

BeFo

Bergmekanikdag 1992

Föredrag

Stiftelsen Bergteknisk Forskning — BeFo

**Föredrag vid
BERGMEKANISKT DISKUSSIONSMÖTE
I STOCKHOLM 19 MARS 1992**

**Papers presented at
Rock Mechanics Meeting
in Stockholm March 19, 1992**

Redigerad av Per Andersson och Annica Nordmark

**Stiftelsen Bergteknisk Forskning – BeFo
Swedish Rock Engineering Research Foundation
STOCKHOLM 1992**

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

sid.

FÖRORD

Tomas Franzén, BeFo

Vad gör ISRM för att möta 2000-talet?

What does ISRM do to meet the next century?

Ove Stephansson, KTH..... 9

Forankring av bærekablene på hengebroer i berg,
kan det være vanskelig? (ej färdigt vid tryckningstillfället)

Tore Valstad, NGI

BERGMEKANIK

Rock Mechanics

The application of NATM in mixed ground conditions

*Tillämpning av NATM under varierande geologiska
förhållanden*

Gerhard Sauer, Gerhard Sauer Design & Consulting..... 15

Modelling of Rock Mass Response to Glaciation in Sweden

Modellering av bergmassans respons vid glaciation i Sverige

Lars Rosengren, Itasca Geomekanik AB, Ove Stephansson, KTH..... 21

Liggväggstabiliteten i Kiirunavaara

Footwall stability in Kiirunavaara

Christina Dahnér-Lindqvist, LKAB..... 37

Ras, Gidböle kraftverks utloppstunnel

*Failure in the tailrace tunnel of the Gidböle hydropower
station*

Rolf Hultman, VBB VIAK AB..... 53

The Mechanical Behaviour of a Single Grouted Bolt

Den ingjutna bultens last-deformationssamband

Mats Holmberg, Skanska Teknik AB..... 63

RESULTAT FRÅN STRIPAPROJEKTET - ETT INTERNATIONELLT FORSKNINGSSAMARBETE FÖR SLUTFÖRVAR AV KÄRNBRÄNSLE

*Results from the Stripa Project - an International Research Project for Final
Storage of Nuclear Waste*

Stripaprojektet - bakgrund, organisation

The Stripa Project - Background, Organization

Per-Eric Ahlström, Svensk Kärnbränslehantering AB..... 85

Bilaga till inledningsföredraget:

Geological Research for Selecting and Evaluating

High-Level Waste Repository Sites in Sweden

Kaj Ahlbom, Conterra AB, Lars O. Ericsson, Svensk

Kärnbränslehantering AB..... 93

Characterization of Fractures and Groundwater Flow in the Stripa Mine

Karaktärisering och modellering av sprickzoner och grundvattenflöden

Olle Olsson, Conterra AB..... 109

Sealing of Granite Rock as Evaluated from Stripa Experiments

Erfarenheter från bergtätningsprojektet

Roland Pusch, Clay Technology AB and Lund University of

Technology, Lennart Börgesson, Clay Technology AB..... 129

The Äspö Hard Rock Laboratory - Some Notes on the Current Status

Äspölaboratoriet, dagsläget

Göran Bäckblom, Lars O Ericsson, Svensk Kärnbränslehantering..... 143

EFFEKTER AV SPRÄNGNING

Effects of blasting

Standard för vibrationer i byggnader

Standard for vibrations in buildings

Henry Sandström, Innovation AB..... 159

Ävlastningssprängningsförsök i Pyhäsalmi och Laisvall gruvor

Destress blasting experiments in the Pyhäsalmi and Laisvall Mines

Hossein Hakami, SveDeFo, Jouni Kankkunen, Outokumpu Oy,

Arvid Taube, Boliden Mineral AB..... 173

Undersökning av sprängskador i Äspölaboratoriet

Blasting Damage Investigation in the Äspö Hard Rock Laboratory

Roy Stanfors, Roy Stanfors Consulting..... 191

FÖRUNDERSÖKNINGAR

Preinvestigations

Probing ahead of TBMs by Geophysical Means

Geofysisk försondering vid tunneldriving med TBM

Gunnar Nord, Pär Olsson, Skanska AB, Tor Lasse By, NGL..... 205

Bergspänningsmätningar i sydostasien, resultat och tillämpningar

Rock Stress Measurement in the South East of Asia

Anders Carlsson, Rolf Christiansson, Per-Erik Söder, Vattenfall

HydroPower..... 221

Förundersökningar för järnvägstunnel genom Hallandsåsen.

En metodstudie

Preinvestigations for a railway tunnel through the Hallandsåsen

Ridge, Southern Sweden

Olof Andersson, Hans Jeppson, VBB VIAK

Kennert Röshoff, BEMEK AB..... 233

FÖRORD

Programmet för årets Bergmekanikdag spanner över ett brett område, från teoretiskt inriktade föredrag till mera tillämpade. Ett par utländska bidrag glädjer oss särskilt. Vi vet att det finns ett visst engagemang från utlandet i samband med anbudsgivning och upphandling av tunneln genom Hallandsås, ett arbete som kan ses som en bergteknisk utmaning, vem som än får jobbet. Svårigheterna kommer att belysas i dagens sista föredrag som handlar om förundersökningarna för tunneln, och som visar både på vattenproblem och dåligt berg intill gränsen för vad som kan betraktas som berg. Att tackla sådana förhållanden är mera vanligt i de yngre geologiska formationerna i centraleuropa och vi ser därför också fram emot föredraget av Dr Sauer om tillämpningen av "NATM" under geologiskt svåra förhållanden.

Frågan om kärnavfalllets slutförvaring kommer inom den närmaste tiden att få ökad allmän uppmärksamhet, i och med att tiden närmar sig för det så kallade platsvalet. För oss bergmekaniker är verksamheten i Äspölaboratoriet kanske av störst intresse, men vi har i år också tagit tillfället att få summerat vad som gjorts under flera år i form av internationellt samarbete i Stripa gruva, en verksamhet som nu är avslutad.

Allmänt kan vi konstatera att bergtekniken och forskningen på området har högsta aktualitet, även i dessa tider av lågkonjunktur och en sviktande byggmarknad. De stora investeringarna i infrastrukturen måste följas av insatser, som garanterar att satsade miljarder kommer till bästa användning. Bergmekanikdagen har därvid en funktion att fylla som forum för kontakter och utbyte av kunskap. Vi ser fram emot ett fortsatt spännande nittiotal!

Årets föredrag har - liksom förra året - sammanställts och tryckts för leverans till deltagarna direkt under dagen. De intressanta diskussioner som brukar uppstå kommer därmed inte att ges ut i tryckt form. Vi hoppas likafullt på ett livfullt meningsutbyte i anslutning till föredragen, och vi vill samtidigt framföra ett stort tack till årets föredragshållare som lagt ned stor möda på sina bidrag till Bergmekanikdagen 1992.

Stockholm i januari 1992

Tomas Franzén

VAD GÖR ISRM FÖR ATT MÖTA 2000-TALET

ISRM Activities for year 2000

Professor Ove Stephansson, Teknisk Geologi,
Kungliga Tekniska Högskolan, Stockholm

VAD ÄR ISRM?

International Society for Rock Mechanics, ISRM, bildades i Salzburg 1962 och deras förste president blev framlidne professor L. Müller. ISRM har till uppgift:

- att uppmuntra och stödja internationellt samarbete och utbyte av ideer och information mellan utövare av bergmekanik.
- att stödja utbildning, forskning och kunskapsutbyte om bergmekanik.
- att uppmuntra en hög standard bland utövarna av bergmekanik, bland civilingenjörer, bergsingenjörer och petroleumingenjörer så att arbetet blir säkrare, mer ekonomiskt och miljövänligt.

För att lösa uppgifterna har ISRM en styrelse (Board) med sju ledamöter - en president och 6 regionala vicepresidenter. Vidare har man en församling (Council) som består av styrelsen och representanter för varje medlemsnation. Antalet anslutna medlemsländer är ca 60 stycken och det totala antalet individuella medlemmar överskrider 6000. Dessutom finns ca 200 stödjande medlemmar (företag och organisationer).

VAD GÖR ISRM?

Det egentliga arbetet inom ISRM utförs i dess kommissioner som presidenten bestämmer titlarna på och väljer kommissionspresident för. Kommissionerna rapporterar sitt arbete till styrelsen och församlingen och många gånger leder resultaten av publicerade förslag till metoder för mätning, undersökning och rapportering (Suggested Methods).

Sedan 1966 och vart fjärde år håller ISRM kongress då aktiviteterna rapporteras, ny styrelsen väljs och kommande möten diskuteras och bestäms. Nästa ISRM kongress, den 8-e i ordningen, kommer att hållas i Nippon Convention Center utanför Tokyo, Japan, 1995.

En gång varje år möts styrelsen för ISRM i anslutning till något internationellt bergmekaniskt möte eller symposium och fattar beslut i löpande frågor, som t ex avgifter, allmänt stöd till aktiviteter. Styrelsen utser även innehavare av två utmärkelser, M. Rochae-medaljen till bästa bergmekaniska avhandling och L. Müller-medaljen för framstående insatser inom bergmekanisk forskning och tillämpning.

Varje medlem erhåller kvartalsskriften ISRM News som sammanfattar pågående aktiviteter, lämnar publikationslistor och redogör för mötesaktiviteten. Skriften produceras av ISRM-s kansli som är beläget i det anrika laboratoriet LNEC i Lissabon. Dessutom har ISRM numera en årligen utkommande adressbok som även innehåller en beskrivning av pågående aktiviteter.

ISRM I EN FÖRÄNDERLIG VÄRLD

Världskartan är stadd i förändring. Nya stater bildas i öst och de europeiska länderna knyter allt starkare band mellan sig. ISRM får idag propåer och önskemål om medlemskap från nya länder. Många av de östeuropeiska länderna försöker samtidigt att organisera sin bergmekaniska verksamhet för att bli mer aktiva medlemmar i ISRM. Det pågår också diskussioner om att slå samman den östdominerande organisationen International Bureau of Strata Mechanics med ISRM för att slippa två parallella organisationer inom ett och samma vetenskapsområde.

Vi får inte glömma att vi lever i en värld med I- och U-länder. För att avhjälpa att klyftan bara växer vad gäller den bergmekaniska kunskapen så har den avgående presidenten arbetat hårt med att förmå "rika" universitetsinstitutioner att skänka litteratur och annan universitetsmateriel till U-länderna och deras bergmekaniska institutioner. Här finns mycket vi kan göra för att öka spridningen av kunskaper om bergmekaniken och dess tillämpningar, och svenska institutioner uppmanas delta i detta arbete.

EUROCK - EN NY MOTOR I DET EUROPEISKA SAMARBETET

Det finns en strävan inom ISRM att i större utsträckning än hittills aktivera de valda vicepresidenterna inom varje region och låta dessa utveckla samarbetet, öka mötesaktiviteten och stimulera bergmekaniken i sin region. Som nyvald vicepresident för Europa är detta ingen lätt uppgift men EUROCK kan bli sättet att nå målet.

Förslaget om att starta en europeisk bergmekanisk mötesaktivitet väcktes under Loenmötet i juni 1990 och England tog på sig uppgiften att arrangera det första mötet. Avsikten är att EUROCK-mötena ska vara tematiska, internationella och cirkulera mellan de europeiska länderna. Det första EUROCK-mötet arrangeras 14-17 september 1992 i Chester och behandlar karaktärisering av berg och bergmassor. Detta ger ett utmärkt tillfälle för svenska forskare och tekniker att föra ut sina forskningsresultat.

MILJÖFRÅGORNA KOMMER I CENTRUM

Världens befolkning ökar ständigt, problemen med den urbana miljön och infrastrukturen tilltar. Vi behöver en sund utveckling av våra naturresurser, samtidigt som vi måste reparera vållade skador på miljön. Dessutom måste vi öka skyddet mot naturliga katastrofer. Detta är alla frågor där bergmekaniken har en given plats. Vi står i början inför en del av dessa problem och det krävs samordning för att vårt ämne ska få behör och vinna genomslagskraft. Här har ISRM en given roll. Inom kärnavfallsområdet som hör till en av de viktigaste miljöfrågorna har den bergmekaniska forskningen och angränsande delar kunnat demonstrera en hög kompetens och aktivt bidragit till lösningar. En del av synsätten kan säkert tillämpas på andra miljöproblem och vi är också väl rustade att angripa nya problemområden som avser infrastruktur, miljö- och naturhushållning.

SUMMARY

This contribution highlights the organization of ISRM and its present activities. The change of the political map of the world gives ISRM an exciting opportunity to contribute to international understanding and technological progress. In the new era of development we must keep in mind the developing countries and be prepared to give them the necessary support. The new initiative with the EUROCK conferences about special subjects in rock mechanics, gives the Swedish rock mechanics community a golden opportunity to distribute interesting results, receive new information and pay an active rôle in the new development in Europe. Environmental issues are of world-wide concern where rock mechanics and the technologies derived from an understanding of rock mechanics are of great importance and will be put in focus.

BERGMEKANIK
Rock Mechanics

THE APPLICATION OF NATM IN MIXED GROUND CONDITIONS

Tillämpning av NATM under varierande geologiska förhållanden

Dr Gerhard Sauer, Salzburg, Austria

(Detta är ett särtryck av en kommande artikel i "Construction Technology International")

ALTHOUGH the rock qualities upon which the New Austrian Tunnelling Method (NATM) depends for its success are not new, the degree to which they are called upon to work for themselves during tunnel excavation, according to this concept, are. So too are the developments in the field of rock mechanics revealed by the increased application of the method in various rock and ground types.

Rock quality and its behaviour when excavated depends on when and how the rock was formed and how it has weathered over the ensuing millenia. Few rock types have the same characteristics and even less behave in the same way when excavated or tunnelled through. All rock and soil has, to a greater or lesser degree, the inherent ability to support itself or stand freely for a certain amount of time. Strong rock can remain free standing for hundreds of years while the self-supporting ability of rocks and soils of the weaker types is relatively short-lived and measured in minutes rather than hours, days or years.

This self-supporting strength of rock was the only means by which early man was successfully able to excavate underground space. In more recent times, however, various methods have been developed whereby the quality of the ground through which the tunnel passes is used to minimise the cost of tunnelling. This is achieved by increasing the rate of production and minimising the amount of extra support applied.

In 1848, the mines head office of Pribřam, Czechoslovakia, attempted to use fast-setting mortar to avoid heavy timber support in a coal-mine at Wejwanow. At the same time, Karl Ritter, a Swiss engineer, proposed

curved tunnel sections with immediate closure of the invert to provide a closed ring in any squeezing ground. This was probably a result of the 1818 patent of Brunel's circular soft ground tunnelling shield in Britain.

Indeed the concrete segmental wedge-block tunnel-lining system pioneered in Britain in the 1960s, particularly in London clay, relies on the quality of the clay to maintain the integrity of the non-bolted expanded ring of segments.

Arriving at the most cost effective method of tunnelling depends largely on the ability of the designer to assess the rock's own self supporting ability. Until very recently, this has been mainly a matter of the skill of the engineer and of learning from past experience. It has been the advent of sophisticated instrumentation and its knowledgeable application to the measurement of rock and ground strength that has allowed engineers to maximise the self-supporting qualities.

Equally important is the belief that the surrounding ground should be allowed to deform slightly before the final support is applied in order to minimise the development of loads on the final lining. This concept is based on a theoretical investigation by Engesser in 1881 and was applied by Schmid in 1926.

This philosophy was also expounded by the eminent Austrian engineer, Professor Ladislaus von Rabcewicz, who invented the dual-lining support system of initial support followed by a final lining. Together with his colleague, Professor Leopold Müller, and others, the introduction of systematic anchoring and *in situ* measurements, based on the rock mechanics theory of the 'Salzburg Kreis', is the main achievement of the Austrians.

These principles have developed into what is now known as the NATM, or the New Austrian Tunnelling Method.

ALTHOUGH the NATM is the title given to the first attempts to apply the new measuring techniques to the field of tunnel design and excavation, much of the technology necessary to implement the technique today was invented by people in totally different fields. For example, the idea of spraying concrete, or shotcrete as it is called, against the tunnel wall, is attributed to Carl E Akeley, a taxidermist who in Chicago in 1907, built a machine to spray mortar on the skeletons of dinosaurs to protect them from pollution.

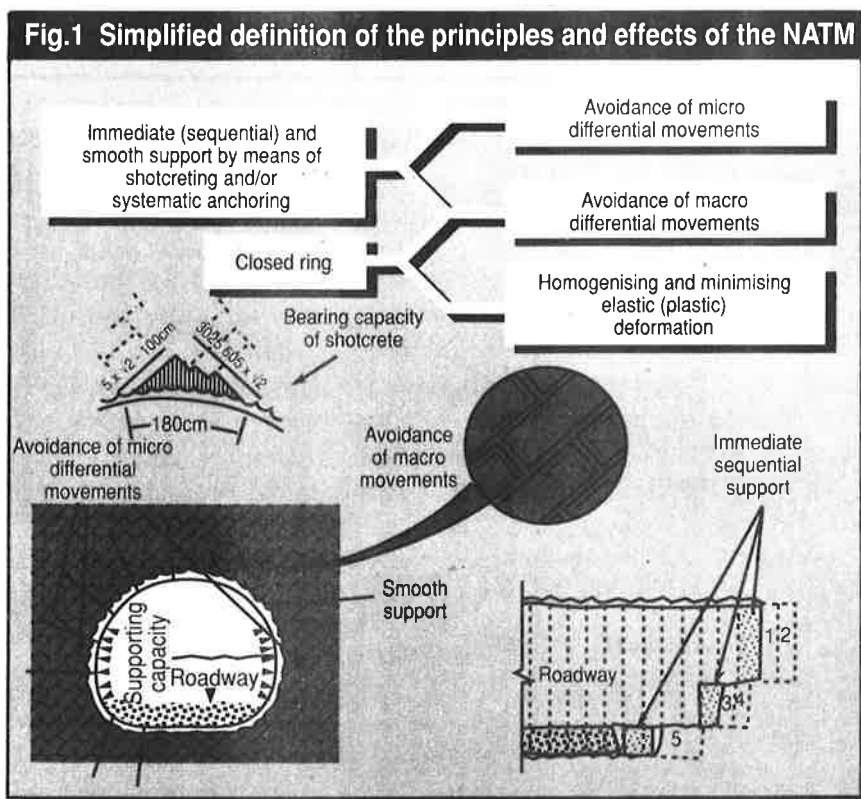
The improved revolver shotcrete machine was developed in Allentown, Pennsylvania in 1911, to protect slopes with sprayed concrete. The first recorded application of shotcrete in tunnelling is in the United States in the early 1920s where it was used to fireproof mine drifts. The original advocate of the use of

shotcrete as an immediate support in squeezing ground, instead of the more traditional heavy timber or steel support, was Anton Brunner, a little known mining engineer from Salzburg who, in 1954, assumed full responsibility for using shotcrete to stabilise squeezing ground in a diversion tunnel for the Runserau power plant.

