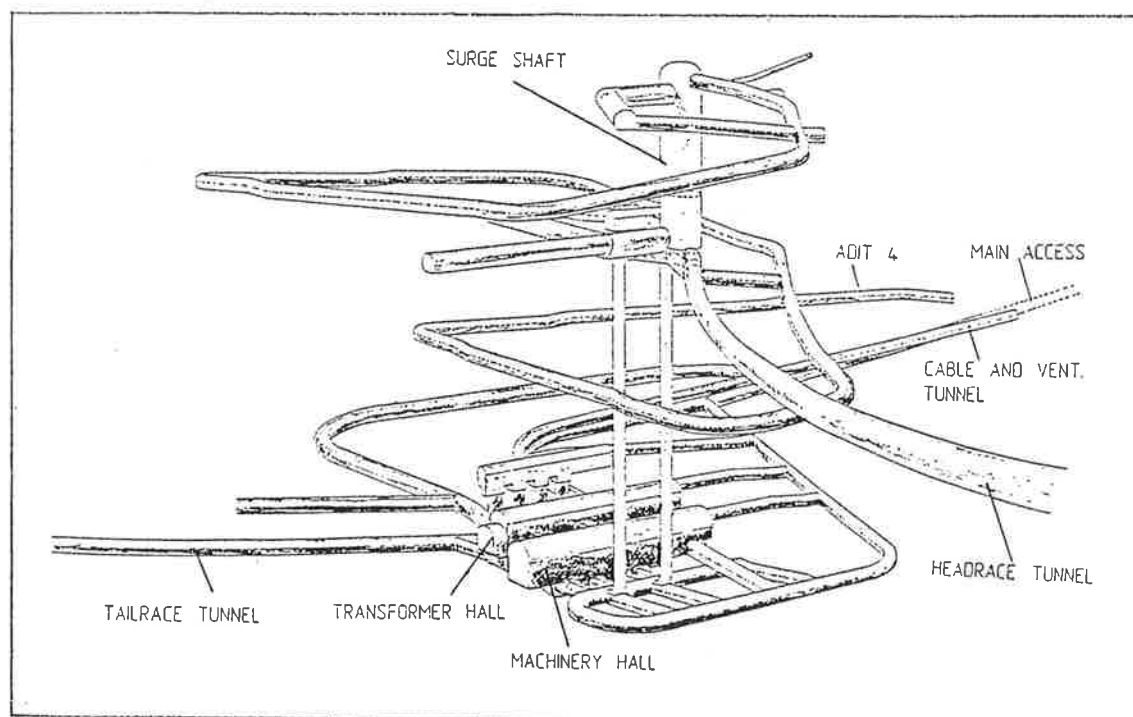


Figure 2 Three-dimensional lay-out of the power house area
Tredimensionell modell av kraftstationsområdet

To accommodate the surge, an upstream surge shaft with galleries has been introduced. The diameter of the concrete lined shaft will be 22 m and the height 100 m. To reach the upper and lower part of the shaft an adit (No. 4), which will serve as a permanent access tunnel, is driven.

The total tunnel length in the project is some 17.5 km.

GEOLOGY

Since the beginning of 1970'ies, several geological surveys have been carried out in the project area by the Geological Survey of India, the Government of Jammu and Kashmir, the National Hydroelectric Power Corporation (NHPC), and lately by the Uri Civil Contractor AB.

All rock units in the area are intensely folded and faulted indicating their involvement in the tectonic movements associated with the Himalayan uplift. The area is seismically highly active and several high-magnitude earthquakes have been recorded over the last 25 years.

The geological formations occuring in the Uri area are listed in the following table.

Table 2 Stratigraphic sequence of the Uri area
Lagerföljden i Uri-området

Age	Formation	Lithology
Pleistocene	Karewa	Silt to boulders
Miocene	Murree	Shale, siltstone
Eocene	Nummulitic	Shale, limestone
Triassic		Limestone
Permo-Carboniferous	Panjal	Meta-volcanics
Lower Paleozoic to Pre-Cambrian	Tanawal	Quartzitic schist
Pre-Cambrian	Salkhala	Schist

The bedrock formations exposed in the project area range thus from Pre-Cambrian to lower Miocene. Of these, the Pre-Cambrian, the Miocene and possibly the Triassic limestone do not directly affect the construction works. Nevertheless, a good knowledge of the complicated geology of the area has been essential for the design and planning of the project.

The barrage and the intake structures, which are out of the scope of the present paper, are excavated in Pleistocene layers. It may be mentioned that

the Pleistocene consists largely of glacial and glacialfluvial deposits, which later on have been reworked by the river.

A longitudinal section elucidating the geology of the Uri project is shown in Figure 3.

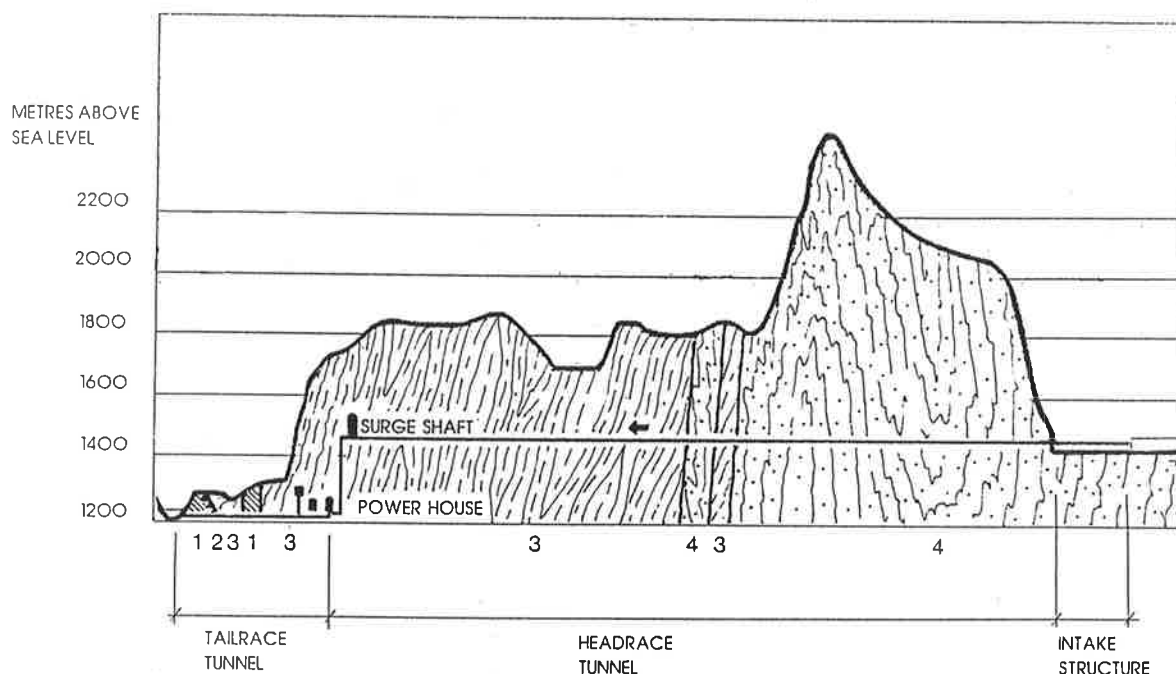


Figure 3 Longitudinal geological section of the Uri project
 1. Eocene shale 3. Panjal volcanics
 2. Panjal thrust 4. Tanawal series

Geologisk längdsektion över Uri-projektet

- | | |
|-------------------------|----------------------|
| 1. Eocen skiffer | 3. Panjal-vulkaniter |
| 2. Panjal-överskjutning | 4. Tanawal-serie |

About 5.5 km of the headrace tunnel will be excavated in the rocks of the Tanawal series, Figure 4. This series consists predominantly of arenaceous-argillaceous metamorphic rocks, comprising quartzitic schists, chloritic quartz schists, quartzites, gneissose rocks, phyllites and grits. Lenses of graphitic schist have occasionally been found.

The rest of the headrace tunnel, about 5.2 km, will be excavated in the Panjal volcanics. They comprise greenstones with a well developed schistosity alternating with massive banks of the same rock. They are regarded to be altered andesitic or basaltic lavas, which flowed out on the surface of the Tanawals. There occur also sills of a similar appearance in the Tanawals.



Figure 4 Road cut in Tanawal schist
Vägsränning i Tanawal-skiffer

The machinery hall with appurtenant rock chambers and tunnels will be excavated in the Panjal volcanics as also about half of the totally approximately 2 km long tailrace tunnel. Figure 5 shows a cut in the rock in connection to the power house area.

About 0.7 km of the downstream end of the tailrace tunnel will be excavated in the Nummulitic series of the Eocene. These rocks comprise variegated shales of green and purple colour, well cleaved and thinly bedded. They are very much folded and associated with limestone bands and secondary infillings of calcite along fractures, Figure 6. Gypsum occurrences in the form of bands and pockets are common in the shale.

However, as elucidated in the next chapter, tectonic happenings are foreseen to have caused further complications for the excavation of the tailrace, such as crushing and shearing of shale and repetition of these for tunnelling inferior strata.



Figure 5 Road cut in Panjal volcanics
Vägsränning i Panjal-vulkaniter



Figure 6 Road cut in Eocene shale with dissolved pockets of gypsum
Vägsränning i Eocen lerskiffer med urlakade gipsfickor

STRUCTURAL GEOLOGY

As mentioned above, all rocks in the area are profoundly influenced by the tectonic movements. They have generally a schistose appearance. There are numerous shear zones and minor faults.

The entire thickness of the Tanawals has undergone tight folding with the fold axes generally having an ENE-WSW direction. Two major folds, one synclinal and one anticlinal, have been observed. The dip is usually between 50 and 80°.

The trend of foliation in the Panjal volcanics varies from N65E-S65W to E-W dipping some 55 to 75° in a northerly direction.

A major structural feature in the project area is the Panjal thrust, which brings the Paleozoics (Tanawals and Panjals) over the Eocene. The rocks in proximity to this thrust are highly sheared and puckered and Eocene shales have been phyllitized. The thickness of the Panjal thrust is some 30-40 m, but minor faults and folds are common in the vicinity of the thrust indicating comprehensive tectonic movements in this complex part of the project area. The strike of the Panjal thrust is N60W-S60E with a north-easterly dip of some 45°.

The Panjal thrust causes the definite change of the tunnelling medium in the tailrace tunnel from Panjal volcanics to Eocene shale. However, some 400 to 800 m upstreamwards from the thrust an about 400 m thick repetition of the thrust and the sheared shales as well as Panjal volcanics is expected to be caused by subsequent vertical faulting.

By and large, tunnelling conditions are considered to be favourable in the headrace tunnel, except for some faults containing heavily sheared rock material and the possibility of encountering high-pressure ground-water. The conditions in the tailrace tunnel are considered to be much less favourable. The occurrence of less-consolidated and sheared shales might, especially in conjunction with large water inflows, pose serious problems.

ROCK STRESSES

Stress measurements have been carried out in two localities, the machinery hall and the surge shaft. The Hiltcher-Leeman overcoring method and equipment developed by the Swedish State Power Board was used.

The main picture of the stress situation is that there are three prevailing directions of principal stresses: one stress perpendicular to the valley side (subparallel to the valley slope) with a dip of about 25° at the machinery hall and 35° at the surge shaft; one stress in the same subvertical plane but with a dip into the rock of 65° respectively 45°; and one stress oriented parallel to the valley side and subhorizontal respectively a dip of about 20° towards NE. The directions of the principal stresses are demonstrated in Figures 7A and B and the magnitudes are given in Table 3.

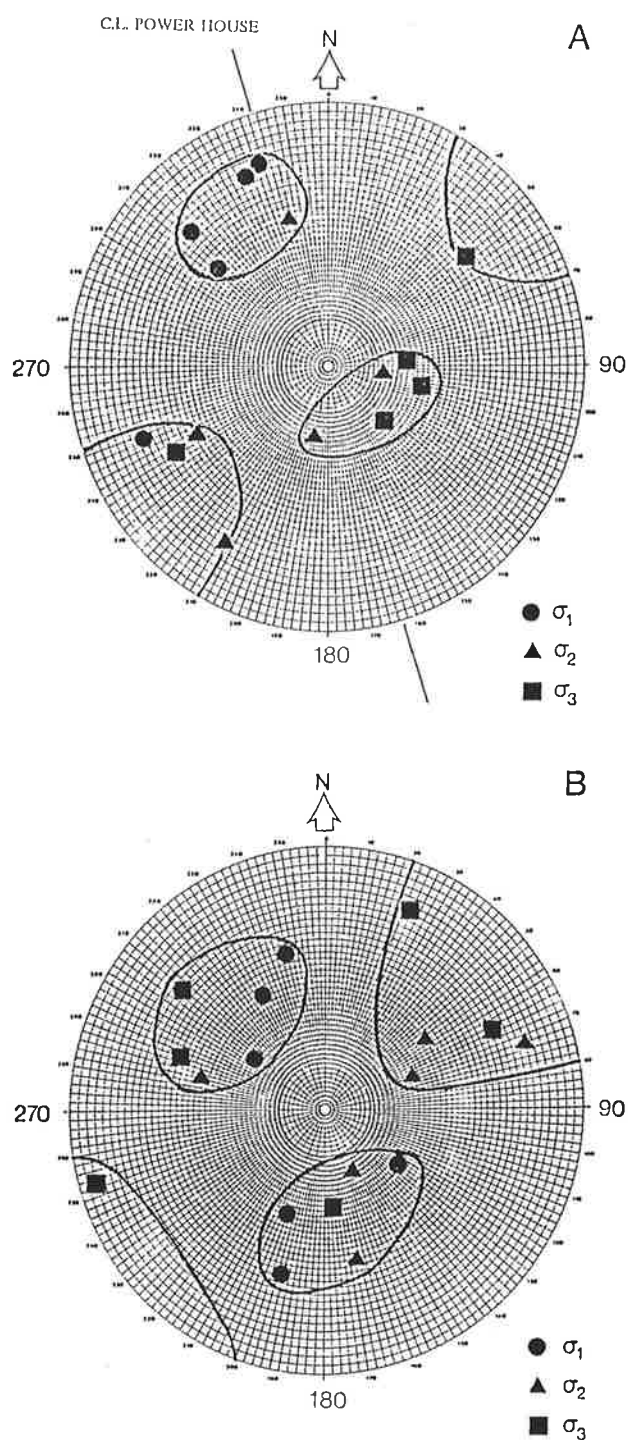


Figure 7 The directions of the principal stresses. Equal angles stereographic projection of the lower hemisphere.
A. The power house area
B. The surge shaft area

Huvudspänningarnas riktningar. Stereografisk projektion av nedre hemisfären med konstanta vinklar.