In 1964, Professors Müller and Rabcewicz applied the shotcrete method to the Schwaikheim Tunnel and began to explain the method on a more theoretical basis in terms of newly developed concepts of rock mechanics.

The first successful application of the method in soft ground in urban areas was in Frankfurt/Main in Germany in 1968 when Professor Müller interested the contractor Beton-und Monierbau to adopt the method and build a test tunnel to demonstrate its applicability.

The NATM may be defined as a method of producing underground space by using all available means to develop the maximum self-supporting capacity of the rock or soil to provide the stability



of the underground opening. This is achieved by the application of a smooth and appropriately resistant initial support and a final lining which should accept the necessary deformation but guard against the development of rock load.

The initial lining may consist of shotcrete, steel arches, and rockbolts, either singly or in combination. One of the first publications to detail design methods for the shotcrete shell was that by Sattler, which was based on research that subsequently appeared in a thesis on the 'shear failure' theory of shotcrete by Gobiet.

After a few years of NATM practical experience in sensitive urban areas, sophisticated model tests and computer analysis, supported by previous scientific research into the field of soil and rock mechanics, resulted in a number of new findings concerning stress redistribution in the surrounding ground during and after a tunnel drive.

If the support system is inadequate, stress concentrations lead to periodic contractions and deformation of bolt plates or cracks in the shotcrete. Further investigations prove that ground bearing capacity can be sustained by avoiding convergence movements. Therefore, in single tunnel drives in unstable rock conditions, the ring must be adequately supported within a length equal to one-and-a-half times the tunnel's diameter from the face. Extension of the support ahead of the face by forepoling with grouted crown bars, rebar, or metal plates may be necessary to counteract local ground instability.

If the ground has poor cohesion, the material inside the three-dimensional stress field has to be supported. This can be achieved either by forepoling, by leaving a wedge of unexcavated earth to prop the face or, in extreme cases, both.

In squeezing ground the rate of excavation has to be adjusted to the setting rate of the shotcrete. The invert shotcrete, the final phase of closing the ring, must have the minimum strength to sustain the peak stress which occurs one-

and-a-half times the tunnel diameter behind the face. Even in more stable rock cut by a full-face tunnel boring machine (TBM), immediate support, if necessary, should be applied within this area.

Convergence, roof settlement and other deformation measurements are common practice and valuable in monitoring the behaviour of the ground, but they give little indication of the actual stress in the shotcrete shell, which is more important to the assessment of a potential failure due to insufficient support. Flat hydraulic pressure cells, first introduced in 1958, are still the only available instrument for measuring such stress.

Measuring stations should not be predetermined but placed where geo-mechanical changes or alterations in the cross-section dictate. The closer the measuring station to the face, the more frequent should be the readings. More frequent readings are often more valuable than increased instrumental accuracy. Indeed cheaper, more frequent and less accurate readings from carefully chosen locations are more useful than infrequent, but precise and expensive, surveys.

The real value of any instrumentation, however, is only as good as its interpretation, which depends much more on the skill of an experienced engineer than on sophisticated computer software. Moreover, the behaviour of the structure is influenced by unpredictable water ingress, unforeseen geological conditions, geotechnical and tectonic anomalies and, above all, the human factor. Even rock classification systems cannot sufficiently solve these problems. The need for a flexible concept to meet the ever-changing range of influences in tunnelling should, therefore, be obvious.

If the special provisions for applying the initial support are determined too rigidly by means of calculations and excavations or construction plans, the natural feeling of responsibility of the miners at the face is reduced. This responsibility, the direct reaction of the

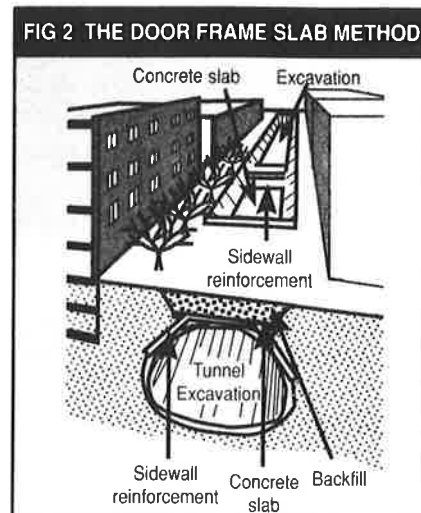
miners and their supervisor to the given rock conditions, which includes their own safety interest, is an essential component and as important for the NATM as for any other free-face mining method. Planners, consultants and construction supervisors should always be aware of this and try to take advantage of the experience of the tunnel face crews.

Use of the NATM concept over recent years has spread far and wide throughout Europe and into the United States, Japan and South America. It is chosen over other possible tunnelling methods principally because of its application advantages which include free excavation area, considerable flexibility in regard to unforeseen changes in geological and hydrological conditions, flexibility in terms of cross-sectional changes, and rapid mobilisation with readily available, unsophisticated and relatively inexpensive excavation equipment.

It has been adapted further to suit even softer ground conditions, especially in urban areas. Tight control of the excavation cycle is the key to success in such circumstances. As a result, the multi-phased, side wall drift technique has been developed whereby the face is divided into small areas of excavation. After excavating the side wall drifts, the top heading is advanced, followed by the bench, breaking out the inner walls of the drifts with the bench. Finally the invert is undercut and the ring of immediate support closed. The excavation programme when using this technique, and the distance one face is allowed to advance ahead of the others, depends on the consulting engineer and the quality of the ground.

There is also the so-called barrel vault method for crossing under railway or road embankments and the door frame slab method, a semi-cut-and-cover method which, in urban areas, keeps disruption of the environment to a minimum.

Pre-consolidation of the ground ahead of a NATM face is more critical in softer



soils. Ground freezing, compressed air and pregrouting methods have all been used in the past. Forepoling or spiling with rebar is another effective method whereby a canopy of solid ground is created under which the tunnel can be excavated. A newly developed spiling system known as the Grout Spiling Anchor (GSA) both inserts the anchor and grouts the surrounding ground in one integrated step.

The anchor is installed inside the hollow tube of the drill rods, the tip of the anchor acting as the drill bit. Once the hole is drilled, the flushing water is replaced with grout and the drill steel is withdrawn leaving the anchor in the bottom of the hole. It is the pressure of the grout injection that keeps the anchor in the hole as the drill steel retracts. This pressure also forces the grout into fissures in the surrounding ground. This system will greatly improve current practices where the initially drilled hole often collapses in brittle ground before the anchor or spiling rod can be inserted.

The step-by-step nature of a NATM excavation also allows for the installation of a waterproofing system that will make the tunnel completely watertight. An impermeable PVC membrane is fixed against the primary shotcrete lining before the final *in situ* concrete lining is cast.

All these different ways of applying the principles of the NATM concept

provide consultants with a wide and flexible range of methods for use in different and changing conditions. There is, however, no real competition between the NATM and other techniques such as shield driving, for example. The most appropriate construction method in terms of safety and price should always be chosen. This flexibility should be provided by the bid documents.

WHEN pricing a NATM contract, the rock is classified and excavation and support are paid for according to the ground classification proposed by the contractor during the excavation and certified by the client. The primary interest of the contractor is a good rate of advance; that of the client is to obtain a safe and economic structure. Agreement on rock classification is, therefore, usually easy to negotiate. The excavation volume is priced by class, and immediate support by its volume per linear metre. The earlier the appropriate support is applied, the smaller is the amount that is required and, hence, the lower is the cost.

In rock, including rock as weak as phyllite, the rate of advance can be as high as 15m to 25m per day with three-shift (24 hour) operations; whereas in soft ground, in such urban areas as Frankfurt, Munich and Vienna, an average of 4m to 5m per day will be difficult to exceed.

Price is also significantly influenced by the muck-haulage arrangement, particularly in urban areas. But in recent decades the unit price or price per linear metre has shown constant decline. Technological improvements are partly responsible, as is increasing competition in the construction industry.

The NATM tunnels recently constructed for the Deutsche Bundesbahn for the high speed railway lines in West Germany in Bunter Sandstone, a medium-to-soft – and in some cases extremely soft – ground, produced a highly competitive cubic metre price for the finished tunnel. Depending on the rock class, the cost varies between 250–300DM per cubic metre which represents some 25,000–30,000DM per linear metre of finished 100m² tunnel. The cost of excavation and support, including inner lining, of a 35–40m² subway tunnel in urban areas, in soft ground, in late 1989 was approximately 400–500DM per cubic metre, or about 15,000–20,000DM per linear metre.

From 68 tunnel contracts constructed between 1980 and 1986 by NATM for the Deutsche Bundesbahn at a total estimated price of DM3,300 million overrun on the bid price has been only 15 per cent as compared with nine cut-and-cover contracts which, at a final cost of DM500 million, exceeded the contract price by 19 per cent. Although the first NATM tunnel exceeded the tender sum by more than 50 per cent, tunnels that were completed more recently have shown a final price that is much closer to that tendered.

Consistent application of a combination of practice, observation and theory has led to enormous progress in civil engineering. The NATM is now widely used in one form or another and its potential is appreciated and employed by an ever greater number of clients throughout the world. □

MODELLING OF ROCK MASS RESPONSE TO GLACIATION IN SWEDEN MODELLERING AV BERGMASSANS RESPONS VID GLACIATION I SVERIGE

LARS ROSENGREN, Itasca Geomekanik AB, Falun
OVE STEPHANSSON, Engineering Geology, Royal Institute of
 Technology, Stockholm

INTRODUCTION

An understanding of the stability of the bedrock of Fennoscandia is of utmost importance to existing ideas about final storage of spent nuclear fuel in granitic rocks. The problem of longterm stability of the crust with special emphasis on waste isolation has been addressed in the research plan of the Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Company (1986) for the time period 1987-1992. As a part of the research program, long term rock stability modelling of the response of rock masses to external loads from earthquakes, glaciation and glacial rebound have been conducted, Stephansson (1987) and Jing & Stephansson (1988). The neotectonics at Lansjärv, Northern Sweden with clear evidences of late-glacial movements have been studied in detail, Bäckblom and Stanfors (1989). Although the results are specific for Norhern Fennoscandia they are of major importance for the understanding of possible rock deformation in the crust in conjunction with future deglaciantions.

As an integrated study of the ongoing program for research and development within SKB an itegrated safety analysis called SKB -91 will be conducted, Swedish Nuclear Fuel and Wasste Management Company (1989). The analysis will pay specific attention to the glaciation scenario and related phenomena. Therefore, SKB of Sweden and TVO of Finland in co-opertion have initiated studies of the World's ice ages and changing invironments and their importance for future glaciations in Fennoscandia, Eronen and Olander (1990) and Björk (written communication). The intergrated safety analysis of SKB -91 will be applied to the Finnsjön site of Central Sweden. The objective of the study reported here is to illustrate quantiatively possible rock mass response due to glaciation with special emphasis on a future repository located at Finnsjön.

STRATEGY OF MODELLING GLACIOLOGICAL ASPECTS OF VAULT STABILITY IN FENNOSCANDIA

It is recongnized that the location of a nuclear waste vault in the Fennoscandian bedrock will be affected by large ice sheets in the future. A proper crustal rock mechanics model should treat this problem on a global scale assuming the rigid crust supported by the visco-elastic substratum of the earth's mantle.

Problems concerning vault integrity under a thick ice sheet have been discussed by Koerner (1984), and Stephansson (1987), and these are as follows:

- (I) Erosion of the vault roof by the ice sheet
- (II) Increased availability of water and increased water pressure under the ice sheet
- (III) Excess stresses on the rock produced by the weight of the overlying ice sheet
- (IV) Stress relief during deglaciation and cyclic opening and closing of fractures due to repeated glaciations and deglaciations

A detailed description of the listed problems is presented in Rosengren and Stephansson (1990) and Stephansson (1987).

DISTINCT ELEMENT MODELLING WITH UDEC

The distinct element method is a recognised discontinuum modelling approach for simulating the behavior of jointed and faulted rock masses subjected to quasistatic or dynamic conditions. The method has three distinguishing features which makes it well suited for discontinuum modelling:

- 1) Simulation of the crustal rock mass as an assemblage of blocks which interact through corner-and-contacts.
- 2) Discontinuities regarded as boundary interactions between these blocks.
- 3) Utilization of an explicit timestepping algorithm which allows large displacements and rotations and general non-linear constitutive behavior of the faults.

The two dimensional distinct element method and UDEC are described by Cundall (1971), Cundall (1980), Lemos (1987) and Itasca (1990).

UDEC require that the body to be modelled can be divided into blocks which are separated from neighboring blocks by joints, faults or interfaces. The blocks may be considered to be rigid or deformable. Deformable blocks are subdivided into finite difference zones for calculation of internal stress and strain. The interfaces may be considered to conform to either a standard Coulumb slip condition or a displacement-weakening model. The system is subjected to static or dynamic boundary conditions and the blocks are allowed to interact with one another across the interfaces.

UDEC uses an explicit solution procedure as opposed to an implicit approach which is most common in finite element or boundary element methods. The explicit algorithm used in the UDEC and code is based on the use of force-displacement laws which specify the interactions between a block and its surrounding neighbors, and a law of motion which govern the displacements of the block as they are subjected to forces which are not in balance.

MODELLING APPROACH AND SIMULATIONS FOR FINNSJÖN

Geometry

The two-dimensional study simulates a vertical section which strikes $N40^{\circ}E-S40^{\circ}W$ across the Finnsjön site area, Figure 1. This section is called "Section A-A". Figure 2. shows the fault geometry in section A-A.

The area of interest for modelling the Finnsjön site is about 2.5 km in length and the model depth was chosen to be 2 km. For two of the total three model runs reported here, boundary elements were applied at the sides and bottom of the models. The shape and dimension of the entire model and the area of interest is presented in Figure 3.

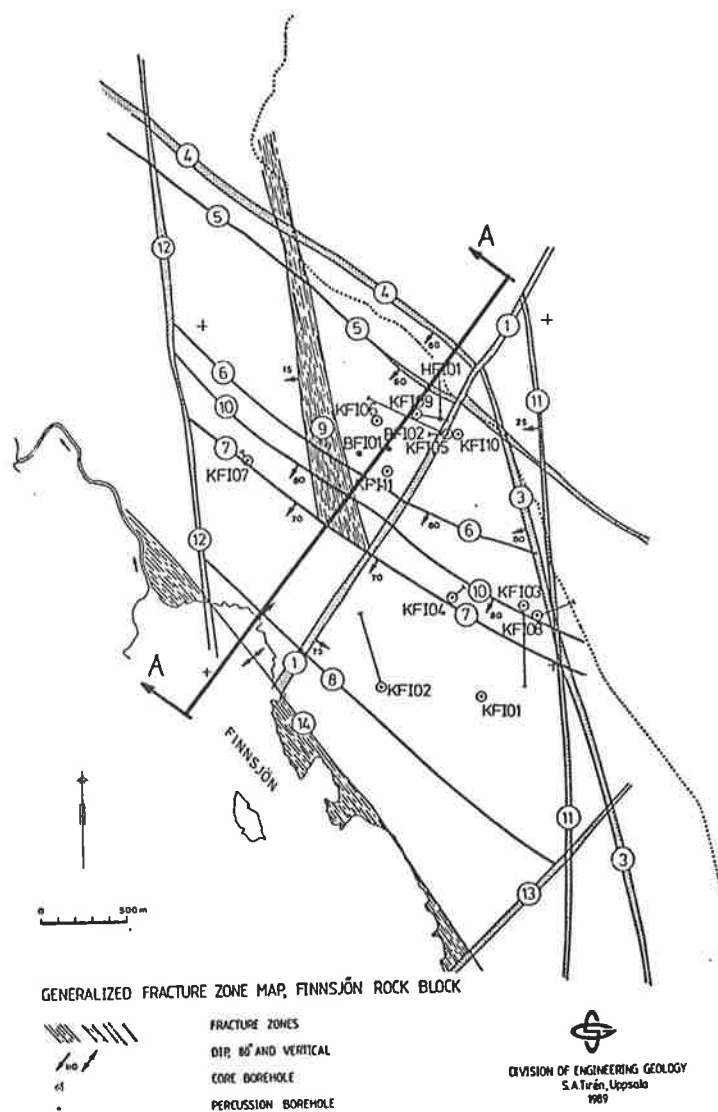


Figure 1. Map of the Finnsjön area and the location of section A-A for UDEC modelling.

In situ stresses and boundary conditions

In situ stress measurements at the Finnsjön site area were conducted by Luleå University of Technology, Division of Rock Mechanics and are reported by Bjarnason and Stephansson (1988).

The orientation of the minimum horizontal stress is approximately N40°E-S40°W which is parallel to the plane of analysis for models of section A-A. This means that applied in situ stresses for models of section A-A are in accordance with eqs. (1) and (2).

$$\sigma_v = 0.026z \quad [\text{MPa}] \quad (1)$$

$$\sigma_h = 2.6 + 0.0237z \quad [\text{MPa}] \quad (2)$$

where z is the depth in metres.

During the consolidation of the models all the boundaries, except for the surface, were prevented from displacing in normal direction. In all subsequent loading steps, fixed boundaries were changed to boundary element for Models 1 and 2. Model 3 was given roller boundaries through all loading steps.

A boundary element approach provides more accurate representation of the far field stress, but causes some problems to reproduce an accurate displacement field for finite uniform surface loading condition, see Rosengren and Stephansson (1990).

Loading condition and loading sequences

Models 1 and 2

The ice load was applied on the top boundary as a finite uniformly distributed, static boundary stress, acting vertically. When boundary elements are used this loading condition produces a response in the model that is very similar to a uniformly loaded beam.

The loading sequence for Model 1 and 2 was as follow (see Figure 4):

Loading step	Loading condition	Model 1	Model 2
		(no ice lake) [MPa]	(ice lake) [MPa]
0	(in situ stress state)	-	-
I	uniform load of 3 km ice	27	30
II	uniform load of 1 km ice	9	10
III	ice wedge	0-9	0-10
IV	no load	-	-

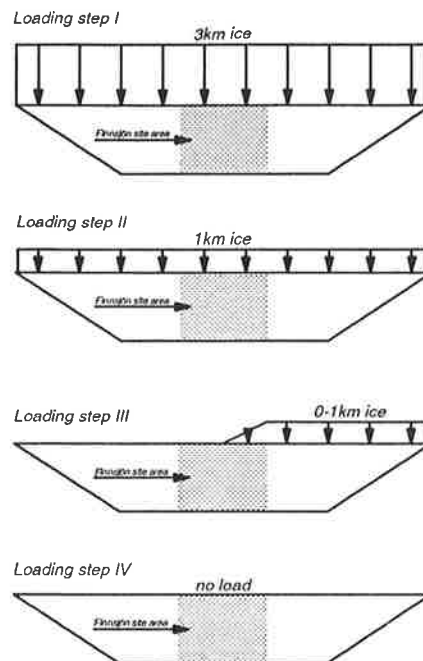


Figure 4. Loading sequence for Model 1 and 2, Finnsjön site.

Model 3

Model 3 simulates the same loading sequences as Model 1 but without boundary elements along the vertical sides of the 2.5x2 km model. The main idea with this model is to study the effects of roller boundaries along the vertical sides and bottom of the models in comparison with boundary element boundary condition.

Hydraulic conditions

The effect of pore pressure and static water load has been included in all models of this study. For the models where an ice lake is not taken into account (Model 1 and 3), the pore pressure distribution was assumed to be hydrostatic, i.e. zero at the ground surface and 20 MPa at the bottom of the model.

The models where an ice lake was simulated (Model 2), the ice lake was assumed to exist on the top of the ice sheet. The pore pressure in the fault zones was equal to the water head for loading step I and II (3 km and 1 km of ice). A pore pressure gradient in the horizontal direction only exists for the case where the ice load partly cover the surface (loading step III). Here the pore pressure at the surface is zero for the unloaded part and is in accordance with the ice thickness for the loaded part. The horizontal pressure gradient was modelled as a steady state equilibrium pore pressure distribution in the model. The pore pressure in the model was then held constant during the cycling. The assumed pore pressure distribution for Model 2 is shown in Figure 5.

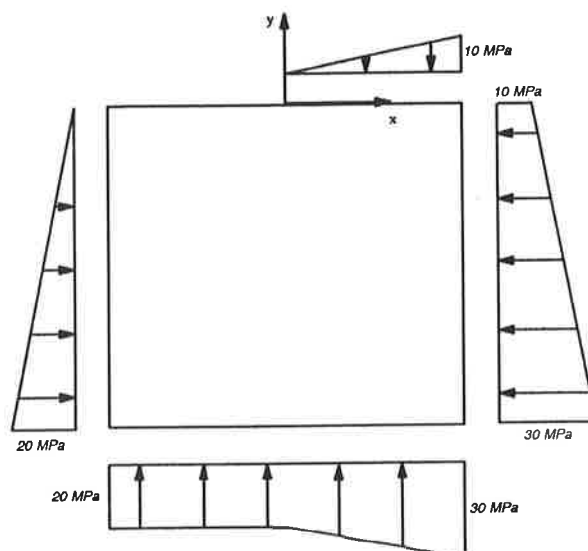


Figure 5. Applied steady state, pore pressure for Model 2, loading step III (ice wedge).

Notice that pore pressure in the models can only exist in fault zones since the intact blocks in the UDEC code are considered as impermeable. Density for water was assumed to be 1.000 kg/m^3 .

This study considered only the mechanical response of the rock mass. Therefore, water flow in fracture zones was not simulated.

RESULTS FROM ANALYSES OF FINNSJÖN SITE

Models 1 and 2

Stress

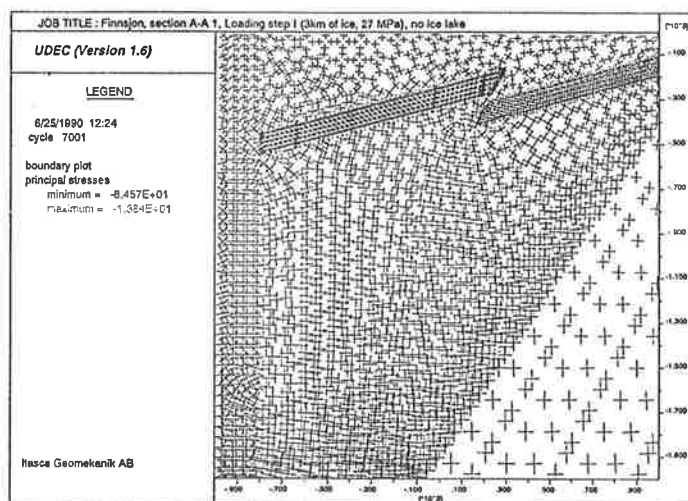
The models of the ice lake show a very different stress distribution in comparison with the models where the ice lake is not taken into account. Figure 6 show principal stresses for loading step I (3 km ice). Notice that compressive stresses are negative. The principal stress vectors in the vicinity of the subhorizontal fracture zone 2 and in the vicinity of Zone 12 and 14 are non-uniform for Model 1 (no ice lakes).

The random orientation of the stress vectors for the ice lake model (Model 2) are due to a more or less hydrostatic stress state. This appears as a zone of rotated stress vectors at a certain level in the models. The magnitude of the maximum principal stress at each loading step is almost the same for both models.

The difference in stresses between the two models with different pore pressure becomes more evident if the stress components are studied. Figure 7 show the horizontal stress, S_{XX} , and vertical stress, S_{YY} , between 50 and 750 m levels below surface, for one profile of section A-A. For the model without ice lake, drastic change in stress at certain areas can be seen. Fracture Zone 2 has the major impact on the stress gradients for the profile studied.

The difference in results between the two models can be explained by the different pore pressure distribution, the effective stresses, and the ability to transmit shear stresses. The pore pressure in the ice lake model is 30 MPa higher than in the model without ice lake, and consequently the effective stresses are lower. A low effective stress in the fracture result in less ability to transfer shear stresses. It is obvious that the ice lake model can hardly transmit any shear stresses and, thus, only very small shear stresses can exist. If the shear stresses are zero, then the horizontal and vertical stress components coincide with the principal stresses, both in magnitude and orientation.

a)



b)

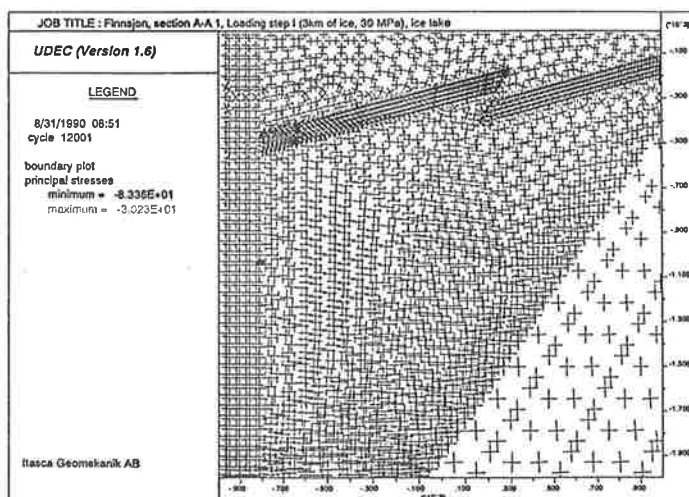


Figure 6. Principal stress distribution, section A-A, loading step I. a) Model 1 (no ice lake) b) Model 2 (ice lake)

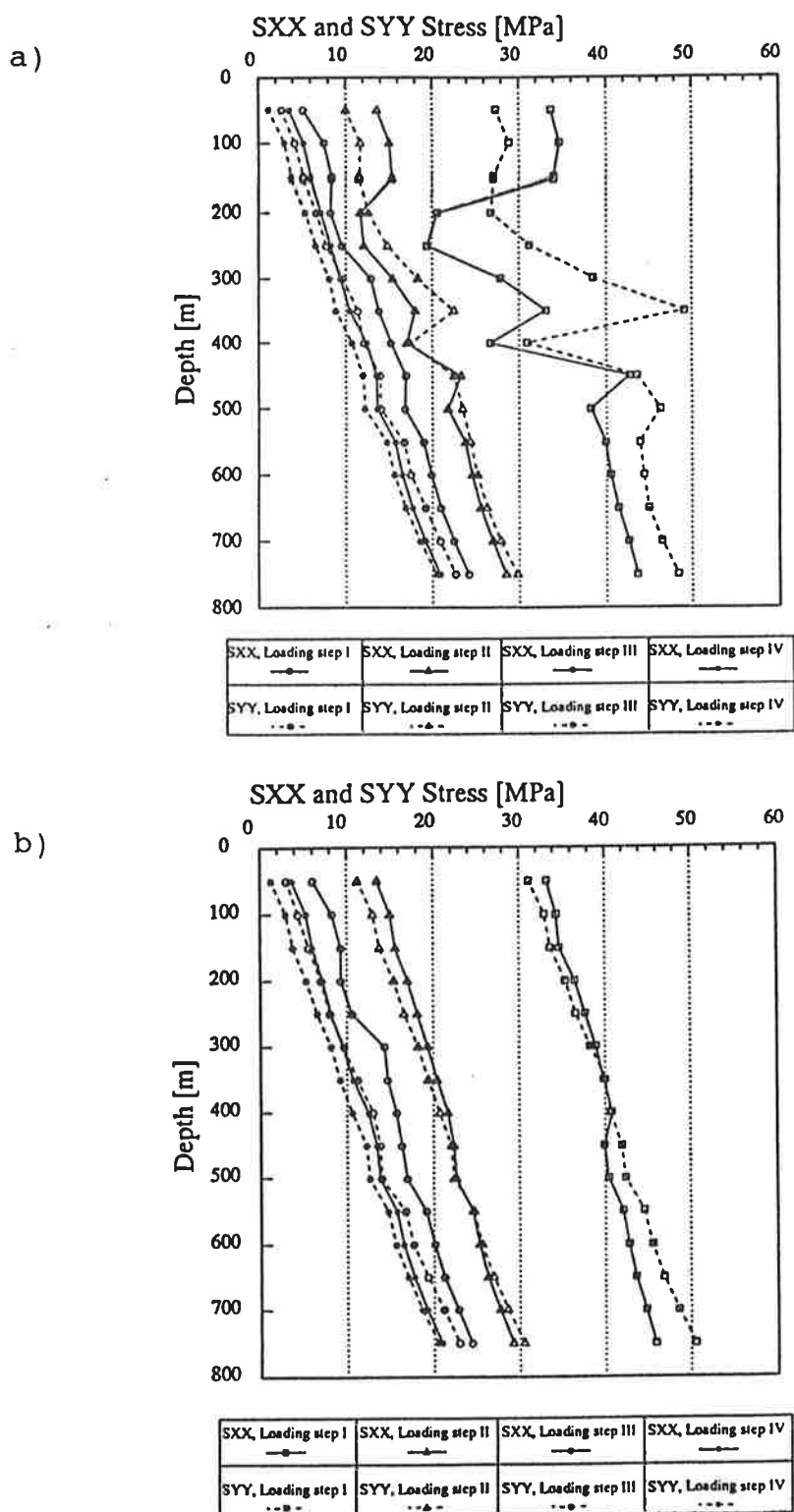


Figure 7. Horizontal stress, SXX, and vertical stress, SYY, versus depth along profile $x = 175$ m, Finnsjön site. a) Model 1, (no ice lake); b) Model 2 (ice lake)

Loading step II (1 km ice load) shows similar results for the different models as in loading step I, except that the stress magnitudes, stress concentrations and changes in the stress gradients are smaller.

Loading step III (ice wedge) shows an uneven loading at the surface and the principal stress trajectories incline with respect to the horizontal plane. There is no noticeable difference in the stress state between models with and without ice lake.

The stress state at loading step IV (no load) is almost the same as that for the in situ condition, i.e. after consolidation.

Displacement

Figure 8 shows the displacement vectors for Model 2 (ice lake), at loading step I (3 km ice). The maximum displacement is somewhat smaller for the model of ice lake than without ice lake. Fracture Zone 2 is more or less unaffected by ice loading for the case of no ice lake. This indicates that the displacements that occur in Model 2 are related to elastic strains of the intact rock blocks rather than movement along discontinuities. The average strain for a profile ranging between 250 and 750 m level below surface, in the center of the model, amounts to 0.4 and 0.28 mm/m for Model 1 and 2 respectively.

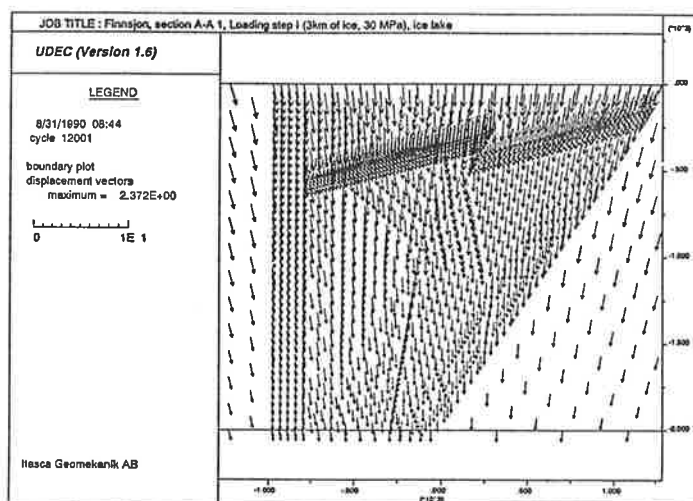


Fig. 8. Displacements vectors, Model 2 (ice lake), loading step I, Finnsjön site.

Figure 9 shows the joint separation for Model 2 (ice lake), when loaded with 3 km of ice. Model 1 does not display any joint separation, since no forces are imposed on the joints by the pore pressure. The displacements obtained for other loading steps are presented in the report by Rosengren and Stephansson (1990).

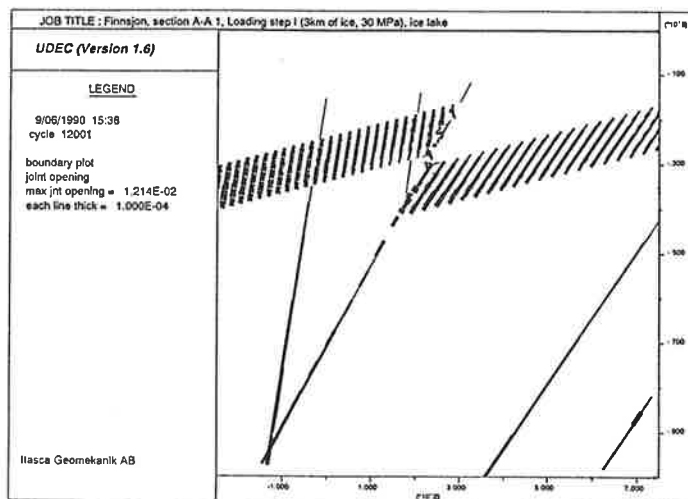


Figure 9. Detail of joint separation close to fracture Zone 2, Finnsjön, loading step I, Model 2.

When the shear or tensile strength of a fracture zone is exceeded, the zone fails. The constitutive model for the fracture used in this study makes it possible to plot these failed fracture zones. It is important to keep in mind that once a zone or a segment of a zone is failed, its failure remains for subsequent cycles of calculation.

Figure 10 shows the extent of fractured joints in loading step IV (no ice load). Model 2 with the ice lake produces just slightly more failure than Model 1 without the ice lake. This was not expected since the shear capacity of the joints are controlled by the effective normal stress acting on the joint surface. An explanation for this is presented in Rosengren and Stepansson (1990).

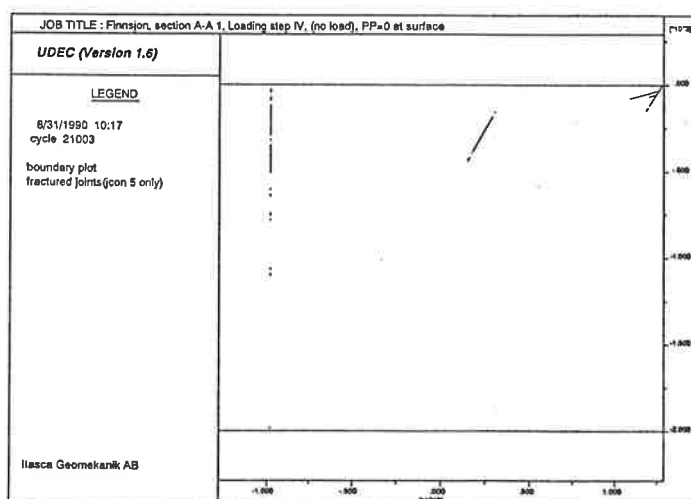


Fig. 10. Fractured joints for Finnsjön site, loading step IV, Model 2 (ice lake).

Model 3

In Model 3, the displacement across the bottom boundary and the two vertical boundaries of the model is restricted, i.e. the model has rollers along the boundaries.

Stress

Horizontal and vertical stress versus depth for a profile of Model 1 and 3 are shown in Figure 11. Here we notice a gentle stress increase with depth except for the disturbance at the intersection with fracture Zone 2. This disturbance is less pronounced than for the case with boundary elements in Model 1. The vertical stress S_{YY} versus depth is almost identical for Model 1 and Model 3. However, the horizontal stress S_{XX} for the two models show major differences. Here we can observe that the horizontal state of stress due to the ice loading is of the same magnitude as the vertical stress for Model 1 with boundary elements. Roller boundaries in Model 3 result in horizontal stresses that are about one third of the vertical stress from the ice load. This illustrates the importance of proper boundary conditions.

When loading the Model 3 with 3 km of ice, failure appears preferentially along the steeply dipping fracture zones. Unloading does not cause any additional failure and fracture Zone 2 remains intact.

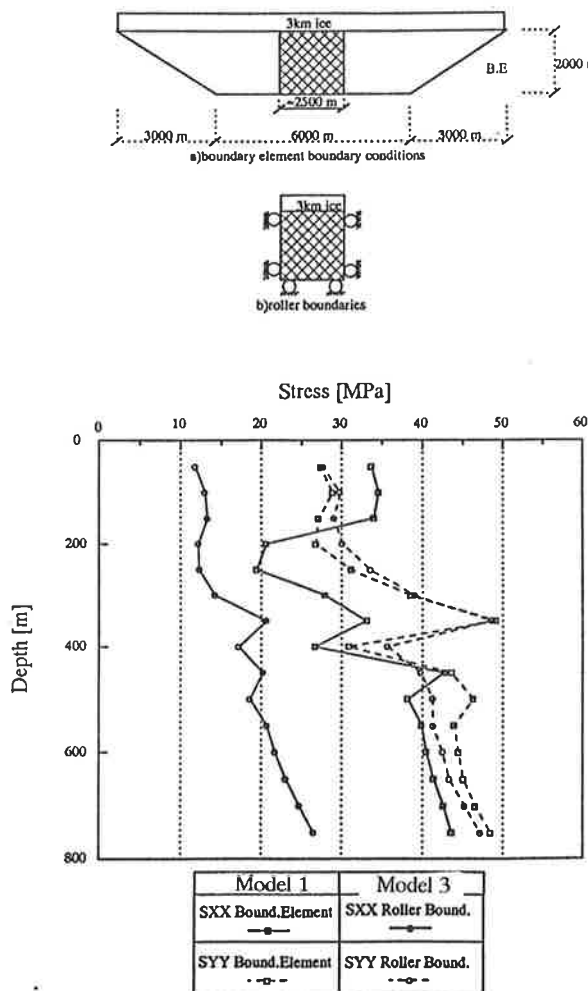


Fig. 11. Comparison of stresses for Model 1 and Model 3, at $x = 175$ m, loading step I.