A. Kraftstationsområdet
B. Svallschaktsområdet

The relative magnitudes of the stresses, however, are not consistent but change between the different directions. The stresses can be said to rotate stepwise between different levels of depth in the boreholes. This is probably a consequence of that the rock mass is built up of regular bodies with different elastic properties which carry a larger or smaller part of the stress load.

Table 3 The magnitudes of the principal stresses
Huvudspänningarnas storlek

	Machinery hall, MPa	Surge shaft, MPa
σ_1	7.6-18.3	3.7-12.8
σ_2	1.4- 9.0	0.7- 6.2
σ_3	-4.4- 5.5	-0.9- 1.8

ROCK CLASSIFICATION

In order to facilitate the selection of support adjusted to the prevailing rock conditions the rock has been divided into quality classes. Each rock quality class is connected to a certain support input, Table 4.

As a tool for classification of the rock mass Bieniawski's "Rock Mass Rating (RMR) system" has been used. However, the quality classes with their support inputs have to be considered as being specific for the Uri project. They will also be subject to modifications according to accumulating experience of local conditions.

In addition to the rock mass described by the above four classes, rock requiring special measures for excavation and support might be encountered. Such conditions are described as abnormal and are defined as follows:

- o Where the tunnel heading has to be divided into three or more headings excavated one at a time.
- o Where the tunnel has to be driven through a zone of existing caved-in ground with a length greater than 5 m.
- o Where rock bursts are frequent.
- o Where excessive water inflow is encountered.

Table 4 Rock mass classes of the Uri Project
Bergklasser i Uri-projektet

Rock	Description	RMR-value
I	Massive or blocky rock mass of of competent hard rock, partly foliated	>61
IIA	Jointed, fractured or thinly foliated rock mass of competent hard rock, foliation perpendicular to the tunnel	51-60
IIB	Jointed, fractured or thinly foliated rock mass of competent hard rock, foliation parallel to the tunnel	41-50
III	Fractured or thinly foliated rock of low or medium strength	21-40
IV	Crushed and scattered rock mass with clay and gouge material or weathered rock	<20

ROCK MECHANICAL CONSIDERATIONS

In the Uri project, tunnel excavation will be performed in rock with a quality in the range of very poor to good. The rock stability problems are mainly considered to be a fallout of blocks generated by existing joints and weakness zones in the rock or a general shear failure in the rock mass caused by overloading from the existing stress field.

In the headrace tunnel problems with popping or bursting rock might occur due to the high rock cover of up to 1 000 m.

Especially in the tailrace tunnel poor rock and special rock conditions such as squeezing, swelling, ravelling and flowing ground are expected to be met with.

Table 5 Thickness of concrete lining
Tjocklek av betonginklädnad

Rock class	Concrete lining thickness, cm
I	25
IIA	25
IIB	25
III	45
IV	45

Table 6 Stipulated initial support in tunnels
Föreskriven initialförstärkning i tunnlar

Rock class	Roof	Walls
I	Dowels l = 3 m, $1/12 \text{ m}^2$ Shotcrete t = 3 cm, 50 %	None
IIA	Dowels l = 3 m, $1/6 \text{ m}^2$ Shotcrete t = 3-6 cm	Spotbolting
IIB	Dowels l = 3 m, $1/4 \text{ m}^2$ Shotcrete t = 6 cm	Spotbolting
III	Dowels l = 4 m, $1/4 \text{ m}^2$ Shotcrete t = 10 cm, steel fibre reinforced	Dowels l = 4 m, $1/9 \text{ m}^2$ Shotcrete t = 5 cm
IV	Dowels l = 6 m $1/2 \text{ m}^2$ Shotcrete t = 15 cm, steel fibre reinforced	Dowels l = 6 m, $1/2 \text{ m}^2$ Shotcrete t = 15 cm, steel fibre reinforced

ROCK SUPPORT FOR THE DIFFERENT ROCK CLASSES

The rock support for different rock conditions has been estimated on the basis of experience and has been checked with the recommendations given by the international classification systems. The recommended rock support has to be regarded as an average for each rock class and has to be adjusted to the real rock conditions encountered during excavation.

The permanent support of the hydraulic tunnels will consist of concrete lining of different thickness, depending on the rock conditions. The following thickness, as shown in Table 5, of the concrete lining has been stipulated.

To assure safe working conditions initial support is needed to maintain stable rock conditions until the final support is installed.

The stipulated initial rock support to be installed in the tunnels is shown in Table 6.

For rock class IV special treatment may be required depending on the actual rock conditions. Forepoling, steel sets and invert struts may be required. In class III and especially in class IV rock, the method of advance has to be chosen carefully in order to match current rock conditions, see Figure 8.

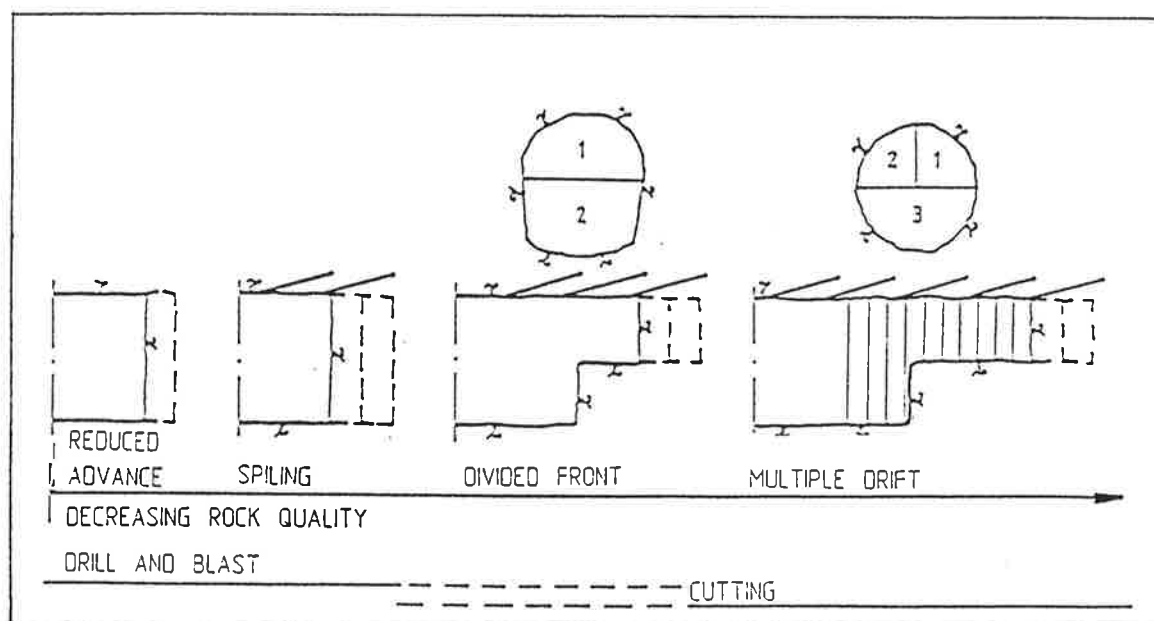


Figure 8 Excavation methods depending on rock quality
Uttagsmetodernas beroende av bergets kvalitet

WATER CONDITIONS

Because of the steep and high ridges the rock overburden along the tunnel alignment varies from 100 up to some 1 000 m. The tunnel crosses several nallahs, which bring a lot of water during the spring. A nallah is a Himalayan mountain brook with a seasonally extremely varying water flow.

Pre-investigation drilling has given artesian water in some of the nallahs. Water pressures of several hundred metres of water column may be encountered in the tunnels.

Water pressure in combination with poor rock conditions gives stability problems and measures like drainage drilling and pre-grouting are being performed.

Some nallahs follow zones of fractured rock. At the bottom of such nallahs the rock may have a high permeability so that heavy leakage into the tunnel may be expected, especially during the spring.

The Eocene shales and the crushed or weathered rock in the Panjal thrust and faults can be sensitive to water and have a loosening or ravelling behaviour. Protection of the rock surface may be required.

In order to discover the actual problems with water inflow and to gain time for precautions, feeler holes from the tunnels comprising drilling and measurements of water leakage and pressure are carried out.

PROBLEMS CAUSED BY ROCK STRESSES

The rock cover of up to 1 000 m and stresses due to tectonic activity might cause rock problems because of oversteering.

A 3 km long section of the headrace tunnel has a rock cover exceeding 500 m, where the tunnel penetrates the brittle rocks of the Tanawal series. Here minor to moderate rock stress phenomena may occur.

In connection to the Panjal thrust the shales are highly disturbed and the prevailing rock stresses might cause squeezing phenomena in the tunnel. Measures are taken to meet such a situation.

Tectonic stresses caused by the present-day movements of the Himalayas may occur in any part of the underground openings.

PROGRESS AT THE END OF 1992

After signing of the contract in the end of 1989 a mobilization period started with infrastructure build up and additional field investigations.

The investigations aiming to further clarify the tunnelling conditions were restricted to two holes along the headrace tunnel, five holes drilled from a test drift located some 15 m above and between the machinery and transformer halls, one hole in the surge shaft area and one hole in the tailrace tunnel alignment. The main purpose of the holes in the machinery hall and surge shaft area was to establish the prevailing stresses, which were measured by means of overcoring technique. The holes in the headrace tunnel alignment were drilled within parts where the rock cover was suspected to be insufficient. The outcome of the drillings resulted in a shifting of the tunnel further inside the valley side and moving the machinery hall 40 m toward the valley side. The layout of the underground structures was accepted in mid-1991.

The underground excavation is in progress in four adits, as well as in the cable and ventilation tunnel and in the main access tunnel to the power station. The tunnelling is performed in two shifts except for the tailrace adit where only one shift is worked. The rock conditions encountered can be summarized as shown in Table 7.

Table 7 Excavated length of tunnels at the end of 1992 and encountered rock qualities
 Utsprängda tunnellängder vid slutet av 1992 fördelade på bergkvaliteter

Adit	Excavated length m	Rock Class, per cent		
		I	IIA	III
2	465	0	85	15
3	380	3	85	12
4	360	0	70	30
Cable and ventilation tunnel	105	0	100	0
Main access tunnel	210	30	60	10
6	85	0	0	100

The progress is in the range of 150-200 m per front and month except in the main access tunnel where the progress is hampered by water inflow under increasing pressure as the tunnel advances.

The underground excavation is scheduled to be completed during a 28 month period.

SAMMANFATTNING

Uri-kraftverket i delstaten Jammu-Kashmir i Indien byggs av ett svensk-engelskt konsortium, Tabell 1. Vattnet från floden Jhelum leds av från sin fåra utan dämning och förs efter det att sedimenten avskilts in i en 10,7 km lång tillloppstunnel med en spännvidd av 8,4 m efter inklädnad.

Kraftstationkomplexets huvuddelar är ett 100 m högt svallschakt med en diameter av 22 m, stålänkade tillloppstuber, en maskinsal med spännvidden 21.6 m och en transformatorhall med spännvidden 16 m. Stationen utnyttjar en fallhöjd av ca 250 m och ger 480 MW från fyra Francisturbiner. Den 2 km långa utloppstunneln har även den en spännvidd av 8,4 m. Den totala längden tunnlar i projektet uppgår till 17,5 km.

Undermarksarbetena utförs i tre bergartsgrupper: den paleozoiska Tanawal-serien som består av metamorfa sedimentbergarter, huvudsakligen kvartsitiska glimmerskiffrar, de permokarbona Panjal-vulkaniterna som i huvudsak är basaltiska grönstenar samt tertiära (Eocena) lerskiffrar. Genom den regionala Panjal-överskjutningen har vulkaniterna skjutits över de tertiära skiffrarna. Därvid har även skett en betydande uppkrossning av bergarterna.

Tillfartstunneln utförs till hälften i Tanawal-serien och till hälften i Panjal-vulkaniten. Kraftstationen är belägen i vulkaniten. Utloppstunneln tas ut i vulkaniten, passerar den regionala överskjutningszonen och avslutas i den tertiära skiffern.

Bergmassan klassas med hjälp av RMR-systemet, Tabell 4. Beroende på bergklassen dimensioneras primärförstärkningen, Tabell 6.

Bergarbetena har påbörjats under 1992 med utsprängning av tillfartstunnlarna. Utfört arbete och fördelningen på bergklasserna framgår av Tabell 7.

Avsikten är att det fortsatta arbetet skall följas upp och redovisas vid kommande Bergmekanikdagar.

FÖRSÖKSANLÄGGNINGEN I GRÄNGESBERG - BERGMEKANISKA RESULTAT ETAPP I-IV

Research Facility in Grängesberg - Rock Mechanical Results Stage I-IV

Anders Isander, Sydkraft Konsult AB

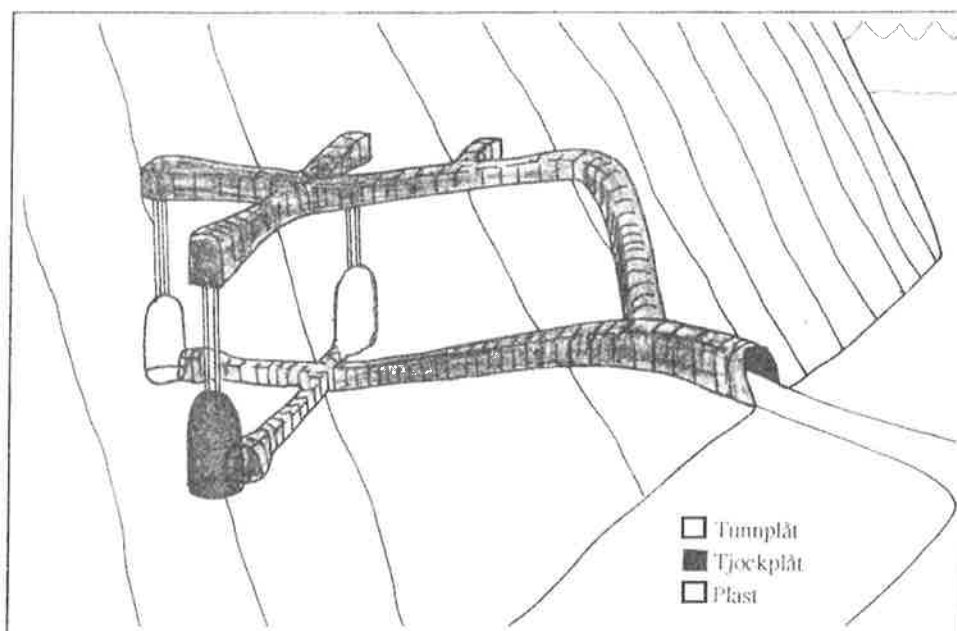
Jan Johansson, Naturgasteknik AB

Robert Sturk, Skanska AB

INLEDNING

För att utveckla tekniken för lagring av naturgas i gasfas i inklädda bergrum byggdes 1988 en försöksanläggning i Grängesberg. Från början fanns åtta intressenter i projektet vilket dock successivt har minskat under projektets gång för att i etapp IV vara fem stycken. Förutom deltagarna har flera organisationer och myndigheter bidragit till finansieringen.

Försöksanläggningen innehåller tre bergrum med en bergtäckning av ca 50 m, vilka är inklädda med olika tätskikt. Rummen är utsprängda som stående cylindrar med diametern ca 4.5 m och höjden ca 9 m och är klädda med betong. Betongen har varit oarmerad i tjockplåtsrummet medan den varit armerad i de båda andra rummen. Tätskikten har bestått av 6 mm tjockplåt av kolstål, 0.4 mm tunnplåt samt polypropenplast. Plasten byttes i etapp III ut mot en 0.5 mm tjock tunnplåt.



Figur 1 Skiss över provningsanläggningen

Rummet med tjockplåt har provats med tryck på upp till 15 MPa under kyllda förhållanden och med ett tryck på 50 MPa vid okyllda förhållanden. Rummen

med tunnplåt har provats med tryck på upp till 28 MPa vid okylt tillstånd. Tryckmedia har varit vatten förutom vissa prover som gjorts med luft upp till 15 MPa.

Innan provning har ett omfattande arbete nedlagts på att upprätta en förväntningsmodell. Den grundar sig till stora delar på datormodellering med finita elementprogrammet JOBFEM. I etapp I gjordes också en jämförande datormodellering med programmen FLAC och UDEC, men av olika skäl valde man att fortsättningsvis använda JOBFEM.

GEOLOGISK BESKRIVNING OCH FÖRUNDERSÖKNINGAR

Området domineras av en medelkornig homogen granit som är svagt påverkad av regionalmetamorfos och därför uppvisar en ringa gnejsighet.

Graniten genomsätts av en 10-12 m mäktig diabasgång samt en metabasitgång (seg medelkornig mörk bergart, grönsten) som båda kan iakttas i dagen. Dessa gånger visar skarpa kontakter med graniten. Kontaktzonerna är dock sköliga med klorit och kvarts. Även smärre pegmatitådror av ringa mäktighet och med skarpa täta kontakter mot graniten påträffas.

I området förekommer mycket brant stående sprickor, orienterade NV-SÖ. Dessa är huvudsakligen uppdelade i två dominerande riktningar, N10-20°V och N60-70°V. Sprickorna är företrädesvis täta, med öppning mindre än 1 mm.

Bergspänningsmätningar har utförts i ett hål, 76 mm, och genomfördes på två nivåer med Vattenfalls överborrningsmetod. Vid den övre nivån bestod berget av granit och vid den undre nivån av metabasit. Bergets initialspänningar är låga, 1-3 MPa. Största horisontella spänningsriktningen är NV, men med relativt stora variationer i magnitud och riktning. Dessa låga uppmätta värden stämmer väl överens med den geologiska bild man har i området då man haft små tektoniska rörelser och därmed små inbyggda horisontalspänningar.

Vertikaltrycket har varierat mellan -1 MPa (drag) och 3 MPa, med medelvärdet 0.5 MPa. En teoretisk beräkning av vertikaltrycket med 50 m bergtäckning ger 1.3 MPa. Förhållandet är emellertid komplext då ovanliggande berg inte har en horisontell yta. Tryck från ovanliggande berg vid sidan om bergrummen kommer att påverka spänningsbilden i form av ett tillskott i vertikalspänningar över rummen.

Två horisontella kärnborrhål har borrats inifrån tjockplåtsrummet. Hålen används sedan till placering av extensometrar. Kärnorna är drygt 12 m långa. RQD för hela kärnlängden har beräknats till 85-90 i båda hålen. Sprickorna uppträder relativt jämnt fördelade över hela kärnlängden.

Laboratorietester har utförts på två kärnbitar av graniten och man har bestämt bergartens enaxiella tryckhållfasthet, elasticitetsmodul och Poissons tal vilka redovisas i tabell 1.

Tabell 1 Granitens mekaniska egenskaper

$\sigma(c)$	327-353 MPa
E-modul	49-63 GPa
Poissons tal	0.13-0.19

Bergklassificering har gjorts både med Q-metoden och med RMR. Detta gjordes både på borrarade kärnor och efter utsprängning av rummen. Båda metoderna gav en bergkvalitet "Good" förutom det Q-värde som framtogs från borkärna som gav bergkvalitet "Poor-Fair". Med utgångspunkt från RMR och Q-värdena utvärderade från borkärnorna samt laboratorietesterna kan bergmassans mekaniska egenskaper, elasticitetsmodul och tryckhållfasthet, uppskattas med hjälp av empiriska samband. Uppskattningarna av elasticitetsmodulen var ca 30-50 GPa och av tryckhållfastheten ca 10 MPa (med ett högsta värde på 30 MPa).

PROVNINGAR GENOMFÖRDA I ETAPP I-IV

Under etapperna har olika prov utförts för att studera hela, eller delar av, konceptet "Inklädda gaslager". Viktiga bitar har varit att studera produktions- och montage teknik av tätskikt samt tätskiktens hållfasthet mot höga tryck och cyklisk belastning. Andra bitar har varit att studera betongens lastöverförande förmåga, dränagesystemets funktionsförmåga, effekt av vattenridå m m. Intressanta provningar ur ett bergmekaniskt perspektiv är högtrycksprovningarna, både under kylda och okylda förhållanden.

I etapp I genomfördes högtrycksprovningar under okylda förhållanden i tjockplåtsrummet till ett tryck av 19.5 MPa varefter cyklisk provning vidtog. Man genomförde 100 cykler mellan trycknivåerna 1 MPa och 16.5 MPa. Tryckprovning i de bägge andra rummen var obefintlig.

Etapp II innehöll ett mer omfattande provningsprogram än etapp I och man genomförde bl a 50 cykler mellan 10-25 MPa och 50 cykler mellan 15-30 MPa i tjockplåtsrummet. Dessutom genomfördes prov avseende gasdränagesförmågan vilket också inbegrep tester med vattenridå. Detta gav en viss indikation om bergmassans permeabilitet och effekten av bergmassans konsolidering under högt tryck.

Förutom detta gjorde man trycktester under kylda förhållanden och då användes luft som tryckmedia till ett tryck av 15 MPa. I tunnplåtsrum 1 lyckades man uppnå en trycknivå på 14 MPa.

Under etapp III var huvuddelen av provningarna inriktade på ett nymontage av ett tätskikt av tunnplåt i det f d plastrummet. Man lyckades genomföra 42 cykler mellan 1-16.5 MPa i detta rum innan etappen avslutades. I tjockplåtsrummet genomfördes en tryckning till 37 MPa då förhoppningen var

att ett sådant högt tryck skulle orsaka ett hållfasthetsbrott i berget eller betongkonstruktionen. Tyvärr var det dock så att brottet uppstod i tätskiktet.

Etapp IV var en direkt fortsättning på etapp III och den cykliska provningen i det nya tunnplåtsrummet fortsatte med ytterligare 50 cykler mellan 1-16.5 MPa innan man bestämde sig för att göra en engångstryckning till maximalt tryck. Det maximala trycket under rådande förhållanden visade sig vara 28 MPa. Den bergmekaniskt intressanta delen under denna provning var att studera beteendet hos den skölzon som är belägen nära rummet. Man har även genomfört lufttrycksprov i detta rum med påföljande läckagetester.

I tjockplåtsrummet var målet att reparera tätskiktet och ånyo försöka åstadkomma ett brott i berg eller betong. Det högsta tryck som hitills uppnåtts i rummet är 50 MPa innan tätskiktet brast. I tryckintervallet 40-50 MPa kunde konsolideringen i berget tydligt registreras med hjälp av hörsel och känsel då kraftiga smällar hördes i berget och vibrationer kunde noteras. En viss uppsprickning av ytberget i tunnelsystemet erhöles.

Eventuellt kommer ytterligare provning att genomföras i anläggningen i ett senare skede.

MÄTSYSTEM

För att mäta deformationerna i tätskikt, betongmantel och berg under provningarna är rummen utrustade med ett avancerat mätsystem. Mätinstallationerna är kortfattat följande:

- Flerpunktsextensometrar mäter rörelser i berget radiellt ut från rummet samt i tak och botten.
- Miniextensometrar, 1 m långa, mäter rörelser i gränsytan mellan berg och betong.
- Deformationer inne i rummet mäts vertikalt och horisontellt (radiellt) med kontinuerligt avläsbara givare. Manuellt avläsbara konvergensmätare registrerar maximal och kvarstående deformation.
- Genom tensotastmätning mäts kvarstående deformationer i tätskiktet i tjockplåtsrummet. Mätningen innebär en precisionsmätning mellan fasta punkter på tätskiktet.
- Betongbarriärens eventuella förskjutning samt eventuell upplyftning av bergmassan ovanför provrummen mäts genom konvergensmätning.

Förutom deformationerna i tätskikt, betong samt berg mäts kontinuerligt tryck och temperatur inne i rummen samt temperaturen i betong och berg. Temperaturgivarna är utplacerade längs extensometrarna för att registrera temperaturvariationerna längs dessa. Mätdata från extensometrar, tryck- och temperaturgivare lagras automatiskt i dataloggrar som kan tömmas på värden till en PC i anläggningen eller via telemodem. Tensotastmätningen och viss konvergensmätning utföres manuellt.

RESULTAT

Förväntat uppförande

Förväntningsmodellen bygger till största delen på den deformationsanalys som utförts med finita elementprogrammet JOBFEM. Man har beräknat deformationer längs två snitt, dels ett vertikalt längs symmetriaxeln och dels ett horisontellt på halva rumshöjden. Dessutom har en beräkning för upplyft gjorts som baserar sig på experimentella och teoretiska försök med djupt belägna plattor i kohesions- och friktionsmaterial. En konservativ beräkning angav att motståndet mot upplyft var 44 MPa.

I tjockplåtsrummet förväntades deformationerna öka med jämn takt i förhållande till tryckökningen upp till 55 MPa. Vid ett inre tryck av 57.5 MPa visar deformationerna en dramatisk ökning. Ett snabbt fortlöpande brott i bergmassan, med ca 5-8 cm deformation som följd, sker. Detta tryck kan således för de valda materialparametrarna betraktas som ett brottvärde.

Den plastiska zonen runt rummet kommer vid 60-65 MPa att utbreda sig ca tre rumsdiameter ut från rummets vägg. Detta kan resultera i en lokal avstötning av enstaka block i tunnarna i en närzon runt rummet. Någon total kollaps förväntas dock inte ske.

För det tunnplåtsrum som är beläget i närheten av en skölzon har man beräknat deformationerna med hjälp av både JOBFEM och UDEC. Beräknade deformationer i gränsytan betong/berg är vid 30 MPa 4.02 mm i σ_H -riktningen och 3.67 mm i σ_v -riktningen enligt JOBFEM-beräkningen. Metabasiten har en högre elasticitetsmodul än graniten vilket normalt sett innebär att bergmassans deformationer blir något mindre än de som beräknats av JOBFEM. Pga svaghetszonernas sämre egenskaper kompenseras emellertid troligen denna effekt av ökade skjuvrörelser i skölzonerna vilket gör att resultatet för detta rum torde bli desamma som för de andra rummen.

Resultaten från JOBFEM-beräkning av deformationer i monterade extensometrar visar exempelvis på deformationer på 3.50 mm genom skölzonen vid 30 MPa. Motsvarande värden vinkelrät mot skölzonen är 3.83 mm, 3.14 mm i golv och 0.72 mm i tak.

För horisontalsnittet är den största beräknade spricköppningen i bergytan 4.62 mm och den största skjuvrörelsen 3.89 mm, vid 20 MPa. Svaghetszonernas inverkan kommer att innebära större blockförskjutningar än i tjockplåtsrummet och det gamla tunnplåtsrummet. Blockrörelser, dvs tillskott till de tidigare presenterade deformationerna, på upp till 2 mm förväntas ske vid belastning till 35 MPa.

Uppmätta deformationer i bergmassan

I tjockplåtsrummet har deformationerna i bergmassan varit måttliga trots hög belastning och cyklisk provning. Under etapp I trycktes rummet till 19.5 MPa

och den största kvarstående deformationen i bergmassan blev då knappt 1 mm. Man noterade dock att flera sprickor skjövades och lokala blockrörelser förekom.

Mätresultaten visar att närzonen runt rummet, ut till 5 m, är påverkad av trycken från provningarna under etapp I. Provningarna i etapp II och III där ett tryck på upp till 37 MPa uppnåts visar att deformationerna i stort överensstämmer med de förväntade. De maximala deformationerna vid ett tryck på 30 MPa uppgår till 3.2 mm. De beräknade deformationerna är i minsta horisontella huvudspänningsriktningen större än de uppmätta, vilket bl a kan förklaras av den anisotropi, pga sprickriktningar och spänningar, som råder kring rummet och som inte på ett riktigt sätt beaktas i modellen.

Fördelningen av deformationerna är entydig. Ca 85% av deformationerna i väggarna, oavsett tryck, sker inom en 5-meterszon från rummet. Detta bekräftar slutsatserna att någon rörelse utanför ett avstånd av ca tre gånger rumsdiametern runt rummet inte sker.

Under etapp II genomfördes också provningar under kylda förhållanden i tjock-plåtsrummet. Det huvudsakliga syftet var att studera och demonstrera hur systemet berg, betong och tätskikt uppträdde vid belastning i kylvillstånd. Av intresse var bl a bergmassans fysikaliska egenskaper, framförallt dess täthet mot gas men även förändrade deformationsegenskaper. Problemet med isbildning och frostsprängning samt möjligheter att hålla dränagesystemet öppet var också frågor av betydelse.

När kylfronten nått nästan tre meter ut i berget beslutades att tryckprovningen skulle inledas. Belastningsprovningen omfattades av en pålastning till 15 MPa och tryckpålastningen pågick i 31 dagar. Det maximala trycket hölls konstant i 60 timmar för att låta deformationsförloppet stabiliseras vid aktuell trycknivå.

Nedkylning av en vattenmättad bergmassa orsakar ett komplext deformationsförlopp, dels pga nedkylning och dels pga belastningen. Generellt sett krymper berg vid nedkylning men tjälbildning och istillväxt i sprickor som skapar en expansion av bergmassan är mycket svåra att förutsäga och beräkningsmodeller tar inte hänsyn till sådana effekter.