The analytical solution to the state of stress at an arbitrary point of an infinite halfspace of elastic

material subjected to a two-dimensional (e.i. strip) loading, q (Figure 12), is given by the following equations:

$$\Delta\sigma_x = \frac{q}{2\pi} [2(\rho_1 - \rho_2) - (\sin 2\rho_1 - \sin 2\rho_2)] \quad (3)$$

$$\Delta\sigma_y = \frac{q}{2\pi} [2(\rho_1 - \rho_2) + (\sin 2\rho_1 - \sin 2\rho_2)] \quad (4)$$

where, $\Delta\sigma_x$ and $\Delta\sigma_y$ are the induced horizontal and vertical stress components, respectively, and $2a$ is the width of the load.

The analytical solution of the state of stress due to the loading has to be superimposed on the virgin rock stress. The calculated total horizontal stress, S_{XX} , versus depth from the load of 3 km ice (27 MPa) for an ice sheet with the width $a=6$ km and $a=500$ km is shown in Figure 13. The analytical solution and the UDEC modelling with boundaries of boundary elements are almost identical.

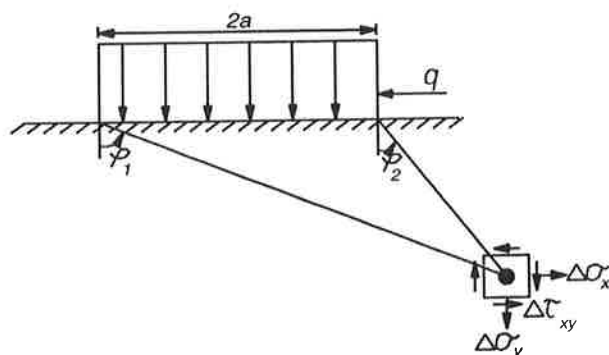


Fig. 12. State of stress at a point of an infinite halfspace subjected to a finite uniformly distributed strip load, q .

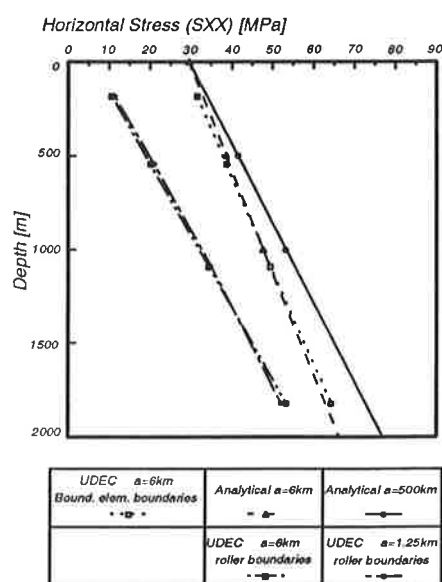


Fig. 13. Analytical and numerical results of horizontal stress versus depth for a 3 km thick ice sheet assuming elastic conditions. Notice the good agreement between analytical solutions and UDEC model with boundary elements at the boundary of the model.

If we use roller boundaries and zero lateral displacements we only obtain the effect of Poisson's expansion of the rock material from the applied vertical stress.

CONCLUSIONS

- The results of the modelling is sensitive to the selected boundary conditions. For two of the models (Models 1 and 2) a boundary condition with boundary elements was specified for the bottom and sides of the models. This gives a state of stress inside the model (under elastic conditions) which agrees very well with the analytical solution of the state of stress in an infinite halfspace subjected to finite uniformly distributed load. This approach gives a stress state where the horizontal and vertical stress versus depth are of the same order of magnitude. Roller boundaries along the bottom boundary and the two vertical boundaries (Model 3) gave less horizontal stress. No stress measurements exist below large ice sheets to confirm which of the two approaches is correct.

- A lake situated on top of the ice sheet and connected to the underlying rock mass or a lake at the rock ice interface will increase the pore pressure in the fracture zones. The effective stress more becomes isostatic and stress discontinuities in the vicinity of the fracture zones diminish.

- Future displacements due to glaciation and deglaciation is most likely to occur in existing fracture zones. The average vertical strain between 250 m and 750 m level below surface is calculated to be 0.3-0.4 mm/m from loading of 3 km of ice.

- The state of virgin stress and the stress increase due to ice loading, deformation and failure of fracture zones prove the need for a protection zone between the repository and the major discontinuities. A protection zone of about 100 m width from the outer boundary of the discontinuity to the repository location is suggested. This value is based on results showing that the stress disturbance diminishes at this distance from the outer boundary of the discontinuity.

- A potential repository located between fracture Zones 1,5 and 14 and below fracture Zone 2 at Finnsjön is recommended to be located at a depth of about 600-650 m.

ACKNOWLEDGEMENTS

Thanks are due to Loren Lorig of Itasca, Minneapolis, for stimulating discussions about the boundary conditions of the models. This study was supported by SKB, Sweden.

REFERENCES

- BJARNASON, B. AND STEPHANSSON, O. 1988.** Hydraulic fracturing stress measurements in Borehole Fi-6 Finnsjön study site, Central Sweden. SKB Working Report R & D 88-54, Swedish Nuclear Fuel and Waste and Management Co., Stockholm, Sweden.
- BÄCKBLÖM, G. AND STANFORS, R. (EDS.) 1989.** Interdisciplinary study of post-glacial faulting in the Lansjärv area, Northern Sweden, 1986-1988. SKB Technical Report 89-31, Swedish Nuclear Fuel and Waste Management, Co., Stockholm, Sweden.
- CUNDALL, P.A. 1971.** A computer model for simulating progressive large scale movements in brittle rock systems. In: Proc. Symp. International Society for Rock Mechanics, Nancy, France, 1971, Vol. 1, Paper No. II-8.
- CUNDALL, P.A. 1980.** UDEC - A generalized distinct element program for modelling jointed rock. Peter Cundall Associates, Report PCAR-1-80. Report to U.S. Army, European Research Office, Contract DAJA 37-79-C-0548.
- ERONEN, M. AND OLANDER, H. 1990.** On the World's ice ages and changing environments. University of Helsinki. Report YJT-90-13, Nuclear Waste Commission of Finnish Power Companies, Helsinki, Finland.
- ITASCA. 1990.** UDEC, Version ICG1.6, Vol. I, User's manual.
- ITASCA. 1990.** UDEC, Version ICG1.6, Vol II, Verification and example problems.
- JING, L. AND STEPHANSSON, O. 1988.** Distinct element modelling of the influence of glaciation and deglaciation of the state of stress in faulted rock masses. SKB Arbetsrapport 88-12, Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co., Stockholm, Sweden.
- ROSEGREN, L., AND STEPHANSSON, O. 1990.** Distinct element modelling of the rock mass response to glaciation at Finnsjön, central Sweden. SKB, Technical Report 90-40.
- STEPHANSSON, O. 1987.** Modelling of the crustal rock mechanics for radioactive waste storage in Fennoscandia. Technical report No. 87-11, Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co., Stockholm, Sweden.
- KORNER, F.M. 1984.** Conditions at the ice/rock interface of large ice sheets. In : W.F. Henrich (Ed.) Workshop on Transitional Process. Whiterose Nuclear Research Establishment, Pinawa, Manitoba, Canada, pp. 200-211.
- LEMOIS, J. 1987.** A distinct element model for dynamic analysis of jointed rock with application to dam foundations and fault motion. Ph. D. Thesis, University of Minnesota, Minneapolis.

SWEDISH NUCLEAR FUEL AND WASTE MANAGEMENT COMPANY. 1989. SKB R & D program for research and development and other measures. Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co., Stockholm, Sweden.

SAMMANFATTNING (SWEDISH SUMMARY)

Finnsjöområdet som är beläget i centrala Sverige används av SKB som ett testområde för bedömning av lämpligheten att slutförvara utbränt kärnbränsle. Denna artikel beskriver resultatet av tre numeriska modeller som simulerar bergmassans respons av en framtida nedslagning.

Det 2-dimensionella distinkta element programmet UDEC har applicerats på en modell innehållande nio krosszoner. I två av modellerna har "boundary elements" använts som randvillkor på sidorna och botten, medan en modell har haft "rullränder". Modellerna med boundary elements ger ett spänningstillstånd (under elastiska förhållanden) som överrensstämmer väl med en analytisk lösning. De inducerade horisontalspänningarna i modellen med rullränder visar dålig överrensstämmelse med den analytiska lösningen. Istjocklekar på 3 km, 1 km och en iskil (0-1 km) som täcker halva modellen har simulerats. Två olika portrycksfördelningar i krosszonerna har modellerats; 1) ingen issjö, och 2) en issjö uppe på istäcket. Modellen utan issjö visar att betydande spänningskoncentrationer uppstår i närheten av krosszonerna och i synnerhet vid en större subhorisontell krosszon. Då hänsyn tas till portryck från en issjö tenderar spänningarna att bli isotropa och spänningskoncentrationerna i närheten av krosszonerna avtar.

LIGGVÄGGSTABILITETEN I KIIRUNAVAARA

The footwall stability in Kiirunavaara

Christina Dahnér-Lindqvist, LKAB, Kiruna

INLEDNING

Detta arbete har utförts i LKAB's gruva i Kiruna. Malmen är ca 4km lång och har en medeltjocklek på ca 85m. Känt malmdjup är idag 2000m. Den stryker 11° och har en medelstupning på 70° . Sidobergarterna består av syenitporfyr, kvartsporfyr och mandelsten.

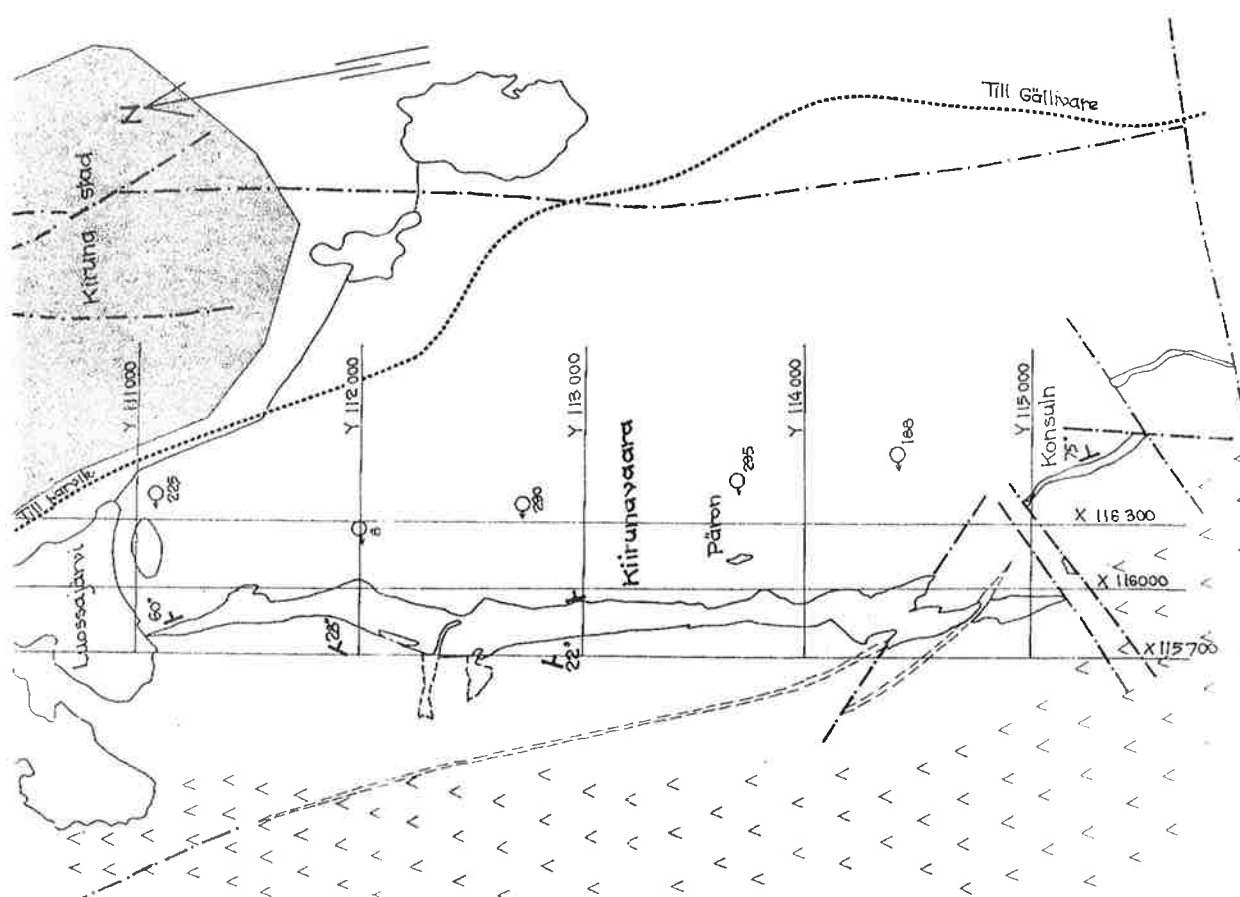


Bild.1: Horisontell översiktsbild över Kiirunavaara.

I gruvan tillämpas idag två olika brytningsmetoder: Skivras och skivpall. Bägge dessa är relativt storskaliga och gruvan avsänks i genomsnitt 20m/år. Metoderna förutsätter att man har ett väl fungerande kontinuerligt flöde av rasberg som i huvudsak härör

från hängväggen. Resterande del är malmrester. Allteftersom gruvan avsänks sjunker också rasberget i dagbrottet relativt markytan. Detta medför att hängväggen friläggs, blir instabil och går i upprepade brott allteftersom gruvan avsänks. Detta fenomen är vanligt förekommande på många ställen i världen. I Kiruna har man följt upp och dokumenterat förloppet sedan många år tillbaka. Uppföljningen har framförallt varit av vetenskapligt intresse. Staden är placerad på ett säkert avstånd från brytningen så denna process förorsakar inga direkta problem. Liggväggen har man fram till idag inte oroat sig alltför mycket för. Den har förutsatts vara stabil. Anläggningar som är placerade här bör alltså stå om det inte förekommer några lokala svaghetszoner eller om de inte ligger närmare malmen än 20m. Bergmekanikfunktionen har dock inte varit helt säkra på att så är fallet.

TILLBAKABLICK

Vid mitten av 70-talet började man vid bergmekanikfunktionen fundera över hur stabil liggväggen egentligen var. Som ett resultat av detta gjordes den första "liggväggskarteringen" 1977. Dessvärre så existerar det idag mycket få noteringar på kartorna från denna. Man har därefter försökt att upprepa karteringarna vart annat år. Detta arbete har utförts av flera personer så hanteringen av materialet har varit bristfällig under årens lopp. Den kartering som har utförts och fortfarande var väldokumenterad ägde rum 1985. Detta material har varit till stor hjälp vid den teoretiska analysen som vi kommer till lite senare.

PRAKTISKT FÄLTARBETE

Författaren gjorde sin första kartering hösten - vintern 1989-1990 med hjälp av Börje Johansson och Åke Öhrn. Den andra karteringen pågår under skrivandets stund.

Kiirunavaara är en gammal gruva där det har existerat flera huvudnivåer. Vid liggväggskarteringen är det i huvudsak dessa man går igenom tillsammans med vägar och vissa schakt. Man dokumenterar större rörelser som ras, större utfall och kraftig uppsprickning i både sula, vägg och tak. De hjälpmedel som i huvudsak nyttjas är gruvkartor, måttband och en kompass med inklinometernål. De huvudnivåer som har karterats är 230m, 275m, 320m, 370m, 420m, 509m, 610m. Alltså sju till antalet. Karteringarna renritas på horisontella kartor för arkivering tillsammans med vertikaler om 33m intervall. Det är framförallt dessa vertikaler som är grundmaterial vid den teoretiska analysen. Ett problem är de områden där orten har rasat igen så partierna bakom ej längre är åtkomliga.

Detta medför att man inte får några karterade händelser att bygga en analys på i dessa vertikalprojektioner, trots att det kanske har förekommit en hel del problem här.

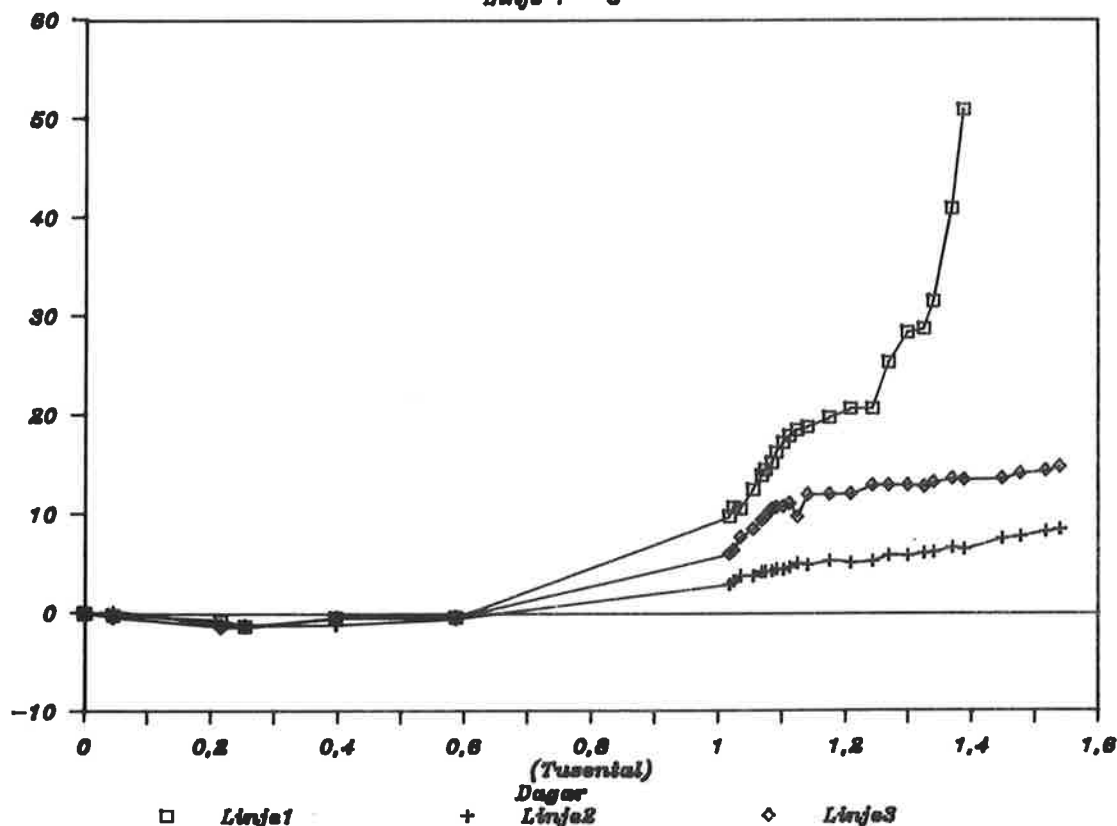
Den teoretiska analysen är framförallt baserad på ett 600 meters intervall i horisontalplanet (mellan Y1800 - 2400 i gruvans koordinatsystem) och 300 meter i vertikalplanet. Det är inom detta parti som flest observationer har dokumenterats.