Bergmassan har under nedkylningen rört sig in mot rummet. Enligt beräkningen skulle nedkylningen resultera i ett par tiondels millimeter krympning av bergmassan, dvs rörelse ut från rummet. Provningen visar emellertid att tjäl-effekter och isbildning innebär en expansion av bergmassan som i detta fall överstiger krympningseffekten.

Resultaten från provningar med tryck under både kylvillstånd och okylvillstånd visar att skillnaderna i uppmätta deformationer mellan frusen och ofrusen bergmassa är små, vilket också förväntades. Deformationsförloppen indikerar att berget i kylvillstånd deformeras vid 3.5-4 MPa vilket är något senare än vid tidigare belastningar. Detta kan förklaras av en initieffekt ökad styvhet i bergmassan pga isbildning i sprickorna.

Den kvarstående deformationseffekten uppmättes till maximalt 0.4 mm i det kyllda fallet, vilket är större än i det okyllda då den uppgick till maximalt 0.14 mm.

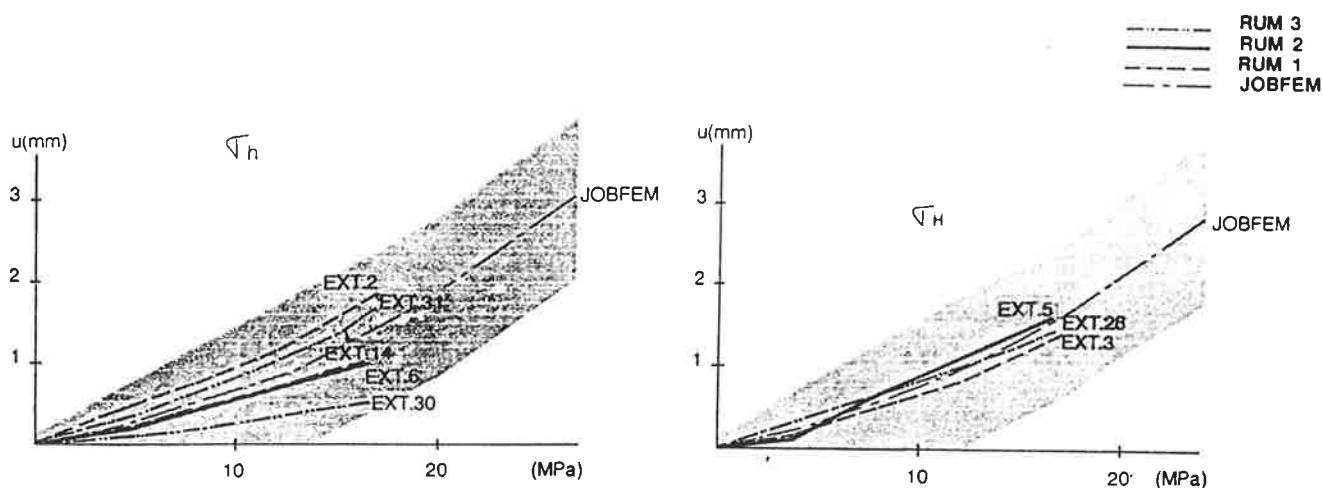
I det nya tunnplåtsrummet genomfördes under etapp III tryckprovning upp till 16.5 MPa. Deformationerna som uppmättes var måttliga. De varierar mellan 0.1 mm och 1.6 mm. De kvarstående deformationerna efter den cykliska provningen (42 cykler, 1-16.5 MPa) varierar företrädesvis mellan 20% och 30% av de maximala. Effekten av cyklingen varierar mellan 0.06 mm och 0.29 mm och är lägst parallellt med svaghetszonen.

Svaghetszonen (den ca 0.5 m breda skölzonen) har en tydlig men begränsad påverkan på deformationsbilden runt rummet. Den maximala tillskottsdeformationen pga zonens hoptryckning kan uppskattas till 0.3 mm. Extensometrar monterade vinkelrät mot och genom zonen visar en tydligt deformationsmjuknande tendens medan mätarna placerade parallellt med zonen snarast visar ett deformationshårdnande förlopp. Effekten av den cykliska provningen är också större i skölzonen än i den massiva metabasiten.

Ingen tydlig skillnad mellan deformationer i den största respektive minsta horisontalspänningsriktningen kan uttydas. Detta är emellertid naturligt eftersom metabasiten, som ligger som en isolerad enhet i graniten med skölzoner i kontaktarna, troligen inte uppvisar samma spänningsbild som graniten i övrigt.

KOMMENTARER TILL RESULTATEN MED KORTFATTAD ANALYS

I figur 2 presenteras deformationsförloppet för extensometrar i de bägge horisontalspänningsriktningarna tillsammans med motsvarande beräknade värden. Generellt sett faller deformationerna inom det förväntade intervallet, dvs beräknade värden ± 1 mm i blockrörelser. Största uppmätta deformationerna överensstämmer väl med de beräknade. Flera givare visar dock betydligt mindre deformationer än vad som beräknats.



Figur 2 Deformationsförlopp uppmätt i σ_H och σ_h riktningarna. Beräknade deformationer (JOB FEM) presenteras också. Skuggat område motsvarar förväntat deformationsintervall

Vid jämförelse av uppmätta värden i skjuvmätare och spricköppningsmätare med beräknade värden konstateras att de beräknade värdena är ca 10 gånger större än de uppmätta

Resultaten har indikerat att en mycket stor del av deformationerna i bergmassan sker i rummets närzon. Endast 5-10% av deformationerna sker utanför en 8 m zon runt rummet vilket stämmer väl överens med de förväntade värdena. Deformationsbilden är entydig och deformationerna avtar snabbt med ökande avstånd från rummet, inom extensometerns räckvidd. Detta mönster är genomgående för alla tre provrum.

Det finns en spridning i de uppmätta deformationsvärdena för berget och de kan förklaras med de geologiska skillnader som finns i bergmassan. En analys av dessa variationer är gjord och man har försökt rangordna betydelsen av olika geologiska faktorer. Följande jämförelser har gjorts:

- 1) Skillnader mellan mätare i samma rum och med samma riktning
- 2) Skillnader mellan olika riktning i samma bergart
- 3) Skillnader mellan olika bergart
- 4) Skölzonens inverkan

Jämförelser enligt punkt 1 kan göras mellan de båda tunnplåtsrummen. Det visar sig att skillnader lokalt i rummen är mycket stora och detta förklaras rimligtvis av blockrörelser i bergmassan.

Jämförelser enligt punkt 2 är mycket svåra att göra eftersom de lokala variationerna i deformation pga blockrörelser, se ovan, är så stora. Variationer som

orsakas av bergets anisotropi är således svåra att skilja ut från dessa lokala blockrörelser, speciellt vid de måttliga tryck som uppnåts i tunnplåtsrummen. I tjockplåtsrummet där betydligt högre tryck uppnåts kan emellertid skillnaden i deformation orsakad av bergets anisotropi bekräftas. Skillnader i deformation orsakade av bergets anisotropi bedöms dock ha en underordnad betydelse vid måttliga tryck jämfört med deformationen hos enskilda block.

Jämförelser enligt punkt 3, olika bergart, ger en medeldeformation vid 16.5 MPa av 1.00 mm för metabasit och 1.36 mm för granit. Givarna i skölzonen är inte medräknade. Ingen hänsyn har tagits till riktningarna.

Jämförelser enligt punkt 4, skölzonens inverkan, kan delas upp i två principiella delar, dels jämförelse inom rummet dels mellan rummen. Båda dessa jämförelsesätt visar att skölzonens inverkan på deformationerna är liten i jämförelse med de lokala skillnaderna i deformation pga blockrörelser. Jämförelse mellan medelvärdena av uppmätta deformationer i de olika rummen ligger samtliga inom samma intervall.

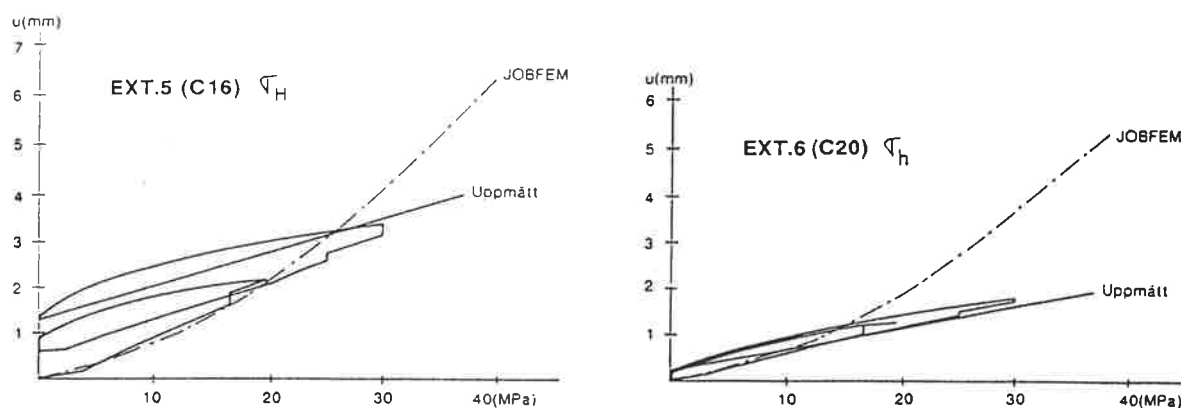
Slutsatser av ovanstående är bl a att de lokala blockrörelserna ger de största variationerna i deformation. Skillnader i bergart har en medelstor inverkan, medan skölzonen har en liten inverkan på deformationsvariationerna. Betydelsen av anisotropin är svår att rangordna men bedöms i alla fall vara underordnad betydelsen av blockrörelserna vid måttliga tryck.

Mätresultaten från belastningen av tjockplåtsrummet till 37 MPa visar gynn-samma tendenser vad gäller deformationer i berg och betong, t ex ett fortsatt linjärt deformationsförlopp. Ingenting tyder på att ett brott i systemet berg/-betong var nära förestående.

Figur 3 visar deformationsförloppet för två extensometrar i de båda horisontalspänningsriktningarna, tillsammans med beräknade värden. För extensometern i σ_H -riktningen är överensstämmelsen med beräknade värden god. För extensometern i σ_h -riktningen är det uppmätta värdet mycket mindre än det beräknade.

Skillnaden kan här med stor sannolikhet hänföras till bergmassans anisotropi. Anisotropin beror på det rombiska sprickmönstret som observerats i anläggningen. Någon hänsyn till detta har inte tagits vid beräkningen som är gjord med samma elasticitetsmodul i båda riktningarna och därför ger i stort sett lika deformationer i båda riktningarna.

Deformationsskillnaden mellan den "mjuka" (σ_H) och den "hårda" (σ_h) riktningen i berget vid belastningen till 37 MPa är mindre än vad den var under de tidiga belastningarna under etapperna I och II. Detta förklaras av att bergmassan packats mer i den mjuka riktningen och därefter uppvisar mer homogena deformationsegenskaper. Detta styrks också av att de kvarstående deformationerna är större i den mjuka riktningen.



Figur 3 Deformationsförlopp uppmätt i σ_H och σ_h riktningarna för tjockplåtsrummet vid 37 MPa. Beräknade deformationer presenteras också.

Ytterligare provning då en trycknivå på 50 MPa uppnåts i tjockplåtsrummet har genomförts men dess mätresultat finns inte tillgängliga ännu. Dock kan påpekas att den tidigare beräknade trycknivån då upplyft skulle ske, 44 MPa, har passerats utan att detta skett. Provning till trycknivåer över 50 MPa förbereds.

SLUTSATSER

Belastningsprovningarna under FIG-projektet har visat att bergets funktion som tryckupptagande medium varit mycket god, vilket också överensstämmer med förväntningsmodellerna.

Deformationsförloppet som simulerats med beräkningsmodellen JOBFEM visar en god överensstämmelse med de verkliga förlopp som uppmätts under Grängesbergsprovningarna. Modellen bör med stor tillförsikt kunna användas vid utförandet av en fullskaleanläggning.

Svaghetszonen i anslutning till det nyare tunnplåtsrummet påverkar deformationen endast marginellt runt rummet. Deformationerna som uppmätts vinkelrät mot zonen är små men har en mjuknande tendens. Troligen skulle vidare belastning visa att zonen slutligen trycks ihop och bergmassan konsolideras. Ytterligare försök är genomförda i detta rum men resultaten är inte utvärderade ännu.

Provningarna under etapp III har visat att lokala blockförskjutningar förekommer och påverkar deformationerna i rummen i större utsträckning än både skölzonen och skillnader i bergart såväl som bergmassans anisotropi. Blockförskjutningarna har erfarenhetsmässigt uppskattats och ingått i förväntningsmodellerna. Uppmätta rörelser överstiger inte de förväntade.

Resultatet av provningarna i tjockplåtsrummet till 37 MPa visar fortfarande inga tendenser till att systemet berg/betong är nära brottgränsen, tvärtom tycks berget i de flesta mätare fortfarande huvudsakligen uppföra sig elastiskt.

SUMMARY

During the period 1988-1993, companies interested in the technique of storing natural gas under high pressure in lined rock caverns started the Grängesberg project, here called FIG. The research facility, consisting of three rock caverns, each approximately 120 m³ in volume, was intended to be a testing site for different lining materials. Included in the test programme was to demonstrate the pressure distributing abilities of the concrete lining and the pressure absorbing abilities of the rock surrounding the caverns. Of special interest was to study the behaviour of geological discontinuities in the vicinity of one of the caverns.

Tests were performed at pressure levels up to 37 MPa with cyclic testing at levels between 1 MPa and 16.5 MPa.

The tests performed have been successful with regard to the rock mechanical aspect. An extensive expectation model was produced where computer modelling with the programme JOBFEM was used as one part. The modelled deformations have complied very well with the measured ones. This means that the modelling programme JOBFEM seems to be a well suited tool in predicting the behaviour of the rock mass in cases like this.

Tests have been performed both in frozen and unfrozen conditions. The differences between the deformations in the two cases are small which was expected. The deformation process starts at a higher pressure level in a frozen rock mass than in an unfrozen.

It was shown that 85% of the deformations take place within a 5 m-zone from the cavern. The deformations all take place within a distance of three diameters of the cavern wall.

The geological differences and discontinuities in the rock mass can cause a spread in the measured results. A comparison has been made in order to evaluate these differences. The spread can be explained by a number of geological factors, such as; rock block movements, anisotropy, rock type and major geological intrusions. The most important factor seem to be rock block movements in this case.