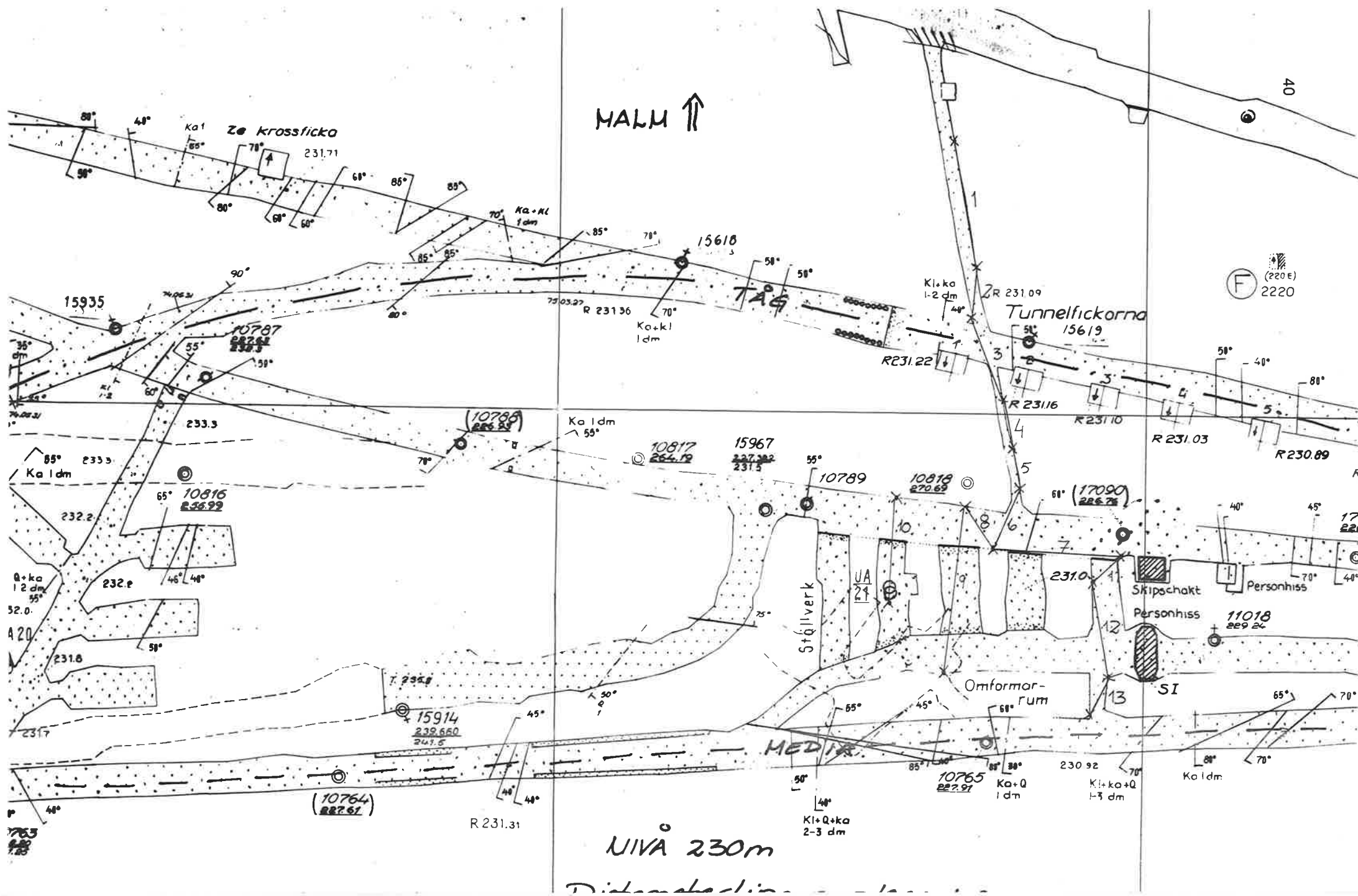
TVÅ VÄLDOKUMENTERADE FALL

På följande sida visas ett parti av nivå 230m, Y2000-2235. På denna nivå fanns en rundslinga för tåg som användes till uttransport av malmprodukter. Här matades även gruvan med tryckluft och färskvatten. Norra delen av gruvan har sin central för starkström placerad här och oljedepån för uppvärmning av tilluft är placerad något söder ut. Från 1987 finns två meddelanden skrivna som behandlar pelarspetsen och dess behov av förstärkning. Detta uppmärksammades redan Maj-1986 men åtgärdades ej då. Området instrumenterades dock med fem distometerlinor som har mätts sedan dess. Se följande kurvor.

230m:Distometer

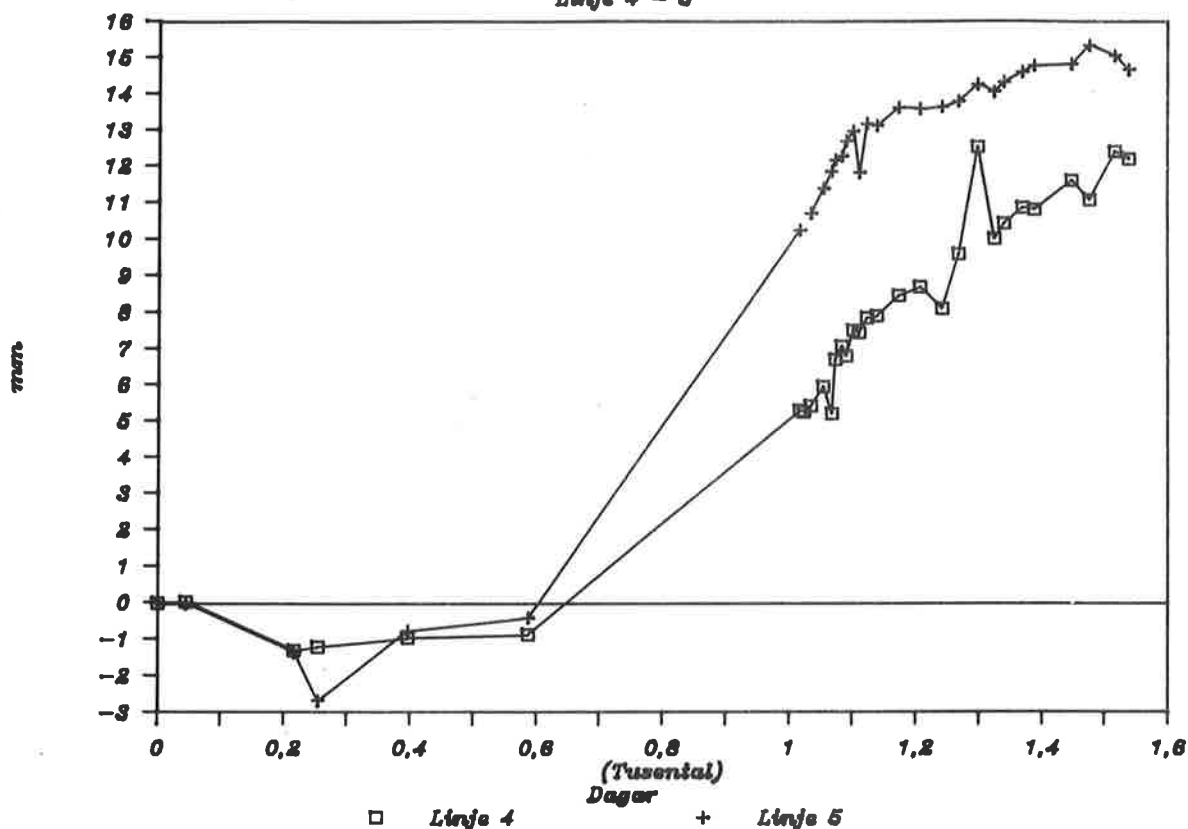
Linje 1 - 3





230m:Distometer

Linje 4 - 5

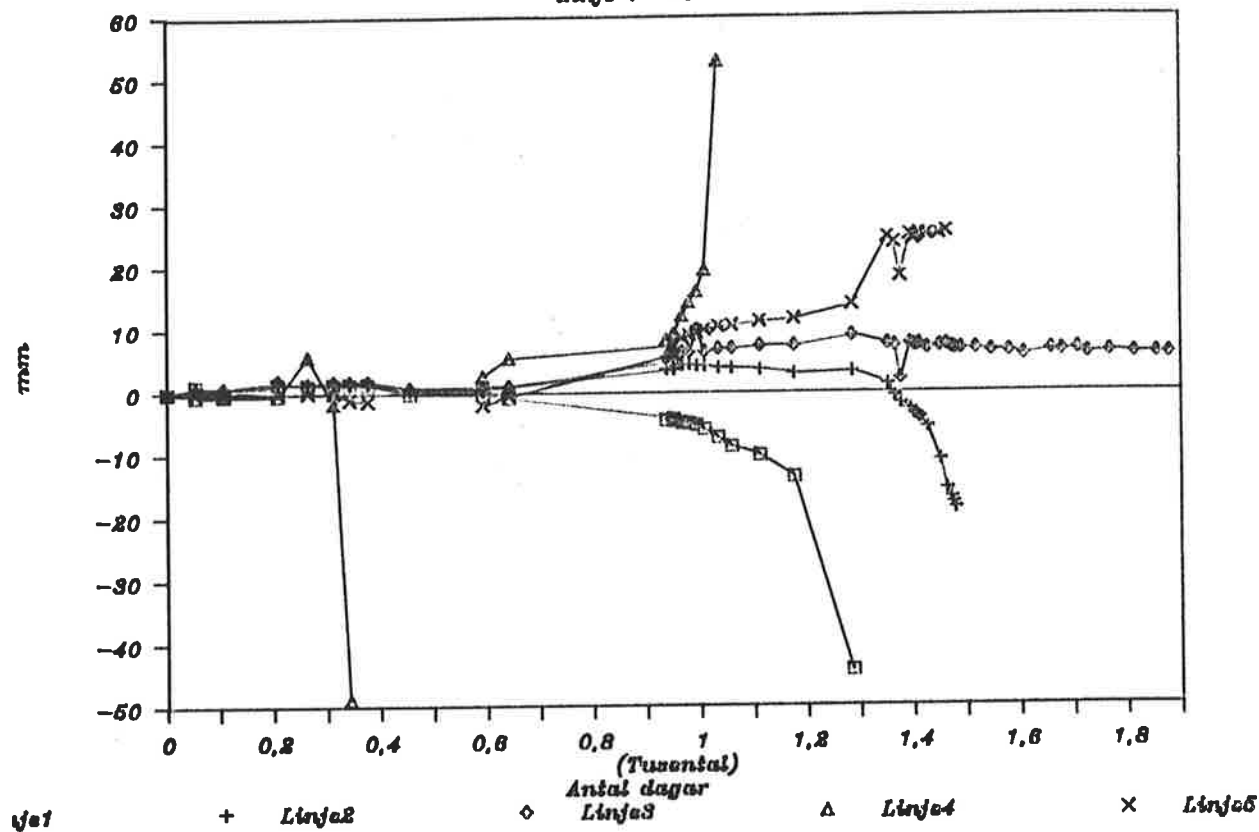


Utförda förstärkningar bestod av kabel, bult och sprutbetong. Hösten 1989 var området återigen instabilt. Uppsprickning i tak och anfang uppträdde och nya insatser erfordrades. Kabelbult i tak, rundgjutning av pelarspetsen och ett formgjutet stöd, 3x3m, från sula till tak där spännvidden var som störst. Denna insats var ekonomiskt försvarbar om orten stod i ytterligare ett år. Vid ett ras i orten kan ej tågen längre passera utan måste köra pendel. Denna merkostnad/år motsvarade kostnaden av förstärkningen. Samtidigt så utökades mätinsatsen med ytterligare 8 distometerlinor. Hösten - vintern 1990 stängdes orten av för all trafik och tågen kör idag pendel. Deformationer av mindre storlek uppträdde bakom själva rasområdet, en effekt ev de förändrade innspänningsförhållandena. Se följande sida. Berget började reagera samtidigt med att en skiva var färdigbruten. De bergmekaniska mätningarna fortsätter så länge området är tillgängligt för gångtrafik. Fall nummer två; KP55, pumpstationen för radonvatten. Denna anläggning var placerad på ca 520m nivå nära malmen. 1985 uppmärksammades detta närmare. I mars installerades fem distometerlinor i väg 17. Se kartan på följande sida. Vid analys av dessa kurvor kan man se då skiva efter skiva är utbruten. I dagarna bröts en pallmodul färdigt under stationen och området har reagerat kraftigt under denna period.



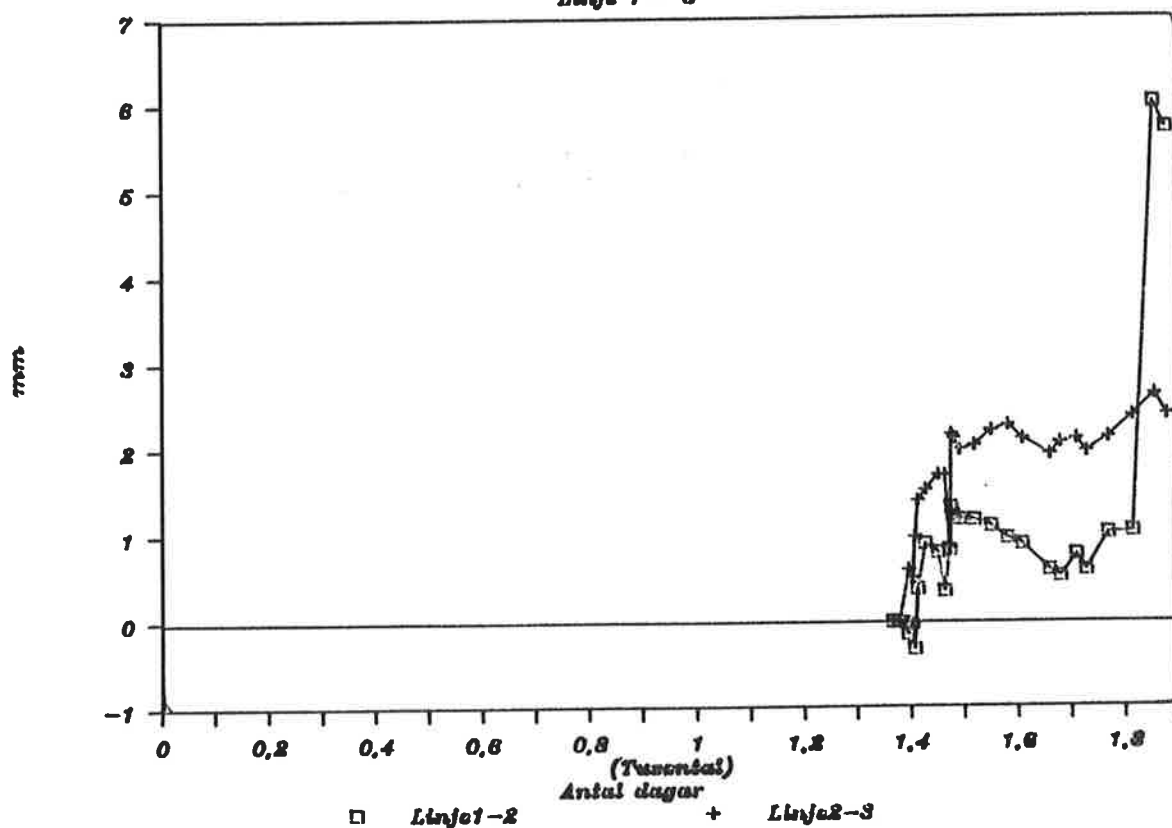
KP55:V17 : Distometer

Linje 1 - 5



KP55:Bassäng : Distometer

Linje 1 - 3



SLÄNTSTABILITET I TEORI

Vid sammanställningen av karterade händelser kunde man urskilja ett samband mellan dem. Med blicken mot framtiden så gäller det att fastställa vilken typ av brott man har. Idag särskiljer man tre olika fall av instabilitet i slänter. Två av dessa är styrda av strukturer, den tredje av gravitativa krafter tillsammans med bergets hållfasthet.

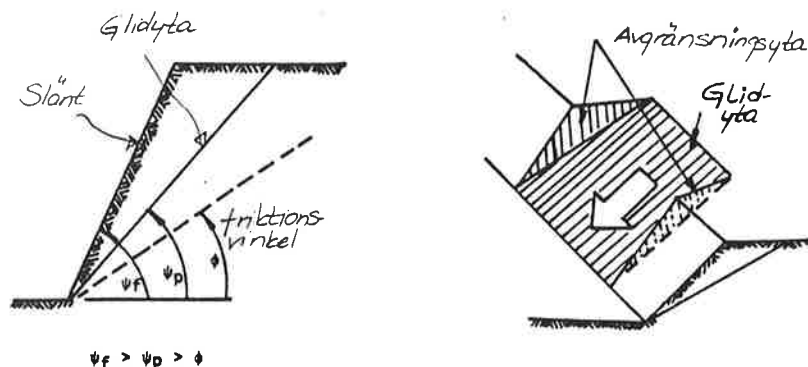


Bild.2: Plant brott

För att detta brott skall uppstå behövs dels en glidyta som stryker i det närmaste parallellt med slänten samt har en stupning som är flackare än släntens. Dock måste stupningen av brottplanet vara brantare än friktionsvinkeln. Brottplanet måste även ha någon form av begränsningsyta som stryker vinkelrätt mot det så att glidning verkligen kan inträffa. För att detta brott skall uppträda bör bergmassan antingen utgöras av en lagrad bergart eller genomskäras av en större svaghetszon typ förkastning eller uthållig spricka med mycket låg hållfasthet.

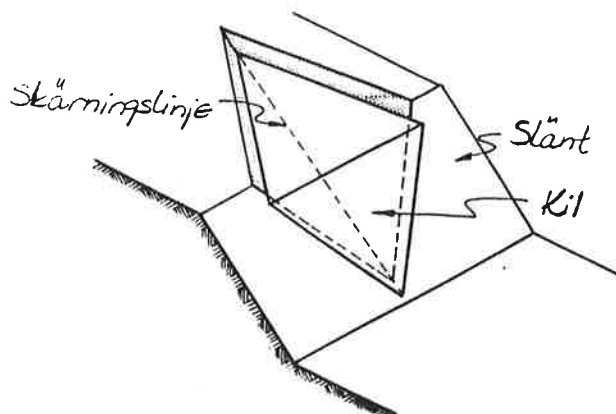


Bild.3: Kilformat brott

Brotttyp nummer två är ett kilformat brott. Till skillnad från föregående brott så är förutsättningen här att två svaghetsplan skär varandra och samtidigt "vetter" mot dagen. Mellan dessa två plan bildas en kil som kan börja röra på sig då tån friläggs. Då glider kilen utefter skärningslinjen. Ett sådant brott har ägt rum i Kiirunavaara för några år sedan vid Y 27. Denna typ är betydligt vanligare än det föregående. Den brottmekanism som uppträdde i liggväggen saknade två förutsättningar: inga svaghetsplan i anslutning till brotten under jord, brotten kunde inte förbindas med en linje. Det återstår bara den tredje typen:



Bild.4: Cirkulärt brott

Denna brotttyp utvecklas i regel i lösa massor såsom jord och sand. Men om man betraktar ett stort parti uppsprucken bergmassa kan detta liknas vid en sand. I ett sådant material utbildar sig ej brottet längs fysiskt befintliga svaghetsplan utan det är materialparametrarna som styr. Dessa parametrar är: densiteten, kohesionen och friktionsvinkeln. Ingen utav dessa parametrar är lätta att bestämma för en uppsprucken bergmassa.

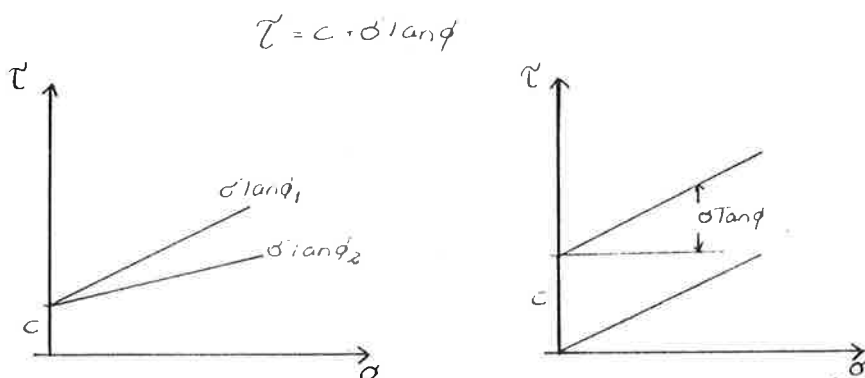


Bild.5: Skjuvspänningens beroende av kohesion, normalspänning och friktionsvinkel.

Då man betraktar ovanstående diagram upptäcker man att kohesionen tillsammans med friktionsvinkeln i materialet är av väsentlig betydelse.

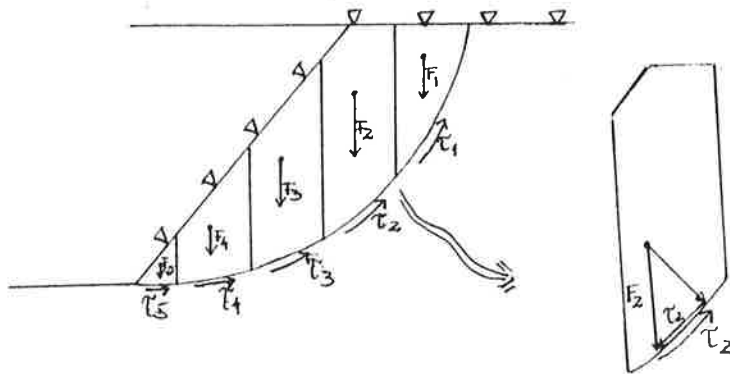


Bild.6: Teoretisk analys av cirkulärt brott.

Rent analytiskt kan slänten delas upp på följande vis: om man känner friktionsvinkeln och kohesionen kan man dela upp slänten i flera skivor med en enhetsbredd och utföra en jämviktskalkyl av de ingående krafterna. Då τ_2 överskrider materialets skjuvhållfasthet τ . Detta rent analytiska förfarande nyttjas i regel inom geoteknik då man analyserar jordmassor.

TILLÄMPNING PÅ KIIRUNAVAARAS LIGGVÄGG

I "Rock Slope Engineering" by Hoek & Bray visar de på empiriska modeller för att lösa sådana här problem. För dessa modeller krävs en del ingångsparametrar.

Materialparametrar

De parametrar som söks är friktionsvinkeln ϕ , kohesionen c , och släntvinkeln. Grundvattenförhållandena måste också specificeras.

Analysen som har gjorts av hängväggen i Kiruna och Malmberget har gett friktionsvinkeln $\phi=30^\circ$ i bägge fallen. Alltså har jag för detta fallet ansatt $\phi=30^\circ$. Bilden på följande sida är en generell skiss av malmen och dess omgivningar. Malmen är ej så jämn i tjocklek och malmgränsen är ej heller så rak. Men det vi söker i det här skedet är släntvinkeln. Det som ligger närmast till hands är att välja malmgränsen, men då bortser man från de rasmassor som ligger ovanpå och i sin tur har en specifik vikt. Se bild 6. Detta medför att jag primärt ansätter släntvinkeln till 90° .

Grundvattenförhållandena: i Kiirunavaara ansätter jag att området vi behandlar är helt dränerat, dvs grundvattennivån ligger under och utanför de instabila områdena. Om så inte vore fallet skulle ortarna vara Behöva dräneras men de är i princip torra. Kohesionen c är okänd.

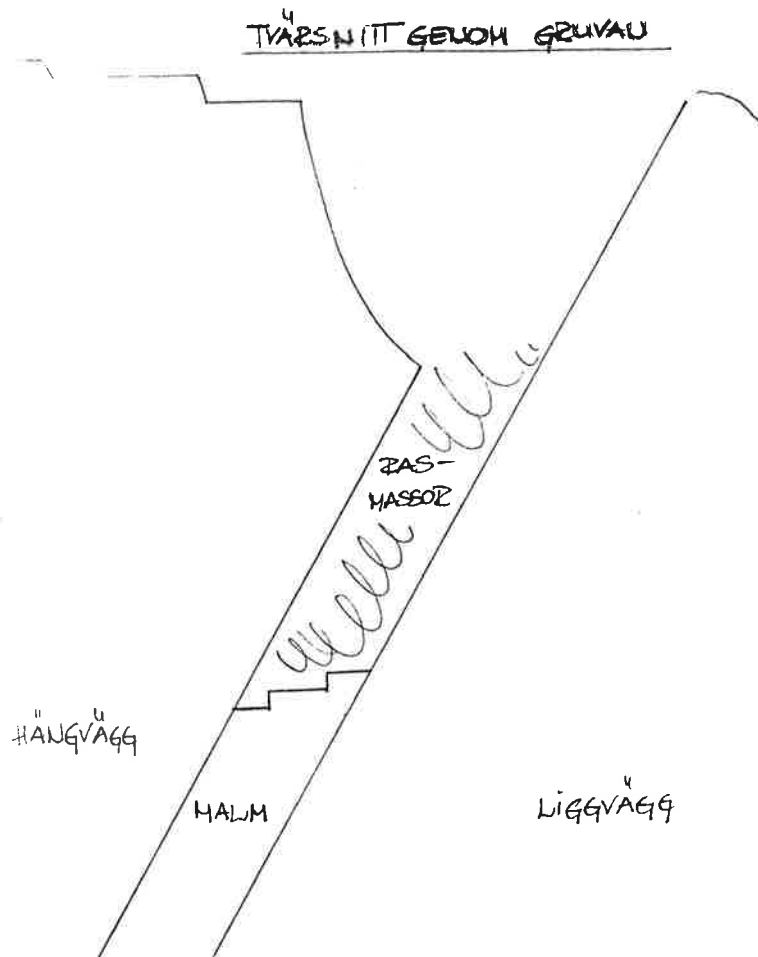


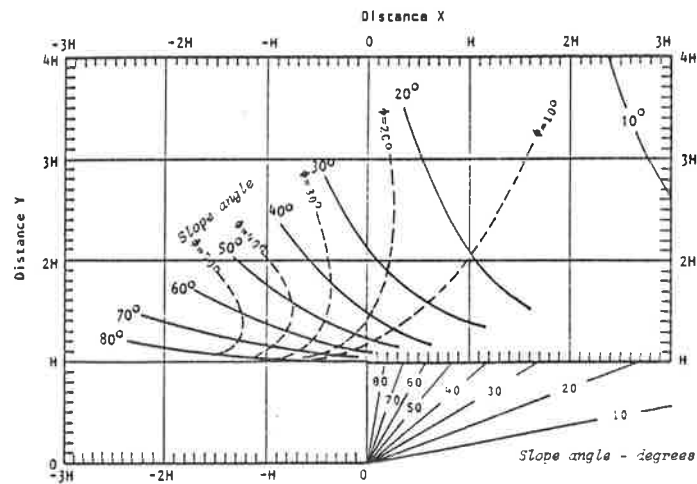
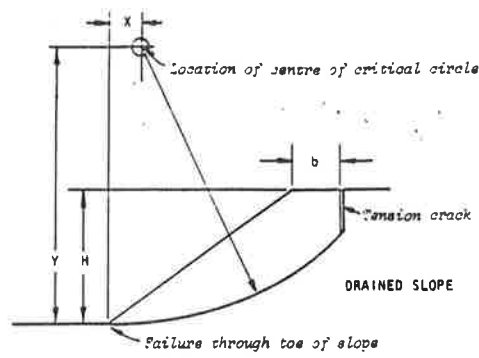
Bild.7: Tvärsnitt genom Kiirunavaara

Tillämpning av Hoek & Bray

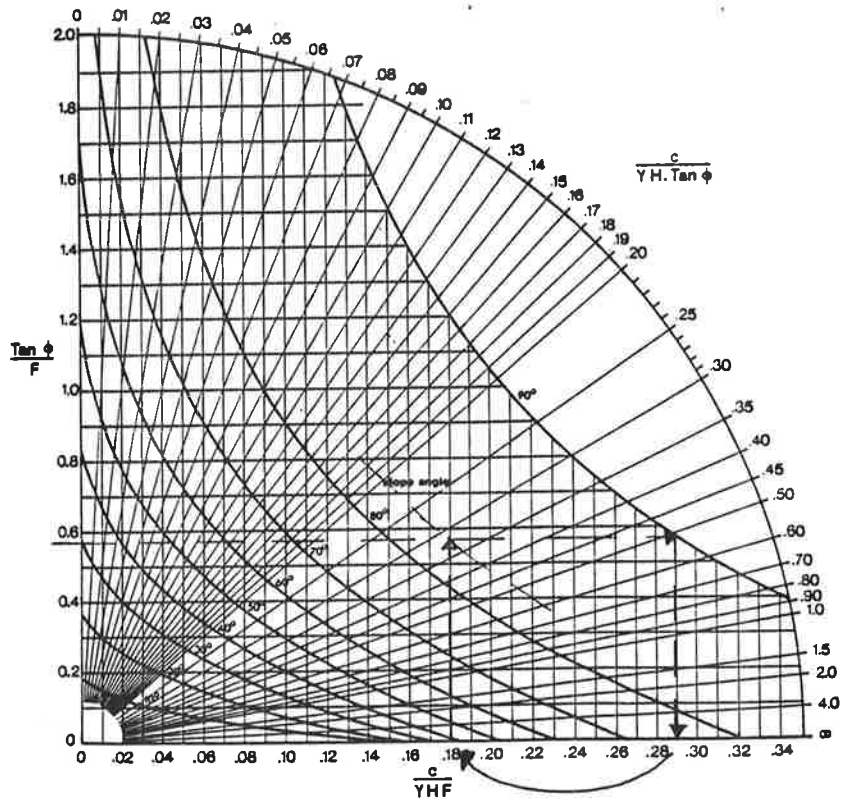
På följande sida finns de två diagram som jag har använt för analysen.

Vid cirkulära brott söker man fram cirkelns centrum. Det översta diagrammet ger detta. Vi går in med släntvinkeln 90° och friktionsvinkeln $\phi=30^\circ$ och får fram centrum uttryckt i slänthöjd. Slänthöjden har ansatts till brytningsnivån minus dagytan. Denna cirkelsektor ritas in på vertikalen. Då den ej överensstämde med de observationer som gjorts gick man vidare till diagram nummer två.

Då säkerhetsfaktorn $F=1$ är slänten på gränsen till brott. Detta ger inngångsvärdet. Man går in med värdet där den korsar kurvan för släntvinkeln, går ner vertikalt och kan där räkna fram ett värde för kohesionen. Då cirkeln för släntvinkeln 90° ej passade ansätter man här ett nytt värde för kohesionen och får ut ett nytt värde på släntvinkeln. Detta ger i sin tur ett nytt centrum. På detta sätt kan man söka en kohesion för området. Då man går från norr till söder längs gruvan måste man ansätta olika värden på kohesionen för att få cirklarna att stämma. Har berget en varierande kohesion eller är det mängden rasmassor relativt fast berg i slänten som spelar in. Man kan alltså tänka sig att variera



Location of centre of critical circle for failure through toe



densiteten för att få ett relativt medelvärde på det material som finns inom cirkeln. Om vi ser på horisontalaxeln på det nedre diagrammet kan man välja mellan att korrigera densiteten eller kohesionen. Dessa är linjärt beroende av varandra och påverkar utfallet på ett likartat sätt. Jag har valt att variera kohesionen eftersom jag kan koppla denna till bergmassans kvalitet inom de olika områdena. Men detta är en subjektiv bedömning eftersom det inte finns några värden kopplade till den varierande bergkvaliteten.

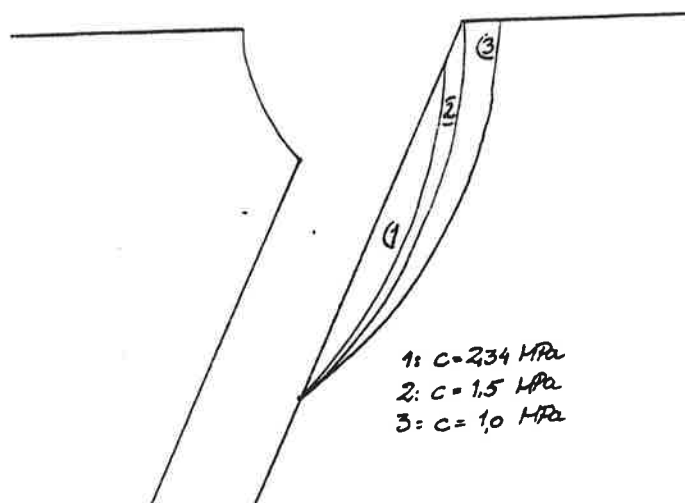


Bild.8: Släntvinkeln hålls konstant, c förändras

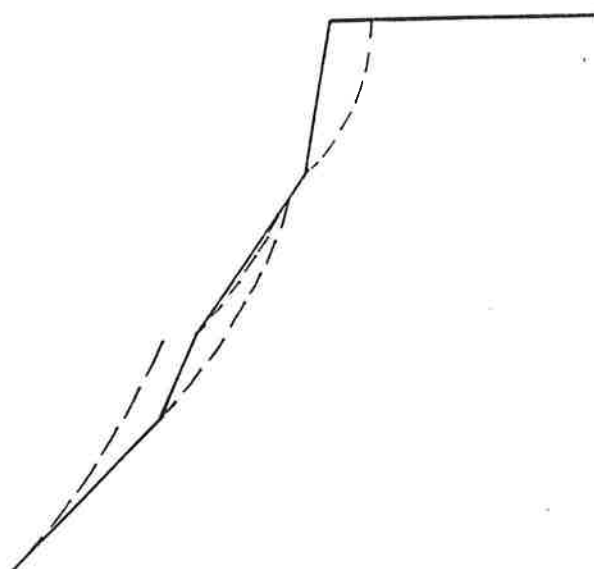


Bild.9: Släntvinkeln förändras, c hålls konstant.

Tabell över erhållna kohesionsvärden inom olika partier i gruvan.

- Y2000	Litet under 1,5 MPa
Y2000 - Y2300	1,5 MPa
Y2300 - Y2450	1,15 MPa
Y2450 - 3000	1,5 MPa
Y 3000 -	1,5 - 2,4 MPa

Då gruvan är genomgången och man har funnit olika kohesioner för de olika områdena återstår det fortfarande en del mindre deformationer utanför dessa. Om man från tån mellan cirkeln och släntbotten drar en linje upp till den punkt där cirkeln skär dagytan får man en ny fiktiv slänt. Om denna analyseras på samma sätt som tidigare får man en ny cirkel som passar in även för dessa fenomen. Dessa två skilda cirklar kallar vi för den primära och sekundära. Utefter den primära inträffar det utfall och uppsprickning omedelbart. Utefter den sekundära däremot inträffar ingenting till att börja med. Men allteftersom gruvan avsänks så fortsätter förloppet. Då kan de sekundära cirklarna förenas allteftersom och påverka berget om och om igen. Efter ett antal upprepade påverkningar så går det till slut i brott.

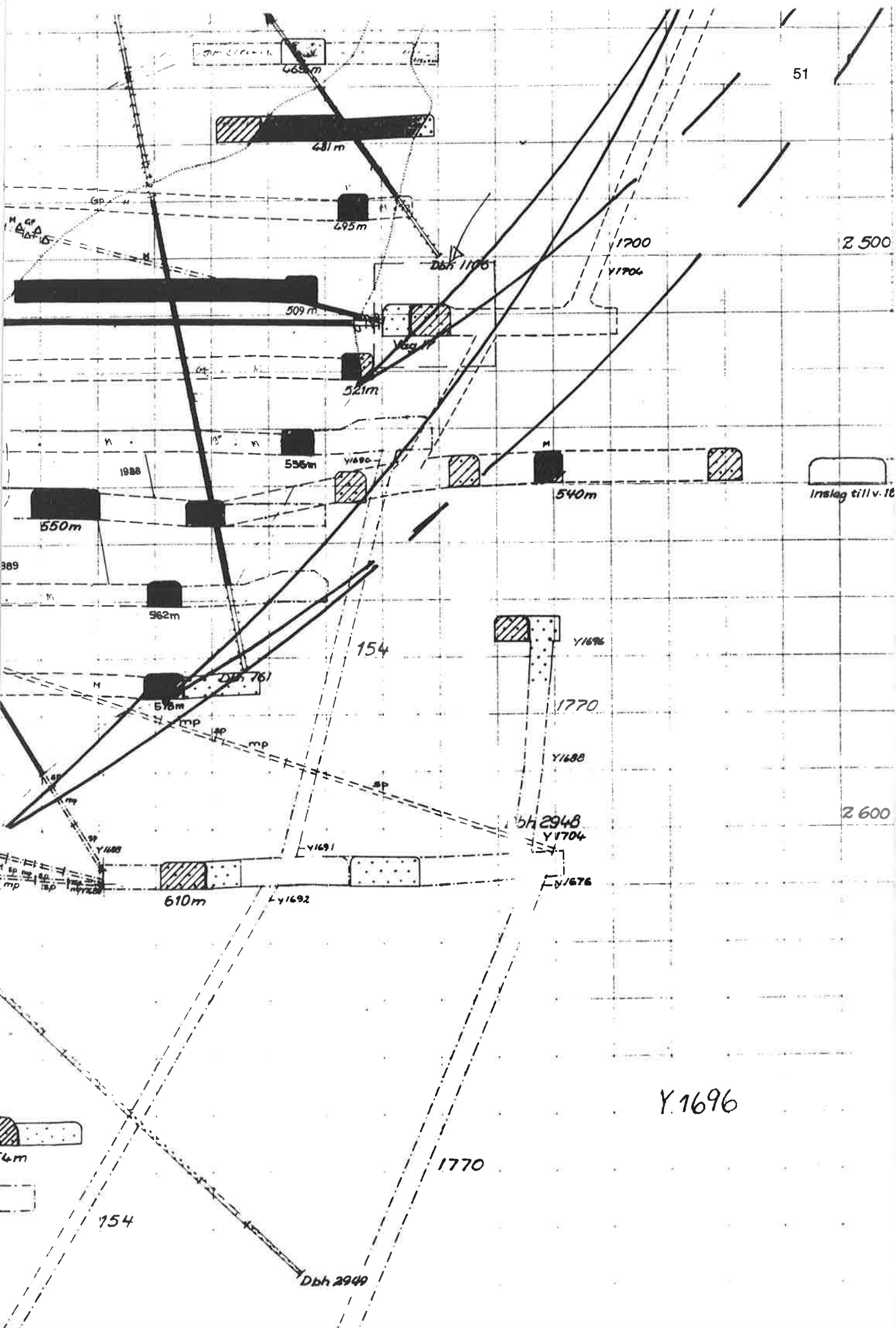
Vi skall anknyta till de två fall som snabbt skissades upp i början. Pumpstationen, KP 55, representerar här det primära förloppet. De bergmekaniska reaktionerna uppträder omedelbart och i stor skala som det inte går att åtgärda. På följande två sidor är de vertikalkonstruktioner kopierade mellan villka pumpstationen är placerad. Området är markerat med den streckade rutan.