Even at very high pressure levels the rock mass deforms more or less elastic and there is no evidence that the rock/concrete system will reach its point of maximum load.

FORSKNING OM SKADEZONENS UTBREDNING OCH BETYDELSE. SLUTSATSER FRÅN SEMINARIET 'SKADEZON VID TUNNELDRIVNING'.

Research and development regarding the excavation disturbed zone. Concluding remarks from the seminar "excavation disturbed zone in tunneling".

Per Andersson, BeFo (Stiftelsen Bergteknisk Forskning).

INLEDNING

Den "störda zonen" eller skadezonen vid tunneldrivning (borrning/sprängning och fullborrning) är en central fråga för alla aktiva inom gruv- och "bergbyggar"-branschen. Konsulter, entreprenörer och gruvpersonal använder i sitt dagliga arbete olika praktiskt tillämpade rutiner för att optimera uttag av berg (läs indrift) och samtidigt begränsa sprängningsinducerade skador på kvarvarande berg för att på så sätt minimera förstärkningsinsatsen. Beställare ställer i bygghandlingar krav på funktion och kvalitet på aktuell undermarksanläggning ibland på sådant sätt att det får orimliga praktiska och ekonomiska konsekvenser vid utsprängningen av berget.

Det finns fortfarande (även efter stora nationella och internationella forskningsinsatser) stora brister i vår förmåga att förutsäga uppsprickningen vid sprängning och tunnelborrning och att förklara vilken betydelse den inducerade skadezonen har för stabilitet, vattenläckage och påföljande förstärkningsinsats.

BeFo's programstyrelse har därför ansett det som viktigt att ta ett samlat grepp på problemet med den inducerade skadezonen ("störda zonen") och dess konsekvenser och att BeFo bör verka för att få igång forskning som ökar förståelsen för uppsprickning i samband med sprängning och tunnelborrning och konsekvenserna därav (stabilitet, vattenläckage m.m.).

Hösten 1992 arrangerades därför ett seminarium med målsättningen att ventiler branschens olika erfarenheter och synpunkter kring detta problem samt att reda ut olika begrepp i samband med skadezonen. Synpunkter och slutsatser från seminariet planeras ligga till grund för ett väl avgränsat forskningsprogram kring skadezonens utbredning och konsekvenser, i BeFo's eller andra organisationers regi. Deltagarna vid seminariet representerade de olika leden i branschen; beställare, konsulter, entreprenörer, gruvpersonal, tillverkare och högskolor samt de olika disciplinerna hydrologi, bergmekanik, geologi, geofysik, sprängteknik och detonik.

Seminariet avhölls den 28 - 30 oktober i diskussionsform under fyra sessioner. Dessa sessioner inleddes i sin tur med förberedda diskussionsinlägg där aktuella föredragare redovisade personliga erfarenheter och vinklingar på problemet med den störda zonen. Diskussionerna genomfördes enligt följande program:

- 1 *Definition/ karaktärisering av skadezon vid tunneldrivning*
- 2 *Hur mäter man skadezonen*
- 3 *Ekonomiska konsekvenser av skadezonen*
- 4 *Olika tekniker och drivningssystem*

Vid planeringen av seminariet stod det snabbt klart att det är svårt (för att inte säga omöjligt) att dela upp frågan om den störda zonen i separata punkter på grund av att de olika aspekterna på problemet är så intimt sammankopplade. Seminariet genomfördes dock på ett koncentrerat sätt enligt de uppställda diskussionspunkterna med en naturlig koppling mellan de olika sessionerna.

DEFINITIONER

Seminariet började med att reda ut ett antal definitioner på begrepp som hade betydelse för de fortsatta diskussionerna kring den störda zonen. De definitioner som man föreslog var:

Skonsam sprängning: Sprängning som ej orsakar skada på kvarstående berg, utanför en angiven zon samt kontursprängning så utförd att skadezonen från alla hål innanför konturraden ej blir större än den skadezon som bildas från konturraden

Störd zon: Den zon runt aktuell tunnel eller bergrum där förhållanden och egenskaper i berget förändras när man bryter ut sin ort eller bergrum

Skadezon: Den zon runt aktuell bergkonstruktion där förhållanden och egenskaper i berget förändras så mycket vid utbrytningen att dess funktion påverkas negativt, tekniskt och/eller ekonomiskt

Resten av denna första session användes till att diskutera fragmenteringsförloppet och sprickgenerering i berg i samband med borrhning och sprängning. Det framkom omgående att kunskapen om vad som händer vid fullborrning och borrhning/sprängning är otillräcklig idag. Det är fundamentalt mycket viktigt att förstå processerna i fragmenteringsförloppet och att formulera en modell för hur sprickgenerering och lossställning utvecklas i praktiken. När effekterna av den störda zonen diskuterades delades de in i tre kategorier: mekaniska, hydrauliska och kemiska effekter.

Den *mekaniska effekten* vid tunneldrivning kan orsakas direkt genom lossställningen eller genom spänningsomlagringar till följd av bergkonstruktionen. De modeller som finns framtagna idag för att beskriva processerna i fragmenteringsförloppet och att förutsäga sprickutbredning och praktiska skadezoner är idag otillräckliga. Detta bl.a.

för att de tillämpliga modellerna inte inkluderar effekten av, det vid sprängningen, genererade gastrycket.

Den modell som ofta används idag, världen över, för att förutsäga sprickutbredning är P-A Perssons och R Holmbergs välkända samband mellan skadezonens utbredning, svängningshastighet och laddningskoncentration. Seminariets allmänna uppfattning var att denna modell är mycket användbar men att modellen inte alltid stämmer beroende på variationer i bergets egenskaper (densitet, ljudhastighet. E-modul, tryckförhållanden etc.).

Exempel på när Persson/Holmberg's modell kunde tillämpas med gott resultat redovisades från sprängskadeförsöken i tillfartstunneln till SKB's Äspölaboratorium. Där konstaterades att beräkningar av skadezonen från den sprängda tunneln (vid tre olika typer av salvor), baserade på PA Perssons och Roger Holmbergs modell, stämde relativt bra med den senare uppmätta skadezonen. Exempel på när Persson/Holmberg's modell inte stämde så bra redovisades från LKAB's Kirunagruva där den förutspådda skadezonen kraftigt avvek från den senare konstaterade skadezonen. Detta kan dels bero på stora avvikelser mellan bergets egenskaper i Kiruna och ett "normalt" svenskt urberg som Persson/Holmberg's modell gäller bättre för, dels skillnad i sprängmedel men också att det mått på skadezon som användes i Kiruna (andel kvarstående hålpipor) är alltför grovt.

Bill Hustrulid (Colorado School of Mines) presenterade en "ny" modell för beräkning av skadezonens utbredning som bl.a. tar hänsyn till variation av bergart, typ av sprängmedel och kopplingsgrad. Bill informerade om att modellen inte är praktiskt tillämpbar än men hävdade att när modellen testats och finslipats genom praktiska försök så kommer den att bli ett komplement till Persson/Holmberg's modell. P-A Persson håller också på med att utveckla en modell som tar hänsyn både till variationer i bergmassans egenskaper och till detonationshastighetens beroende av borrhålsdiametern.

Befintliga bergspänningar och spänningsomlagring till följd av losshållet berg orsakar också en störd zon kring bergkonstruktionen. Omfattningen av dessa förändringar är beroende på storleken på befintliga bergspänningar samt orientering och utformning av tunneln eller bergrummet. På detta område finns dock en bra kunskap och etablerad teknik att modellera och förutsäga den störda zonen som konsekvens av spänningsomlagringar. Den störda zonen till följd av spänningsomlagring kan vara omfattande. Ett exempel från URL (Underground Research Laboratory, Manitoba, Canada) presenterades där en skadezon på 10-15 meter från tunnelväggen konstaterats i form av en reduktion av E-modulen.

En viktig punkt som diskuterades var hur man från sina uppskattningar av den störda zonens utbredning bedömer vad som ger praktiska konsekvenser för den aktuella bergkonstruktionens funktion (stabilitet, vattenföring). *Vad är den "praktiska skadezonen"?*

Ett försök att definiera och klassificera bergets uppsprickning redovisades från Ryssland (Vovk) där de definierat typ av skadezon i berget i närheten av sprängda

borrhål. Försöken utfördes i stora utsågade granitblock som undersöktes efter utförd sprängning. Använt sprängmedel vid de ryska försöken var TNT.

- uppkrossat berg (crushed zone) ca 11-14 gånger borrhålsradien
- uppsprucket berg (fractured zone) ca 25 gånger borrhålsradien
- påverkat berg (induced zone) ca 54-69 gånger borrhålsradien

Vid diskussionen framkom att de två första klassificeringarna (uppkrossat och uppsprucket berg) stämmer någorlunda med etablerad praxis och att en praktisk skadezon med konsekvenser för bergkonstruktionens funktion ligger i den första kategorin (uppkrossat berg). Den andra kategorin (uppsprucket berg) kan ha betydelse för inläckningen till tunneln medan den tredje kategorin är intressant för SKB med deras stora krav på täthet i tunnelns närhet, även för långa tidsperspektiv.

Vid diskussionen efterlystes hur man skall sätta sina krav och mål för den störda zonen för att optimera olika bergkonstruktioners funktion. Norbert Krauland (Boliden Mineral) redovisade en uppställning av allmänna funktionskrav, konsekvenser av den störda zonen och erforderlig mätinformation för olika typer av gruvor, enligt:

	Dagbrott/slänter	Rum & Pelargruva	Igensättningsgruva
Funktionskrav	Pallgeometri	Bärförmåga	Geometri & Bärförmåga
Konsekvenser av störda zonen	Flackare slänter alternativt Osäkrare brytning	Ökad pelaravsättning = ökad malmförlust	Gråbergsinblandn. Ökad skrotning Ökad förstärkning
Erforderlig mätparameter	Geometri & Bärförmåga	Bärförmåga	Geometri & Erforderlig förstärkning

Övriga frågor som inte kunde besvaras men som får anses som viktiga att försöka ge svar på i framtiden, för alla inblandade, var *Hur formuleras krav på tunnelytan med hänsyn till framtida funktion? Hur bestäms "tillåten skadezon" med hänsyn till geologi och funktionella krav? Hur ser sambandet skadezon-förstärkningsinsats ut?*

Frågan om de *hydrauliska effekterna* vid tunneldrivning är speciellt intressanta i dagens läge med en gällande vattenlag där kontrollen över grundvattenförhållandena skärpts kombinerat med kravet på miljökonsekvensbeskrivning av planerade projekt. För de senare större tunnelprojekten i tätbebyggelse har också mycket tuffa täthetskrav ställts från beställare. För utjämningsmagasinet "Ormen" under de centrala delarna av Stockholm och vägtunneln "Fjellinjen" i Oslo var täthetskraven 2 liter/minut per 100 meter tunnel. För de två tunnarna genom Hallandsåsen är kravet 12 liter/minut per 100 meter (m.a.o. 6 liter/minut per 100 meter för respektive tunnel).

Vid diskussionerna framkom att den faktiska betydelsen av den störda zonen vad gäller de hydrologiska effekterna inte är helt klarlagd. Med hydrologisk effekt menas förändringar i vattenflödet kring (och till) en bergkonstruktion i jämförelse med vad det skulle ha varit utan "störning" (sprickviddsändringar och två-fasflöde).

En förekommande uppfattning är att man kan betrakta berget som ett homogent poröst medium och därmed approximera flödet in till bergkonstruktionen med enkla hydrauliska samband med utgångspunkt från ökningen i effektiv area. Man kan då visa att ökningen av inläckage som följd av den störda zonen är relativt liten. Som exempel nämndes att ökningen i inflöde från en uppskattad skadezon (baserad på redovisade skadeeffekter av olika sprängmedel) för en 7 m² tunnel uppgick till 20% vid oförsiktig sprängning och endast till ca 5% vid försiktig sprängning (Gurit). Motsvarande ökning i inläckage för en 50 m² tunnel var 10% respektive 2.5%. Det framkom dock vid diskussionerna att det finns avvikande uppfattningar om man kan betrakta berget som ett homogent medium och därmed approximera inflödet med utgångspunkt från ökningen i effektiv area. Det hävdades att det är de befintliga strukturerna i berget som styr inflödet och att man då inte kan beskriva och beräkna en ökning i inflödet till följd av den störda zonen enligt ovanstående approximation.

Exempel på uppföljningar av de hydrauliska effekterna vid undermarksbyggande presenterades från försök i Stripa och Äspö. Dessa exempel visade också på problemen med att förstå och förutsäga tunnelaktivitetens inverkan på vattenflödet i berget och till tunneln. I ett tätningsförsök i Stripa, där ett tunnelavsnitt återfylldes med bentonit, observerades ett ökat vattenflöde parallellt med tunneln. I tunnelns närzon (2-3 dm) observerades en ökning i vattenflödet parallellt med tunneln med en faktor 100-1000 gånger (från en låg medelkonduktivitet på ca 10⁻¹⁰ m/s till ca 10⁻⁷ - 10⁻⁸ m/s). I en zon tre meter ut från tunneln observerades en ökning i vattenflödet parallellt med tunneln med en faktor 10. Nivån på det observerade flödet parallellt med tunneln är dock så lågt att det inte medför några praktiska konsekvenser vid konventionellt undermarksarbete. Samtidigt observerade man att det radiella inflödet till tunneln minskade till 1/4 av bergets medelflöde troligen beroende på att spänningsomlagringen i berget, till följd av tunneln, sluter de radiella sprickorna i tunnelns närhet.

Vid ett annat försök i Stripa jämfördes vattenflödet till en bergvolym före och efter det att en ort drevs genom berget. Före drivningen mättes flödet i sex borrhål (5 st i perimetern och 1 st i centrum på den kommande orten med 2.4 meters diameter). Den cirkulära orten drevs sedan 50 meter med skonsam sprängning. Vid mätningarna innan ortdrivningen konstaterades ett inflöde till borrhålen på ca 1 liter/minut varav ca 85% av inflödet uppmättes i en befintlig sprickzon. Efter ortdrivningen uppmättes inflödet till orten till ca 0.1 liter/minut varav allt vatten kom genom den befintliga sprickzonen. *Konsekvensen av att spränga ut den befintliga orten blev alltså att man "tätade" den aktuella bergvolymen.* En trolig orsak till det minskade flödet kan vara att ortdrivningen orsakat ett två-fasflöde (man observerade gas i vattnet) som minskar inflödet. Andra möjliga orsaker som bedömts som mindre troliga i detta fall är effekter av spänningsomlagring och att sprängningen omvandlar sprickfyllning till tät lera.