Spårorten på 230m representerar i sin tur det sekundära förloppet. Instabilitetsproblemet ökar successivt under en längre tidsperiod och man försöker förlänga livstiden på dessa med erforderliga förstärkningar.

SUMMARY

The Kiruna iron ore body in northern Sweden is mined by sublevel caving and stoping. An evaluation of the foot wall stability is now being carried out, mostly based on observations from 1985 and recent surveying and monitoring on different levels of the mine.

Investigations and theoretical evaluations explain why instabilities occur in a transport tunnel, which has to be partly closed as a consequence of large deformations in connection with the mining cycle.



52

Dbh 2055

Sp
Br
Gp
H

509m

Y1800

1987

521m

Väg 17

väg 18

535m

väg 17

540m

550m

1989

Dbh 234
Y1803

562m

Dbh 2805

578m

191

Y1800

610m

Dbh 2804
Y1801.9

654m

Y1792.09

191

Y.1795

RAS, GIDBÖLE VATTENKRAFTVERKS UTLOPPSTUNNEL

Failure in the tailrace tunnel of the Gidböle hydropower station

Geolog Rolf Hultman, VBB VIAK AB

INLEDNING

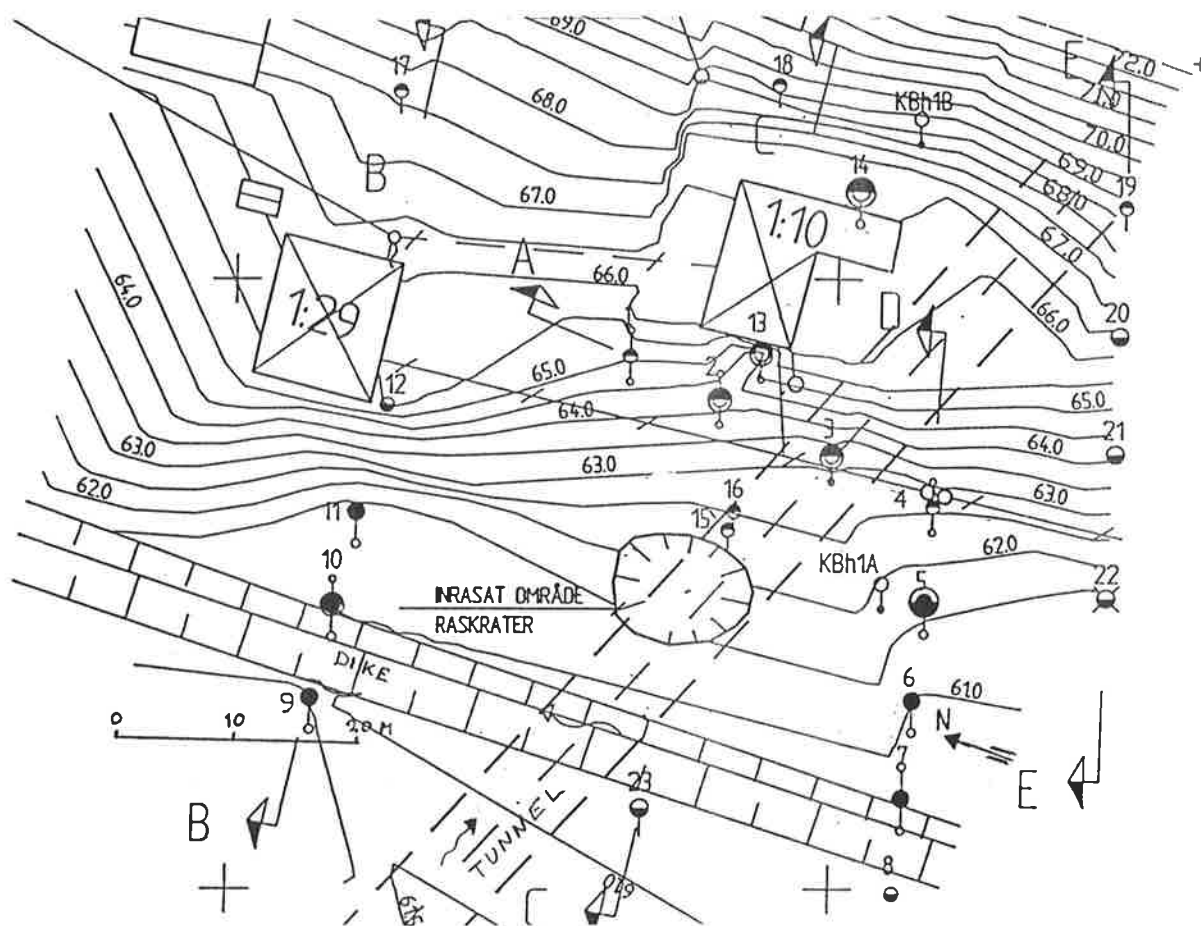
Gidböle kraftverk, som färdigställdes 1985, är beläget i Gideälven ca 1 mil uppströms älvens utlopp i Bottenhavet. Anläggningen som ägs av Graninge-
verken AB utnyttjar 30 m fallhöjd och har en installerad effekt på 12 MW. Utloppstunneln som har en teoretisk area av 40 m² är drygt 2 550 m.

1991-03-13 inträffade ett ras i utloppstunneln. Raset upptäcktes genom att en krater utbildades i ovanförliggande jordlager. Kraterhålets diameter ökade successivt upp till ca 15 m. Kanten av hålet gick längs en garage-
uppfart till ett boningshus med garaget i källaren beläget ca 25 m öster om hålets centrum. Ytterligare ett boningshus ligger ca 30 m nord-nordöst om kratern, se foto 1 och figur 1.



Foto 1 Vy över rasområdet

View of the failure area



Figur 1 Plan, rasområde
Failure area

GEOLOGISK- OCH GEOTEKNISK UNDERSÖKNING AV RASOMRÅDET

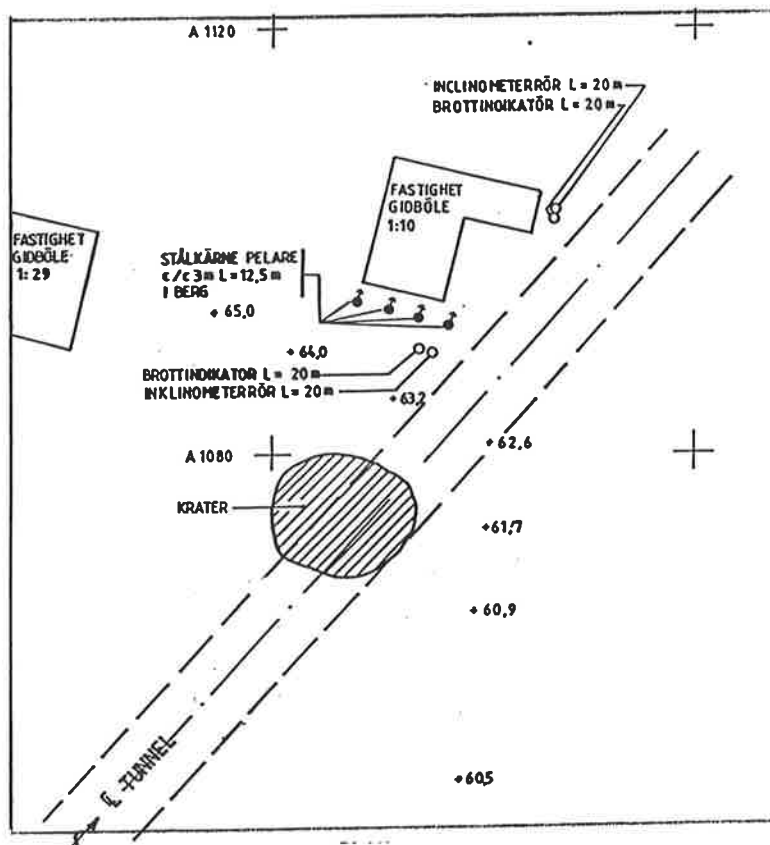
Förberedande arbeten

Efter upptäckten av hålet i markytan spärrades området av och de boende i de två närliggande fastigheterna Gidböle 1:10 samt Gidböle 1:29 evakuerades. Samtidigt påbörjades en geoteknisk undersökning med syfte att kartlägga jordlager, grundvattennivåer, bergnivåer etc kring rasområdet. Vidare gjordes förberedelser för att snarast installera sätтар i tunnelutloppet för att därifrån länspumpas tunneln.

Fastigheten Gidböle 1:10 låg i nära anslutning till tunneln och rashålet, vilket medförde att man inte kunde utesluta risken för sättningar eller glidningar om rashålet skulle vidgas. För att registrera eventuella rörelser i jord och berg under och bredvid fastigheten installerades brottsindikatorer samt inklinomterrör. Vidare göts fyra stål kärnepelare fast i berget,

se figur 2. Dessa skulle senare kunna ingå i en gjuten stödmur, om rörelser noterades under reparationsarbetena. Dessutom sattes 2 mätdubb på östra respektive västra murväggen på fastigheten Gidböle 1:10.

Nitro Consult utförde både för- och efterbesiktning av de båda fastigheterna.



Figur 2 Läge av instrumentering och förstärkning för fastighet.

Location of movement indicators and steel core pillars.

Geotekniska undersökningar

Geotekniska undersökningar utfördes i närheten av fastigheten Gidböle 1:10 samt runt rashålet, se figur 1. Fältarbetet omfattade:

- Okulärbesiktning av området
- Jord-bergsondering
- Slagsondering
- Viktsondering

- Provtagning med skruvborr och med kolvprovtagare
- Kontroll av grundvattennivåer i slitsade PVC-rör nedförda i sonderingshål samt i 40 mm perforerade järnrör nedförda i moränlagret som överlagrar berget
- Vingborrning
- Vid undersökningen användes Geotech 604D borrhavn
- Avvägning och inmätning av borrhål, byggnader, terrängdetaljer etc har utförts av Graninge-Verken AB. Använt höjdsystem är RAK 1970.

Kärnborrning

För bestämning av bergkvaliten och lokalisering av rasets utbredning borrades sex kärnborrhål inifrån tunneln samt två kärnborrhål från markytan.

Geologiska förhållanden

Rasområdet är beläget vid foten av en skogsbevuxen och moräntäckt bergsluttning, som lutar mot väster. Därefter är markytan, som består av åkermark, relativt flack västerut mot Gideälven.

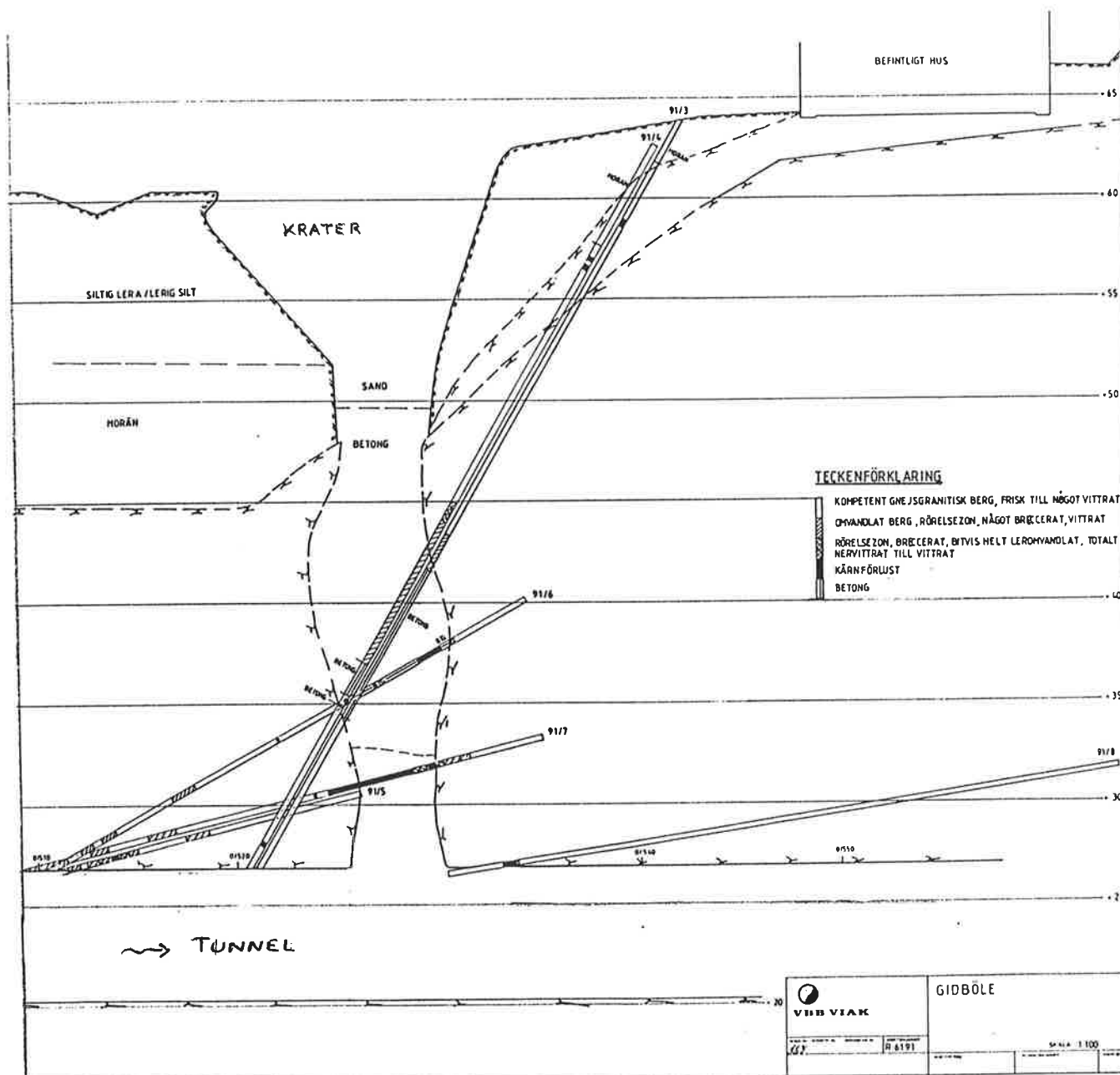
Boningshuset Gidbøle 1:10 ligger i slänten, ca 4 m högre än rashålet. Borrningarna visar att bergytan som stupar mot väster ligger nästan horisontellt under själva fastigheten varefter den faller brant (ca 45°) till en ca 17 m lägre nivå under den flacka åkermarken.

Undersökningarna visade att tunnelns bergtäckning var ca 20 m som överlagrades av morän samt lerig silt med totala mäktigheter av ca 15 m, dvs hålets totala djup var ca 35 m, se figur 3.

Enligt den av Sveriges Geologiska Undersökning, SGU, framställda berggrundskartan framgår att berggrunden består av gammal sedimentär gnejs med granitinblandning (migmatisering). Vidare förekommer diabas som troligen ligger som en "flackt stupande kaka" (5-30°) mot öst.

Berget har från sitt bildande varit utsatt för kemisk och termal vittring. Vittringen har gått djupare i svaghetszoner ofta i samband med rörelser, speciellt i kontaktzoner mellan två bergarter, och då lämnat vad man kan kalla vittringsrötter efter att det vittrade ytberget skrapats bort av inlandsisen.

Kärnborrningen visade att svaghetszoner, upp till 6 m breda, med breccierat, leromvandlat och vittrat berg förekom i en i övrigt relativt frisk och kompetent bergmassa bestående av diabas med mindre inblandning av gnejs.



Figur 3 Geologisk sektion
Geological section

Bergförhållanden utloppstunnel

Tunneln kan uppdelas i tre avsnitt med olika bergtekniska förhållanden:

- ca 480 m av tunnelns uppströmsdel går i diabas, olivindiabas
- en ca 50 m bred kontaktzon mellan diabas och gnejs

- resterande tunnelsträcka, ca 2 000 m, är i huvudsak utsprängd i en gnejsbergart med granitinblandningar.

Kontaktzonen mellan diabas och gnejs där raset inträffade kännetecknas av att svaghetszoner med kraftigt vittrat och omvandlat berg genomsätter bergmassan. Dessa kan vara från någon decimeter upp till 4 à 6 m breda. Materialet i zonerna är bitvis kraftigt breccierat, vilket tyder på en rörelsezona. Delar av det omvandlade materialet är kraftigt slakingbenäget, vilket medför att det är mycket erosionskänsligt i samband med vattenströmning. Även väl cementserat och konsoliderat breccierat material förekommer. Förutom det omvandlade materialet finns större och mindre block med kompetent diabas och gnejs i svaghetszonerna. Mellanliggande berg utgörs i huvudsak av en blockig diabas av samma karaktär som i uppströmsdelen med inblandning av gnejs.

Raset inträffade i den bredaste och mest markanta av de breccierade zonerna vilken går tvärs tunneln mellan sektionerna 0/525 och 0/530. Rörelsezonen går i nära nord-sydlig riktning och stupar brant.

En svaghetszon med material av samma karaktär påträffades i tillfartstunneln till kraftstationen. Ett parti på ca 3 × 2 m av sprutbetongen hade fallit ut på vänster vägg och frilagt det breccierade och leromvandlade materialet. Hela zonen med uppkrossat och breccierat berg samt mellanliggande parti med kompetent berg bedömdes ha en bredd av ca 30 m.

På höger sida vid tillfartstunnelns portal är berget blottat på en ca 7 m lång sträcka. Berget är även här av liknande kvalitet som i den ovan beskrivna zonen. Dessa tre observationer ligger i ett nord-sydligt plan. Ytterligare ca 500 m NNO påträffas en bergblottning längs en skogsväg med liknande bergförhållanden. Detta tyder på att zonen i vilken raset inträffat är en relativt bred och kontinuerlig rörelsezona i den något diffusa kontakten mellan gnejsen och den intrusiva diabasen.