Kemiska effekter av den störda zonen i form av förändringar i grundvattenkemin, exempelvis på grund av blandning, kan leda till utfällning eller upplösning av mineral. Den kemiska effekten bedömdes dock som oväsentlig i konventionella sammanhang som gruvdrift och tunneldrivning.

MÄTNING AV DEN STÖRDA ZONEN

Varför mäter man skadezonen? var en provokativ fråga som inledde diskussionen. Oavsett vilken metod som används så mäter man effekterna av loss hållningen för att kontrollera sin process och för att konstatera vad man åstadkommit. Detta, i sin tur, för att testa/verifiera/förkasta den eller de modeller som använts för att förutsäga utbredning och omfattning av den störda zonen.

Det finns idag ett antal metoder för att mäta effekterna av utförd sprängning. De kan indelas i två grupper, en grupp som observerar geometri och beskaffenhet på den frilagda bergytan men som inte ger information om utbredning och omfattning om den eventuella störda zonen i det kvarstående berget (andel kvarstående hålpipor, mängd överberg, profilmätning samt andel skrotat berg). Den andra gruppen mätmetoder indikerar sprickutbredningen inne i berget, mestadels i borrhål borrade från tunneln eller bergrummet (elektrisk och akustisk borrhålsmätning, observation med borrhålskikare eller borrhåls-TV, vibrationsmätning samt kartering av borrhärnor).

Vid sprängskadeförsöket i Äspö användes de mätmetoder som indikerar sprickutbredningen inne i berget (elektrisk och akustisk borrhålsmätning, observation med borrhålskikare eller borrhåls-TV, vibrationsmätning samt kartering av borrhärnor). Resultaten från de olika metoderna var relativt samstämmiga och visade att en kombination av dessa metoder kan användas för att bestämma utbredning och omfattning på den störda zonen på ett tillfredsställande sätt.

Det är dock funktionskraven på den aktuella anläggningen i kombination med ekonomin som avgör vad och hur man mäter. Med de krav på funktion och ekonomi som ställs på konventionella undermarksanläggningar som gruvor och tunnelbyggen, kommer det troligen att dröja innan de mer sofistikerade metoderna kommer till en bredare användning. Detta dels för att de mer sofistikerade metoderna är dyrare, dels för att de metoder som används idag vid gruvor och tunnelbyggen (hålpipor, profilmätning, andel skrotat berg och överberg) bedöms ge tillräcklig information för produktionen. Det är idag dessutom svårt att omsätta de indirekta mätresultaten från de mer sofistikerade metoderna till en kvantifierad konsekvens för anläggningens funktion.

Som en direkt följd av efterlysningen i det föregående stycket av hur man skall sätta sina krav och mål på den störda zonen, efterlystes metoder som indirekt eller direkt kan kvantifiera de skador på påverkar bergrummets funktion, exempelvis stabilitet och bärförmåga.

EKONOMISKA ASPEKTER PÅ DEN STÖRDA ZONEN

Att de ekonomiska konsekvenserna av den störda zonen vid alla typer av berganläggningar är uppenbara, och i många fall alltför stora, framkom tydligt vid diskussionen. Det är dock inte helt enkelt att specificera dessa extra insatser i form av

extra kostnader, andel av losshållningen etc. Vid seminariet presenterades dock ett antal beräkningsexempel.

Den ekonomiska potentialen i att skapa en brantare slänt i dagbrottsgruvan i Aitik är mycket stor. En ökning av släntvinkeln med en (1 !) grad runt hela dagbrottet resulterar i 22 miljoner ton mindre gråbergsinblandning ned till 300 meters brytningsdjup och ca 40 miljoner ton mindre gråberg ned till 400 meters brytningsdjup, vilket i pengar betyder en besparing på 20-25 Mkr per grad. Brytningen i Aitik utförs idag med en släntvinkel på 37 grader med ett mål att uppnå en släntvinkel på 46 grader.

I rum & pelargruvan i Laisvall medför de sprängningsinducerade skadorna på kvarstående berg att bärförmågan i de kvarstående pelarna minskar vilket medför att antalet pelare måste ökas. Antar man att den störda zonen minskar bärförmågan med 50% i ett intervall av ca 1.5 meter in i de kvarstående pelarna innebär detta att bärförmågan på de 10*10 meters pelarna minskar från 20 MPa till ca 15 MPa och att pelaravsättningen måste ökas från 20% till 27%. För malmkroppen Nadok (i Laisvall) på 10 Mton skulle det innebära en "extra" förlust på 700 000 ton malm i form av "extra" pelaravsättning.

Att direkt redovisa de ekonomiska konsekvenserna av den störda zonen i form av extra skrotning, förstärkning och driftstörningar är mycket svårare. Banverket kalkylerade kostnaderna för den generella förstärkningen vid planeringen av Grödingebanan till ca 10-12% av losshållningskostnaden. Men det verkliga utfallet visar att upp till 35% av losshållningskostnaderna beror på insatser i samband med förstärkningsarbeten. Det bör dock poängteras att förstärkningsinsatsen vid Grödingebanan är en kombination av effekter från tunneldrivningen och det ytliga, dåliga berget (ett ytligt berg är som regel sämre än ett djupt liggande berg).

I LKABs gruvor har bergförstärkningskostnaden under en fyraårsperiod stigit från ca 1000 kr/ortmeter till ca 3000 kr/ortmeter. Detta beror delvis på att ortarean har ökat från 20 m² till 30 m² under denna period men detta kan inte helt förklara den konstaterade kostnadsökningen. Det finns de inom LKAB som hävdar att huvudskälet till de ökade kostnaderna är att ortdrivningsvolymen har minskats till hälften men att förstärkningsorganisationen bibehållits. Och är det så då hjälper det inte att man försöker att optimera den störda zonen. Ingemar Marklund (LKAB) ansåg att de kan spara ca 1500 kr/ortmeter (20% besparing på bergförstärkning och skrotning/rensning, 10% besparing på mängden överberg och en 5%-ig besparing på produktionsbörningen) till en extra insats i storleksordningen 500 kr/ortmeter (elektroniska sprängkapslar, bättre borrhålsprecision med bättre borrhålsaggregat) vilket ger en nettobesparing av 1000 kr/ortmeter.

Hur mycket kan man spara genom att minimera/optimera den störda zonen? var en fråga som ingen kunde ge ett svar på idag. Vad som diskuterades var om dagens tunnlar är så mycket bättre än de tunnlar som byggdes på 60-talet? Vid en 95 m² tunnel som drivs idag borrar det 25% mer borrhål än motsvarande tunnel 1960 (150 borrhål respektive 120 borrhål). På den här punkten gick åsikterna isär, ett flertal av deltagarna hävdade att funktionen hos dagens tunnlar är bättre än hos dem som

byggdes på 1960-talet. Vägverket menar dock att de drog på sig ett stort underhållsproblem för "sina" vägskärningar i och med att de övergick till grövre borrhålsdimensioner under 1960-talet. De vägskärningar som sprängdes med de klenare borrhålen står bra än idag utan något större underhåll medan de som sprängdes med de grövre borrhålen kräver ett ständigt underhåll. Detta konstaterande har nu lett till att Vägverket i den nya BYA-92 bl.a. föreskriver en maximal borrhålsdiameter av 51 mm. Stockholms Gatukontor har sedan tidigare förskrivit maximalt 45mm borrhål (51 mm för rörladdningar).

Diskussionen visade hur svårt det är att bedöma och redovisa de ekonomiska konsekvenserna som följd av den utförda sprängningen (den störda zonen). Här efterlystes mer forskning och resultat från ett större antal uppföljningar för att öka kunskapen. Det är av största vikt att man, i framtiden, kan presentera en rimlig ekonomisk redovisning av de konsekvenser som är en direkt följd den aktuella tunneldrivningen. Speciellt som underlag för att motivera föreslagna insatser i form av skonsam sprängning. Vad kan man "vinna" i form av minskad mängd överberg, skrotning, förstärkning, driftstörningar med en skonsam sprängning och hur kan sprängningen varieras för att optimera anläggningens funktion.

Avslutningsvis redovisade Olavi Siira en känslighetsanalys från Aitikgruvan där det framgick att det finns stora risker med att laborera alltför mycket med sprängtekniken. Om sprängningen vid ett sprängförsök av någon anledning går fel med utfall och stora uppröjnings- och återfyllningskostnader så innebär det snabbt stora kostnader. Skulle Aitikgruvan "stå stilla" i tre veckor kostar det 5 Mkr i hantering, 15 Mkr i fasta kostnader och ett produktionsbortfall av ytterligare knappt 20 Mkr, dvs totalt 35-40 Mkr. Slutsatsen blir alltså att alla försök att optimera effekterna från sprängning och tunneldrivning måste vara så välplanerade och välmotiverade att de inte orsakar större problem än de ursprungliga.

DRIVNINGSTEKNIK

Vid diskussionerna framkom att det pågår en kontinuerlig forskning och utveckling på tekniksidan för att optimera fragmentering, indrift samt skador på kvarstående berg genom effektivare maskiner, sprängmedel och bättre rutiner och ny applicering av befintlig teknik. Detta till trots så kvarstår ett stort antal av de ställda önskemålen som ouppfyllda.

Det grundläggande för all typ av sprängning är att borrhningen är utförd enligt de ställda specifikationerna så att hålen inte avviker oacceptabelt mycket. *"En tunnel eller slänt blir aldrig bättre än den är borrarad"*. Skadezonen i det kvarstående berget är starkt beroende av hållriktning och hålavvikelse. Generellt betyder borrhning av grövre hål att hålen blir rakare men inte nödvändigtvis att skadezonen blir mindre. Utveckling av nya borrhkronor, borrhstål och borrhagregat med möjlighet att borra med valfri håldiameter och datorstyrda riktinstrument för hålsättning i kombination med förbättrad bakrikt har definitivt förbättrat tekniken att borra rakare och bättre borrhål. Ett exempel gavs från Grödingebanan där uppföljningen av tunneldrivningen konstaterade bättre borrhprecision med jämnare konturer när den

använda "data-riggen" utnyttjades fullt ut än vid "konventionell" borrar. Men kvaliteten på borrarngen är ju inte bara en teknikfråga; möjlighet till tillfredsställande utsättning samt kompetens och motivation hos personal påverkar självfallet också slutresultatet.

På sprängämnessidan har nya sprängmedel och tändsystem utvecklats för att öka säkerhet, effektivitet och flexibilitet. Speciellt nämndes utvecklingen av den elektroniska sprängkapseln för ett exakt detonationsförlopp (minskade vibrationer och möjlighet att styra loss hållning och skadezon). Här efterlystes dock mer praktiska fältförsök med den elektroniska sprängkapseln för att få kunskap och erfarenhet hur man bäst använder möjligheten att sätta exakta tidsintervaller vid sprängningen. Övriga önskemål, som framkom vid seminariet, var att få tillgång till sprängmedel med variabel styrka.

Vid diskussionen framfördes ändå viss kritik att tillverkarna inte följer varandra, borttillverkarna går upp i allt grövre dimensioner medan sprängmedeltillverkarna ligger kvar med gamla dimensioner som inte alltid stämmer med de nya håldimensionerna.

Andra åtgärder som bör vidareutvecklas och införas i framtiden är användande av slitsteknik vid borrar (speciellt tallriksslits i botten av hålen) för att skapa sprickanvisning och rikta sprängverkan och därigenom styra sprängresultatet och minska laddningskoncentrationen. Resultaten från "Sofia-projektet" i LKABs Kirunagruva visade att det går att borra och spränga långa salvor (upp till 7 meter) på ett tillfredsställande sätt. Dessa sju meters salvor gav mindre skador på det kvarstående berget, mest beroende på att mängden bottensalvor minskades jämfört med konventionella salvor.

Sedan några år tillbaka finns myndighetskrav på att all skrotning av väggar och tak skall utföras på mekaniserad väg. Erfarenheterna visar att en mekaniserad skrotning *alltid* river ned mer berg än den tidigare handhållna skrotningen vilket medfört ökade kostnader. Den allmänna uppfattningen vid seminariet var att skrotningen utförs alltför hårt och att förstärkning ofta utförs utan någon större planering. Det kvarstående berget måste hanteras försiktigare på ett mer skonsamt sätt, "skonsam skrotning". Här krävs dock en betydande FoU-insats framöver. Eventuellt kan vattenskrotning (sprutning med högtrycksvatten) vara en användbar metod. Metoden har tidigare testats med mindre lyckade resultat, men kan troligen tillämpas med gott resultat i vissa situationer (alla metoder passar som bekant inte i alla situationer).

Vad gäller uppgifter om skador på kvarstående berg och den störda zonens utbredning vid fullborrning i hårt kristallint berg, finns få resultat presenterade. Det innebär att det är svårt att argumentera för och emot vad gäller skadezonens utbredning och dess konsekvenser vid fullborrning och vid borrar/sprängning. Som en konsekvens av detta blev en av slutsatserna från seminariet att det är av största vikt att grundläggande forskning och uppföljning inriktas på att studera skadezonens utbredning och dess konsekvenser vid fullborrning.

Vid drivningen av den kommande tunneln genom Hallandsåsen bedöms förstärkningsinsatsen på vissa avsnitt bli betydande på grund av de rådande förhållandena (dåligt och vattenförande berg). Ett av de tyngre argumenten för entreprenörens val av fullborrningsteknik var bedömningen att fullborrningen inte slår upp läkta och förinjekterade sprickor. Andra argument som medverkat till valet av fullortsteknik var att entreprenören bedömt att fullborrningstekniken erbjuder en industriell produktionsmiljö även för förstärkning samt att tekniken ger hög kvalitet på tunneln med liten förstärkningsinsats.

Vid seminariet redovisades resultat från en jämförande studie mellan två olika drivningstekniker, fräsande drivning (dock inte fullborrning) och borrar/sprängning. Vid ett tunnelprojekt i Sydney, Australien gällde det att minimera andelen överberg, beroende på kontraktets utformning (beställaren betalade bara för en given mängd losshållet berg). Projektet startades med användande av en s.k. "road-header" men på grund av dålig framdrift i det relativt hårda berget testades borrar/sprängning under vissa avsnitt. De sprängda salvorna drevs med 2 meters salvdjup och borrades med 32 mm's helstångsborr med skärkrona. Resultaten från de två teknikerna var förvånansvärt överensstämmande. Vid drivning med fräsning observerades ett medelvärde på mängden överberg till $0.65 \text{ m}^3/\text{meter tunnel}$ (= en faktisk tunnelkontur 5 centimeter utanför den föreskrivna). Att jämföras med det observerade medelvärdet på mängden överberg, vid borrar/sprängning, $0.74 \text{ m}^3/\text{meter tunnel}$ (= en faktisk tunnelkontur 6 centimeter utanför den föreskrivna).

En allmän slutsats vid seminariet var att varje drivningsteknik har sina fördelar (och nackdelar) och att de kompletterar varandra mer än de konkurrerar med varandra. Man fullborrar när det är bäst och borrar/spränger när det är bäst. Men det gäller att titta specifikt på varje projekt och att objektivt värdera lösningarna.

Avslutningsvis konstaterades att frågan om att optimera skadorna på kvarstående berg också är en informations- och motivationsfråga. Det finns ett allmänt motstånd bland personalen att pröva ny teknik och nya rutiner. De har ofta betalt per kubik eller motsvarande och använder därför den teknik som de vet fungerar. De besitter också en stor yrkesstolthet och vill absolut inte skjuta bom och bli ökända i kåren. Alltså blir det en konflikt mellan å ena sidan beställarens krav på skonsam sprängning och å andra sidan sprängarens beprövade teknik.

En viktig slutsats blev då att det är personalen under mark som skall ha den bästa informationen så att de är införstådda med varför man gör så eller så. Dessutom bör man se över kontraktsformen så det inte finns punkter (exempelvis ackord) som dämpar motivationen till att medverka vid forskning och utveckling av ny teknik.

SAMMANFATTNING

Vid seminariet "skadezon vid tunneldrivning" den 28-30 oktober 1992 diskuterades frågan om skadezonens omfattning och utbredning och konsekvenser därav. Seminariet genomfördes enligt följande uppdelning; Definition/ karaktärisering av

skadezon vid tunneldrivning, Hur mäter man skadezonen, Ekonomiska konsekvenser av skadezonen samt Olika tekniker och drivningssystem.

Vid seminariet framkom ett antal behov och önskemål om framtida forskning och utveckling inom området "skadezon vid tunneldrivning". De viktigaste av dessa redovisas nedan i punktform.

- Framtagande av modell som (bättre än idag) kan beskriva fragmenteringsförloppet och (grovt) kan förutsäga vilket utfall man får. Vi måste bli bättre på att förutsäga och planera vilken skadezon vi får.
- Sprickgenerering; Hur ser sprickorna ut och hur uthålliga är sprickorna som genereras vid sprängning (*och vid fullborrning*). Fortsatta försök enligt "Vånga-projektet" med större antal salvor med olika sprängmedel. Utöka försöken till att även omfatta sprängning i flera närliggande borrhål i ett antal täkter med varierande geologi samt att studera bergspänningarnas inverkan på sprickgenereringen.
- Insatser för att testa hur generell PA Persson's och Roger Holmberg's modell för sambandet vibrationshastighet och skadezonens utbredning är. Den bör eventuellt modifieras i vissa fall.
- Vidareutveckla befintliga mätmetoder (ev. utveckla ny teknik) som kan mäta skadezonen och kontrollera de modeller som används för att förutsäga skadezonens omfattning och utbredning.
- Vi måste kunna kvantifiera skadezonen som underlag för kalkyler för att motivera skonsam sprängning och/eller andra åtgärder för att minimera skadezonen. (kopplat till punkterna ovan)
- Skadezonens betydelse för vatteninläckning (skaleffekter). Testa/ verifiera det enkla hydrologiska sambandet med utgångspunkt i ökningen i "effektiv" tunnelarea, för inläckning i isotropt media. Enligt detta enkla samband ökar en "normal skadezon" måttligt vatteninläckningen till anläggningen.
- Jämförande studier på den inducerande skadezonen vid bormning/sprängning och vid fullborrning. Hur ser skadezonen från en TBM ut.
- Bättre funktionskontroll över sprängförloppet.
- Utveckling av borrhörtekniken så att man kan borra enligt specifikation (borra raka hål).
- Fortsatta försök med slitsteknik (speciellt tallriksslits i botten av hålen) vid bormning/sprängning.
- Sprängmedel med variabel styrka.

- Mer praktiska fältförsök på tändsystem (elektroniska sprängkapseln) för att styra detonationsförloppet (minska vibrationer och styra utfallet).
- "Skonsam skrotning". Studera effekterna av mekaniserad skrotning och utveckla tekniken så att den minskar förstärkningskostnaderna och inte, som idag, ökar dessa.
- Information/motivation. Det är av yttersta vikt att personalen under mark skall ha den bästa informationen. Kontraktsformen får inte heller dämpa motivationen.

SUMMARY

The seminar "excavation disturbed zone in tunneling" was held October 28-30 1992. During the seminar the extension of the excavation zone in the remaining rock and its practical and economical consequences was discussed. The seminar was divided into four sessions, namely: Definition of the excavation disturbed zone, Measurement of the excavation disturbed zone, Economical consequences of the excavation disturbed zone and Excavation disturbed zone from different tunneling techniques.

The seminar resulted in a number of requirements and proposals of future research and development projects to be performed in the field of excavation disturbed zone due to tunneling activities. The most important of these requirements and proposals of future research and development projects are presented in this paper.

VERKLIG SPRICKUTBREDNING VID SPRÄNGNING MED OLIKA SPRÄNGMEDEL

Crack lengths from explosives

Bergsing Mats Olsson, SveDeFo

Civ.ing Ingvar Bergqvist, Nitro Nobel AB

1. INLEDNING

Vid all sprängning i berg påverkas också berget utanför tänkt slutprofil. Sprickor, små-stora, korta-långa vidgas eller nybildas. Storleken på denna sprickpåverkan kan vara svår att mäta och vilken påverkan som är skadlig är egentligen en definitionsfråga. Helt klart är det dock att kraven från beställare/ gruvor ökar på att behandla berget så skonsamt vid berguttag att efterföljande skrotnings- och förstärkningsarbete kan minimeras.

Hur mycket reduceras då spricklängder vid skonsam sprängning och kan man visa detta på något sätt? För att kunna ta reda på detta krävs en mycket detaljerad och tydlig bild av sprickutbredningen kring sprängborrhålen. Kärnbörning har hittills varit den vanligaste metoden att undersöka sprickbildning efter sprängning men den är inte tillräckligt bra för att ge en helhetsbild av sprickorna.

Vägverket tog därför initiativet till ett SveDeFo-projekt vars syfte var att studera spricklängder från olika sprängämnen under olika förhållanden.

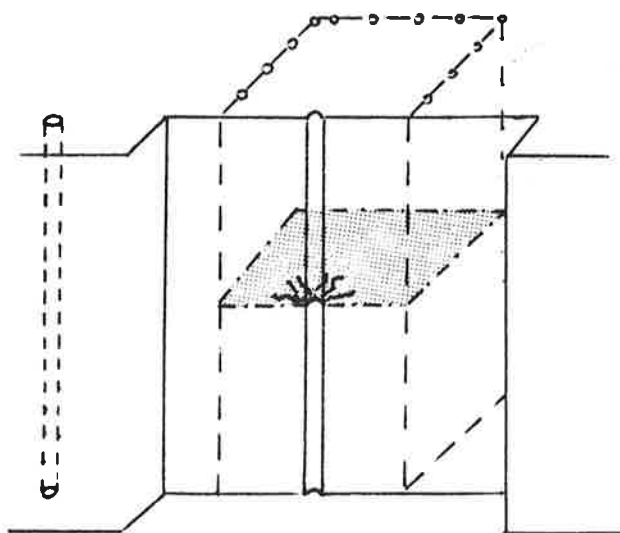
Tekniken att studera sprickor som kom att användas i detta projekt hade tidigare också testats av sprängämnesbolaget Forcit i Finland (Pukkila 1990). Tekniken kan enkelt beskrivas i följande fem steg, se också figur 1.

1. Borrning och sprängning
2. Uttag av block kring sprängborrhålen
3. Sågning av block
4. Penetrant-sprayning
5. Sprickkartering

Detta föredrag beskriver fältförsöken och resultaten från några av de drygt 20 enhållsprängningar som gjorts.

2. FÄLTFÖRSÖK

Fältförsöken är utförda i AKF:s blockstensbrott i Vånga. Stenbrottet, som ligger ca 2 mil norr om Kristianstad, bryter granit. Graniten, som är rödgrå och tämligen finkornig och dessutom sprickfattig, har en tryckhållfasthet på ca 200 MPa och en draghållfasthet på 12 MPa. Huvuddelen av graniten exporteras.



Figur 1. Testtekniken
The test technique

2.1 Uppläggning av fältförsöken

Fältförsöken utfördes i en pall som var ca 20 m lång och ca 5 m hög. Försökshålen som borrhades var 2 m långa och hade normalt en diameter på 38 mm. Försättningen var 0,5 m.

Pallen karterades med avseende på sprickor. Överytan målades därefter med ett system av linjer för att underlätta block-identifikation och orientering.

Borrhålen laddades till 1,5 m längd och samtliga hål hade också en 50 g primer i botten. Hålen initierades med Nonel GT/T. Efter det att ett hål hade sprängts så karterades och fotograferades såväl överytan som pallfronten.

Sedan alla hål i en försöksserie hade sprängts sköts en tätsöm 3 m bakom försökshålen. Därefter kilades block ut kring varje försökshål.

2.2 Sprängämnen

Hela försöksserien omfattade de i Sverige vanligaste sprängämnena för kontursprängning. Det är stor skillnad på dessa sprängämnenas egenskaper. Detonationshastigheten är tex i Gurit 2200 m/s medan den i Detonex (detonerande stubin) är så hög som 7000 m/s. I Tabell 1 listas sprängämnena och några av deras viktigaste egenskaper.

Försöken gjordes oftast i 38 mm hål men för att undersöka inverkan av frikopplingsgraden (här definierad som laddningsdiameter/håldiameter) användes också i några fall 51 mm och 64 mm hål. I Tabell 2 visas vilka håldimensioner, frikopplingsgrader och laddningsmängder som användes.

Tabell 1. Egenskaper hos de testade sprängämnena

Sprängämne	Diameter (mm)	Densitet (kg/l)	VOD (m/s)	Gasvolym (l/kg)
Gurit	17	1,00	2200	398
Kimulux	22	1,15	4800	903
Emulet 20	Bulk	0,25	1850	1123
Emulet 50	"	0,50	2650	1028
Detonex 40	8,3	1,05	7000	780
Detonex 80	10,6	1,05	7000	780

Tabell 2. Håldimension och mängd sprängämne

Sprängämne	Håldiameter (mm)	Laddn.vikt (kg/m)	Frikopplings- grad
Gurit	38	0,21	0,45
Gurit	51	0,21	0,33
Gurit	64	0,21	0,27
Kimulux	38	0,37	0,58
Kimulux	51	0,37	0,43
Emulet 20	38	0,28	1,00
Emulet 50	38	0,57	1,00
Detonex 40	38	0,04	0,22
Detonex 80	38	0,08	0,28

2.3 Instrumentering

Varje försökssprängning videofilmades. Detonationshastigheten registrerades och vibrationsnivåerna mättes med accelerometrar. Dessa skruvades fast på kamjärn vilka göts fast i berget, 2 m och 4 m bakom sprängborrhålen. Vid varje försök användes 4 accelerometrar. En 14 kanals FM-bandspelare användes för vibrationsmätningarna.

2.4 Sågning av block

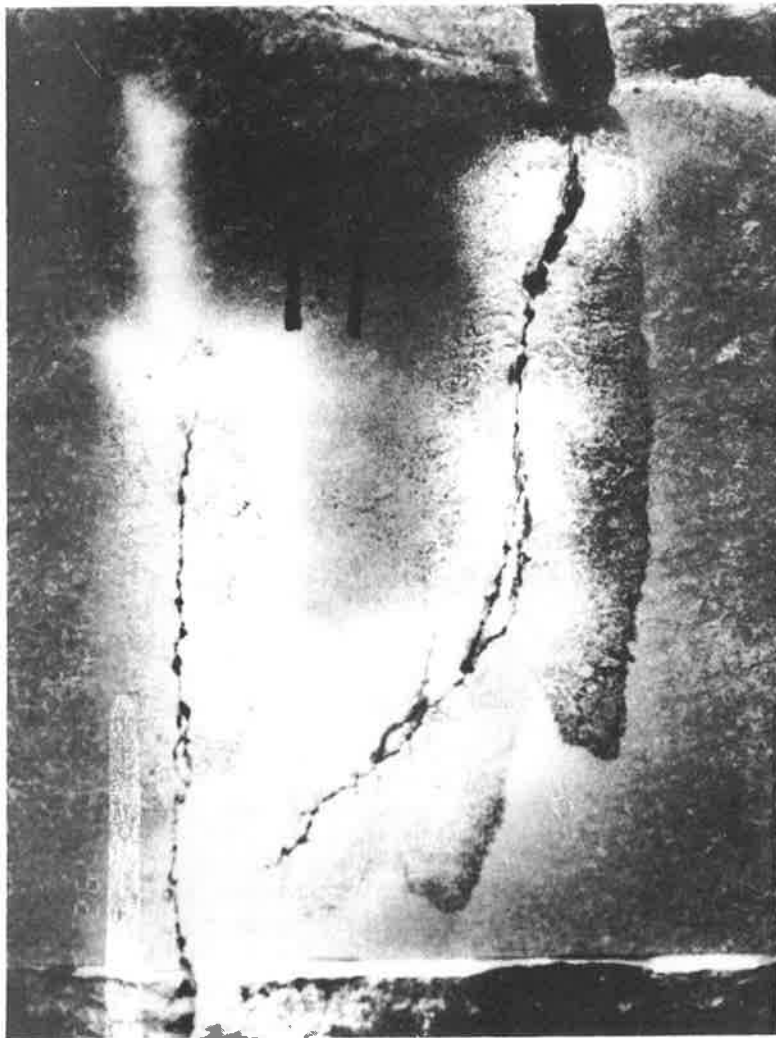
De uttagna stenblocken från försökssprängningarna kördes till en stenförädlingsfabrik och sågades. Blocken sågades vinkelrät mot spränghålen och i jämnhöjd med laddningsmitten. Blockytorna rengjordes och sprayades därefter med en penetrant, Bycotest RP 20. Överflödigt penetrant tvättades bort, ytorna torkades och slutligen sprayades en vit framkallare, Bycotest D30 på snittytorna. Efter en stunds torkning framträdde sedan sprickorna mycket tydligt. Resultaten karterades och ytorna fotograferades.

3 RESULTAT

3.1 Spricklängder

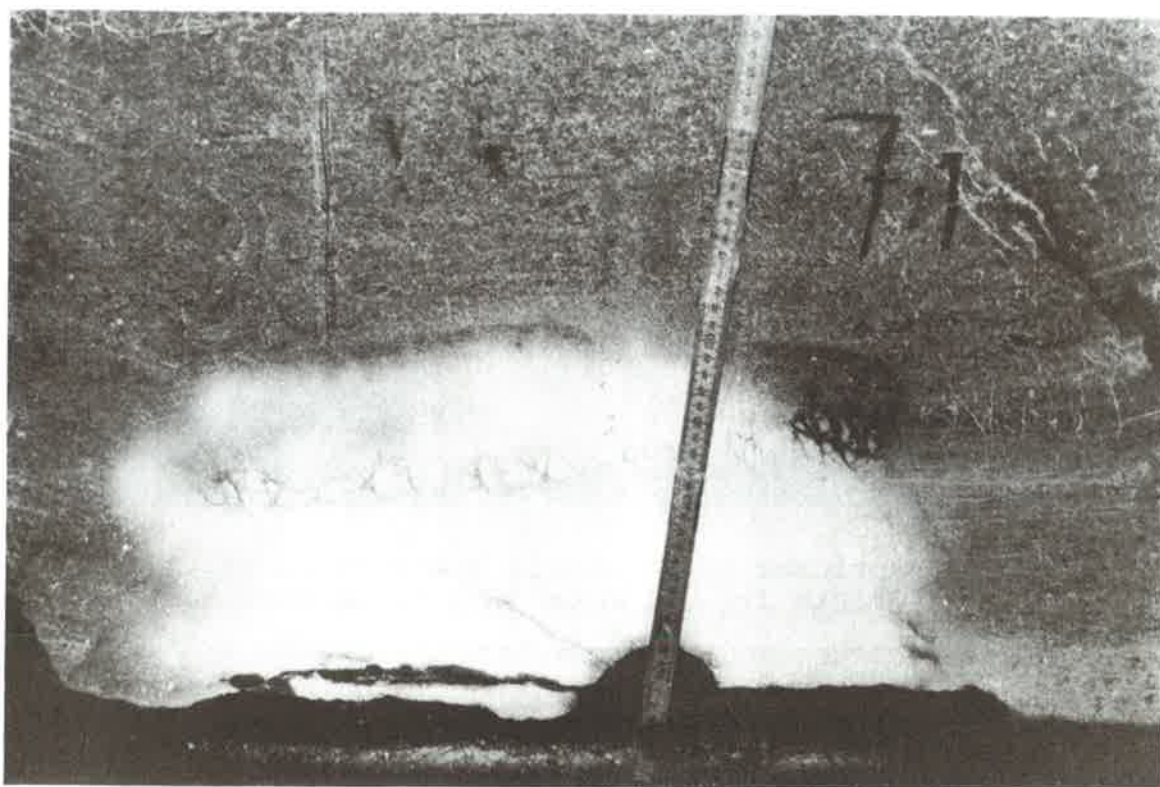
Det är stor skillnad på längder och antal sprickor mellan de olika försöken. Detta beror på tex frikopplingsgraden, detonationshastigheten och mängden gas hos sprängämnet. Exempel på hur sprickorna kan se ut visas i följande figurer.

Figur 2 visar resultatet från sprängning med 17 mm Gurit i ett 38 mm hål. Här har man fått en spricka längs borrhålet som fortsätter långt in i blocket. Det är en mycket distinkt spricka och den har en maximal spricklängd på ca 0,45 m. Den vertikala sprickan är en naturlig spricka i **berget**.



Figur 2. Sprickor från Gurit i ett 38 mm hål
Cracks from Gurit in a 38 mm hole

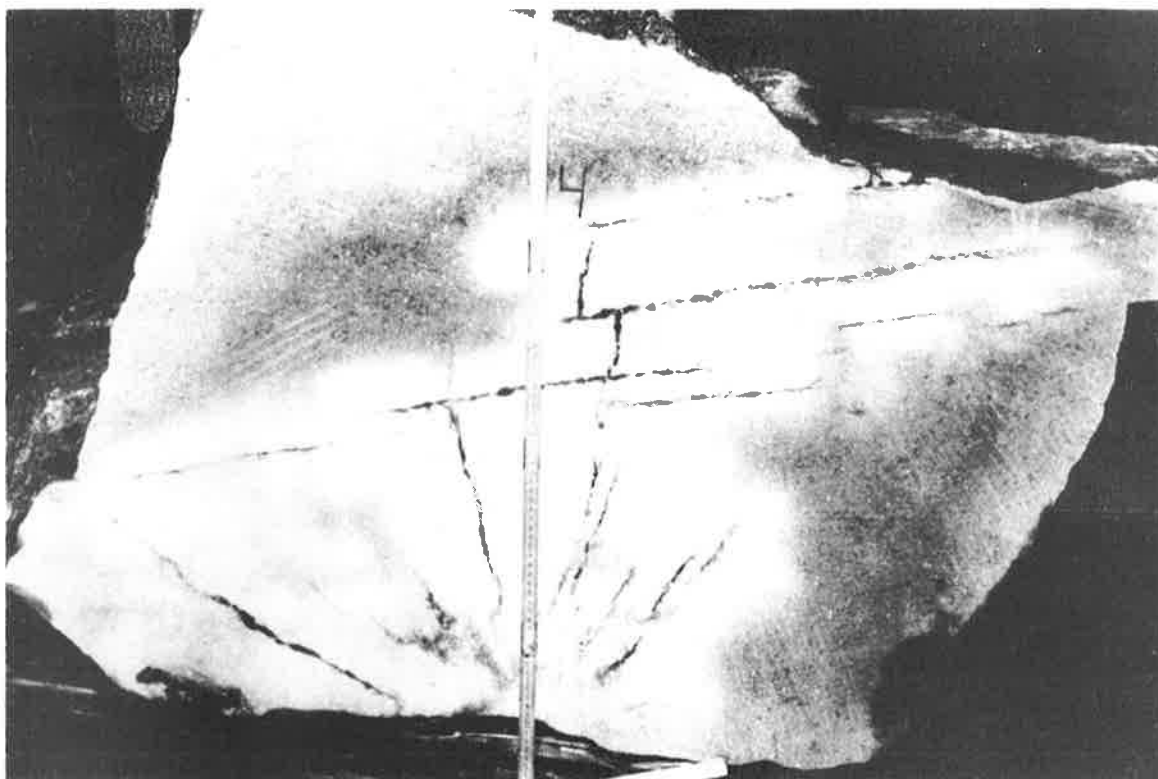
Jämför nu resultatet ovan med det som visas i figur 3. Här har det sprängts med samma laddningsmängd men nu i ett 64 mm hål. Här finns inga långsgående sprickor och endast några korta sprickor runt borrhålet. Maximal spricklängd är här 0,2 m.



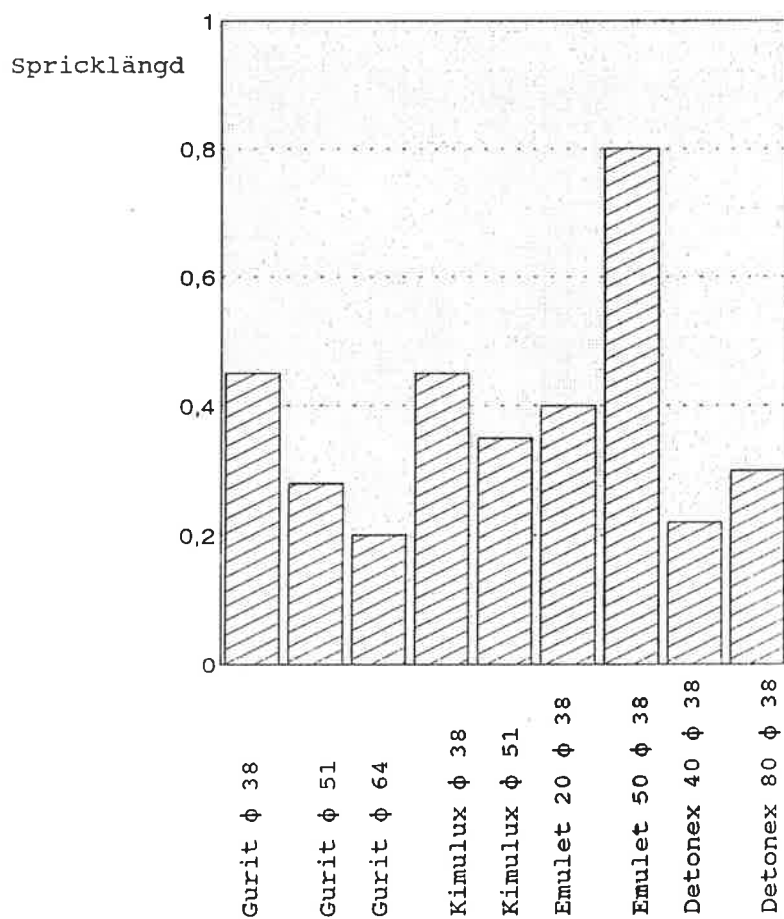
Figur 3. Sprickor från Gurit i ett 64 mm hål
Cracks from Gurit in a 64 mm hole

I figur 4 ser man ett helt annat utseende på sprickbilden. Denna bild visar sprickutbredningen från Kimulux 22 i ett 38 mm hål. Den maximala spricklängden är ungefär samma som i figur 2 men antalet sprickor är mycket större. De horisontella sprickorna på bilden är naturliga sprickor i berget.

Stapeldiagrammet i figur 5 visar en sammanställning av maximal spricklängd för några av de testade sprängämnena. Här framgår mycket tydligt frikopplingens betydelse för spricklängden. Genom att öka håldiametern från 38 mm till 64 mm för 17 mm Gurit reduceras spricklängden med mer än 50 %. Detonex har mycket hög detonationshastighet men ger ändå pga frikopplingen relativt korta sprickor. Närmast hålet har dock många sprickor bildats.



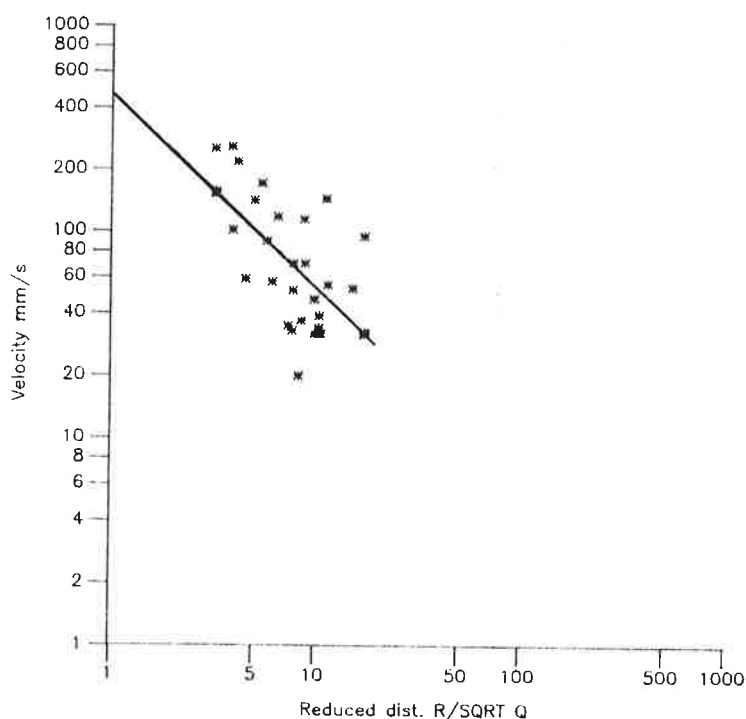
Figur 4. Sprickor från Kimulux i ett 38 mm hål
Cracks from Kimulux in a 38 mm hole



Figur 5. Spricklängder från olika sprängämnen
Crack lengths from the tests

3.2 Vibrationer

De avlästa värdena från accelerometrarna har plottats mot laddningsavstånd/ $\sqrt{\text{laddningsvikten}}$, se figur 6. Genom regressionsanalys får man nu en linje med lutningen $-0,94$ som skär y-axeln vid svängningshastigheten 469 mm/s . Genom att parallellförflytta denna kurva till avlästa punkter får man motsvarande svängningshastighetsvärden (PPV) på y-axeln för alla sprängämnen. Dessa värden samt omräknade PPV för verklig laddningsstorlek vid avståndet 1 m ger en rättvisande jämförelse. De visas i tabell 3. Genom att frikoppla laddningar reducerar man som synes också vibrationerna.



Figur 6. PPV som funktion av avståndet
PPV versus scaled distance

Tabell 3. Vibrationsnivåer

Sprängämne	Håldiam. (mm)	PPV (mm/s)	PPV verklig (mm/s)
Gurit 17	38	425	247
"	64	275	160
Kimulux 22	38	600	455
"	51	315	239
Detonex 80	38	325	120

4. SLUTSATSER

Resultaten av fältproven visar mycket tydligt på stora skillnader för såväl spricklängd som frekvens av sprickor från olika typer av sprängämnen. Genom att öka håldimensionen med konstant laddningsdiameter, dvs öka frikopplingen, reduceras spricklängden och vibrationerna markant. Dock måste betydligt fler försök utföras för att säkerhetsställa materialet.

Metoden att visa sprickbildning genom sågning och penetrant-sprayning är noggrann och visar tydligt även mycket små sprickor. SveDeFo går därför nu vidare för att bl.a undersöka betydelsen av en del sprängtekniska parametrar som specifik laddning, detonationshastighet, gasvolym etc. Målsättningen är att hitta och formulera samband för dessa parametrar och sprickbildningen. Detta kan leda fram till nya rekommendationer för sprängning med olika sprängämnen i olika typer av berg.

5. REFERENSER

Pukkila, J., Jokinen, J. 1990. The effect of explosives on the extent of cracked zone. Research report. Helsinki University, Finland.

Holmberg, R., Persson, P.A. 1979. Design of Tunnel Perimeter Blasthole Patterns to prevent Rock Damage. Tunneling 1979, London, U.K.

Olsson, M., Bergqvist, I. 1992. Spricklängd från sprängborrhål. SveDeFo-rapport DS 1992:4. SveDeFo, Stockholm.

SUMMARY

It is of great importance to reduce damage caused by blasting.

To get a better understanding of this problem a project was started up at SveDeFo in Sweden to study crack lengths. Single small diameter holes were blasted, blocks were excavated around the holes and cut perpendicular to the borehole. Penetrants were sprayed on the cutted surface and the crack length measured. A lot of explosives and configurations have been tested with great difference in crack lengths. Decoupling was found to be a good method to reduce the crack length.