FÖRSTÄRKNINGS- OCH REPARATIONSARBETEN

Rasområdet

Rashålet hade en diameter av ca 12 m i markytan och var igensatt med jordmassor från ca 7 m djup. Länspumpning av tunneln skedde först över sätarna i tunnelutloppet. När vatten med ett djup av 3 m återstod uppströms raset fungerade rasmassorna som en damm varvid kvarvarande vatten fick pumpas ut genom tillfartstunneln. Samtidigt med detta rasade ytterligare jordmassor i rashålets väggar vilket ökade håldiametern med några meter i ytan, samtidigt som huvuddelen av lösmassorna rasade ut i tunneln varvid ett mindre öppet hål bildades.

Väggarna i hålet lutade mycket brant i de lösa jordlagren, 50-70°, varför nya ras befarades speciellt som tjälen började gå ur marken. För att

förhindra nya jordmassor att rasa ner bestämdes att hålet i bergavsnittet, nära 20 m, skulle plomberas med betong, vilket utfördes enligt följande:

Rashålet fylldes först med ca 150 m³ tunnelberg, vilket tjänstgjorde som "form" för gjutningen. Sju armeringskorgar, vardera bestående av fem armeringsjärn ϕ 25 mm, l = 5 m, fördes ner och placerades på det fyllda berget. Dessutom kompletterades armeringen med 10,5 m långa kamjärn. Efterföljande gjutning (med halvflyt) pågick kontinuerligt utom för några timmars uppehåll på natten då ytterligare 3 á 4 m långa ϕ 20 mm järn släpptes ner. Gjutningen avslutades ca 1,5 m över bergytan och utformades som en champagnekork som armerades kraftigt. Till gjutningen åtgick 565 m³ betong.

Efter att rashålet fyllts med betong installerades en extensiometer, som gjorts fast i betongen i ett kärnborrhål, innan rasmassorna i tunneln schaktades bort för att kontrollera eventuella rörelser av betongproppen.

Efter ca 1 vecka fylldes resterande hål ovan betongen med grusig sand, 1 150 m³, som täcktes med 1 m morän- och matjord. För att avlasta eventuella vattentryck placerades ett PVC-rör, ϕ 315 mm, genom fyllningen till markytan ur vilket längspumpning kunde ske.

Inifrån tunneln förstärktes väggar och tak från sektion 0/500, dvs 25 m uppströms om raset, med systematisk bultning c/c 1,5 m, ϕ 25 mm, längd 4 m. Ca 7 m från hålet ökades bultlängden till 10 m.

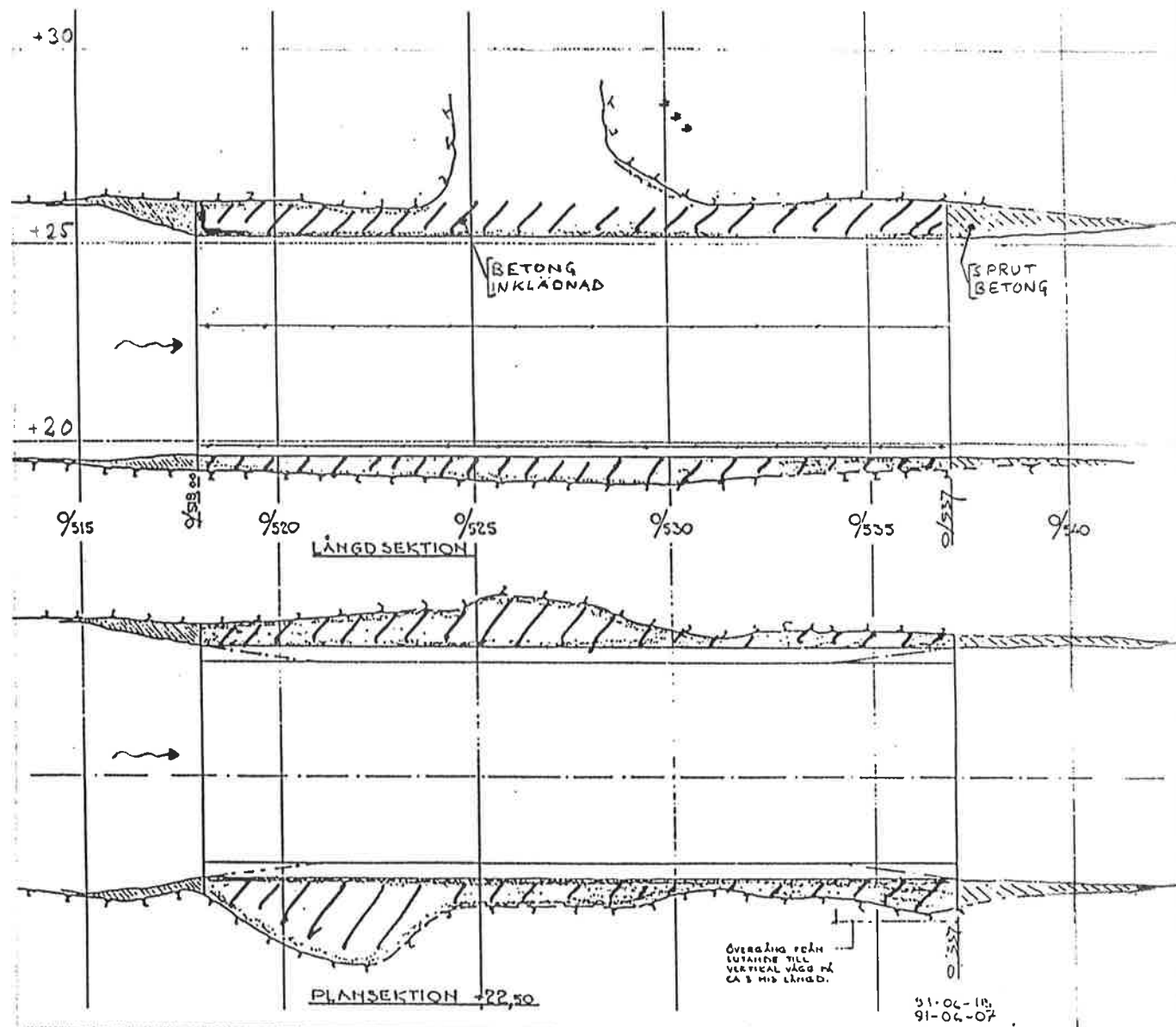
Vidare applicerades sprutbetong, i huvudsak fiberarmerad, i tak och på väggar, samt 5 st fiberarmerade sprutbetongbågar. Bågarna med en bredd av 2 m, min tjocklek av 15 cm täckte 2 bultrader där 0,5 m av bulten stack ut och bockades in i bågen.

Rasmassorna schaktades därefter ut och fiberarmerad sprutbetong applicerades på väggar och tak ca 10 m nedströms raset. Raskanterna förstärktes ytterligare genom att en sprutbetongbåge, t = 30 cm, utfördes närmast nedströms hålet samtidigt som även uppströmsbågen ökades på till 30 cm tjocklek.

Undersidan av den från markytan gjutna betongproppen samt väggar i rashålet rensades från löst material genom vattenspolning med högt tryck (10-12 kg/cm²). Därefter stabiliserades ytorna med sprutbetong.

Under och på ömse sidor om rashålet utfördes en 19 m lång armerad betonginklädnad. Först göts bottenplattan, med ordentliga förtagningar för väggarna, som därefter göts till anfang, varefter taksektionen göts in med hjälp av en 4 m lång stålform som flyttades successivt. Betonginklädnaden gavs en min tjocklek av 0,5 m. Partierna uppströms om och nedströms om betonginklädnaden "kilades" av med sprutbetong för att åstad-

komma en jämn övergång och därmed förhindra fallförlust på grund av areaminskningen av tunneln från 40 m² till inklädnadssektionens 28 m², se figur 4.



Figur 4 Betonginklädnad av tunneln

Concrete lining of the tunnel

Den hållighet som blev kvar mellan betonginklädnaden och ovanförliggande betongpropp fylldes med betong som pumpades upp inifrån tunneln, varefter kontakten mellan de två betongpropparna injekterades.

I det sprutbetongförstärkta partiet uppströms betonginklädnaden borrades slutligen dränagehål i taket med ett c/c-avstånd av ca 5 m.

MATERIALPROVNINGAR

Prover av sprutbetongen togs kontinuerligt och undersöktes med avseende på tryckhållfasthet.

För att undersöka befintlig och nyapplicerad sprutbetongs kvalitet, tjocklek samt om möjligt bedöma bakomliggande bergkvalitet borrades ett antal kärnor ut.

Lerprover togs i rasområdet för bedömning av lerans svällningsegenskaper.

Mikroskopering av tunnslip från borrkärnor har utförts för bestämning av bergets mineralsammansättning.

ORSAK TILL TUNNELRASET

Det har konstaterats att väggar och tak i rassektionen var förstärkta med sprutbetong som armerats med glödgat nät # 150 mm ϕ 4 mm. I en kvadratmeter stor sprutbetongkaka, som fanns i rasmassorna, syntes gamla sprickbildningar samt att huvuddelen av den trasiga armeringen hade dragits av.

Svällande lera påträffades i den breccierade, leromvandlade och vittrade bergmassan. Ett troligt förlopp är att svälleran kommit i kontakt med tunnelvattnet och expanderat, varvid sprutbetongförstärkningen deformerats. Erosion av det bitvis leromvandlade berget skedde därefter och åt sig uppåt. Svällningen i befintliga lerslag får sin största effekt efter ett par år vilket gjort att erosionen ökat successivt. I det breccierade berget finns inbakade större kompetenta block som vid pågående erosion tappar sin inspanning och faller eller hasar ner och knäcker sprutbetongförstärkningen. Detta kan vara upphovet till de dragbrott, som noterats på armeringen i den nedrasade betongkakan.

Erosionen bedöms ha pågått en lång tid och utbildat relativt stora kaviteter i berget ovan betongsprutningen, innan denna slutligen knäckts, varvid överliggande lösa jordmassor följde med och hålet till markytan bildades.

SUMMARY

A failure in the tailrace tunnel of the Gidböle hydropower station occurred on March 13th, 1991.

The tunnel is some 2 550 m long with a theoretical area of 40 m².

The failure, about 525 m downstream of the turbines, was first noted as a circular hole in the ground surface.

The hole was about 36 m deep penetrating through 16 m of moraine-/clayey silt and 20 m of rock.

The diameter of the crater was 15 m at the surface and 5 m in length in the tunnelroof. A villa was located 17 m from the edge of the crater. After investigations regarding the elevation of the rock surface and conditions of the soilstrata, the house was secured by means of steel core pillars.

Additional core drilling was carried out both from the surface and from the tunnel, in order to investigate the rock conditions as well as the extent of the failure. Movements indicators were also installed in order to monitor any movements that might occur during the repair works.

After the tunnel had been pumped out it was seen that rock and soil material blocked the entire tunnelsection.

Strengthening of the tunnel (by means of rockbolts and shotcrete) started 25 m upstream of the failure. Before the material was mucked out the hole was filled from the surface with concrete approximately up to the rock surface.

The final strengthening consisted of a 19 m long concrete lining with a minimum thickness of 0.5 m. Shotcrete was applied both upstream and downstream of the lining in order to get a smooth transition to minimize the friction losses.

The failure occurred within an approximately 50 m wide disturbed contact zone between diabase and gneiss. The zone also had several shear zones of varying width. The failure occurred in one of those shear zones with a width of 5 m. The rock consisted of a brecciated, heavily weathered rock containing swelling clay minerals as well as some large competent boulders.

The collapse has probably occurred due to expansion of the swelling clay which has damage the original shotcrete reinforcement. The erosion of the material has then increased creating cavities above the reinforced tunnel-roof causing larger more competent boulders to fall down and damage the shotcrete until the total collapse occurred.

THE MECHANICAL BEHAVIOUR OF A SINGLE GROUTED BOLT

Den ingjutna bultens last-deformationssamband

Mats Holmberg, Skanska Teknik AB, Stockholm

ABSTRACT: Analytical solutions for the load-deformation behaviour of a grouted rock bolt where it intersect a joint has been derived. Governed by yield strength criteria for bolt, grout and rock, the axial and lateral (dowel) bolt load components are evaluated. By using failure criteria for the bolt the maximum resistance and maximum deformation are determined. The validity of the of the theory has been confirmed by comparing with experimental testing reported in literature.

1 INTRODUCTION

Untensioned grouted bolts are frequently used as support measures to stabilize rock masses around rock openings. The Scandinavian experience from using grouted bolts is good and they are recommended almost without exception for every type of rock condition.

The reinforcing effect from systematic rock bolting can be treated theoretically by applying ground reaction curve theories, see Stille et al (1989). However, as a result of the assumptions, the solutions will only show the "mean performance" for both rock mass behaviour and the bolt performance. Individual bolts in the systematic pattern will, however, deviate from the mean behaviour, see e.g. Björfot & Stephansson (1984) and Freeman (1978). This is due to local variations such as rock quality, joint geometry, stress conditions, bolt angles etc. Hence the grouted rock bolt will be subjected to load situations which generate both axial and lateral forces in the bolt, see figure 1.

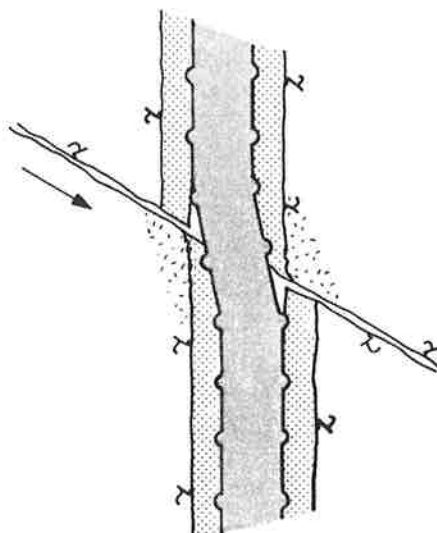


Figure 1. A bolted rock joint.

The purpose of this study has been to develop theories concerning the behaviour of a single untensioned grouted bolt and also to establish a base for practical design rules. The performance of the bolt is investigated where it intersects a rock joint and a theoretical relation between bolt resistance and deformation is derived. Governed by yield strength criteria for bolt, grout and rock, the axial and lateral (dowel) bolt load components are evaluated. By using failure criteria for the bolt the maximum resistance and maximum deformation are determined.

The validity of the theory has been confirmed by comparing with experimental testing reported by Spang & Egger (1990) and Schubert (1984).

The detailed derivation of the following theory can be found in Holmberg (1991).

2 BASIC MECHANISMS REGARDING A SINGLE GROUTED BOLT

From a review of the literature and based on practical observations, the interaction between the grouted bolt and the rock mass can in principle be described as in figure 2. There are two different types of bolt behaviour described. The first behaviour results in the bolt being more or less cut off in the vicinity of the joint intersection. This occurs after a relatively small lateral deformation (perpendicular to the bolt) and is most closely related to a shear failure. This type of failure is given the designation, "Failure lateral load" and was observed for example by Bjurström (1974) in experimental shear tests on grouted bolts in hard rock conditions.

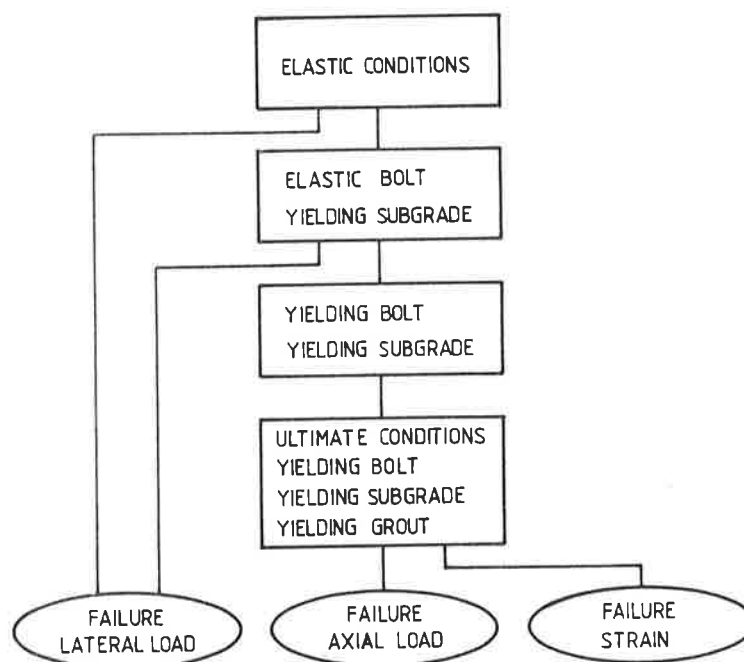


Figure 2. Description showing principle of grouted rock bolt performance.

The second type of behaviour has the result that the bolt after some deformation adopts a shape similar to that of a crank handle. This is most often preceded by yield in rock and grout which increases in extent as the bolt is subjected to additional deformation. The deformed length of the bolt and thus the size of the crank may however vary. This performance of the bolt gives a type of failure which corresponds most closely to a failure due to extension strain. This behaviour has for example been observed by Spang & Egger (1990) and Schubert (1984) in experimental shear tests on grouted bolts in weaker types of rock.

All the possible yield combinations has not been considered in the analysis. For exemple it was shown by Holmberg (1991) that a load situation where yield first appears in the bolt has little significance in practice. It is also assumed that the grout is of such a good quality that a high axial bolt load does not initiate yield in the grout in any of the load situations occurring before the "ultimate conditions".

3 BASIC EQUATIONS FOR THE STEEL BOLT

3.1 Elastic conditions

The static strength of the steel bolt is determined by some basic and well-known equations. For axial bolt loads the bolt will be elastic at the joint intersection as long as the following expression is satisfied

$$T_t < T_{ty} \quad (1)$$

where T_t is the axial load acting on the bolt. The axial load corresponding to the yield strength, T_{ty} , is given by

$$T_{ty} = \sigma_y \frac{\pi d^2}{4} \quad (2)$$

where d is the bolt diameter and σ_y is the yield strength. A laterally loaded bolt is, according to the maximum shear stress theory, in elastic conditions if the following expression is satisfied

$$2T_s < T_{ty} \quad (3)$$

where T_s is the lateral load acting on the bolt at the joint intersection. This equation may be written as

$$T_s < \frac{\pi d^2 \sigma_y}{8} \quad (4)$$

3.2 Yield criteria

For a combination of axial load and bending moment, yield conditions in a position on the bolt can be determined by the following expression

$$\left[\frac{T_{tx}}{T_{ty}} \right]^2 + \left[\frac{M_z}{M_{pl}} \right] = 1 \quad (5)$$

where T_{tx} is the axial load in a position on the bolt given by the distance, x , M_z is the bending moment in the same position and M_{pl} is the plastic moment. The plastic moment for a bolt with a fully plasticized cross section can be obtained from

$$M_{pl} = 1.7 \sigma_y \frac{\pi d^3}{32} \quad (6)$$

The influence of lateral loading on the magnitude of the maximum moment is disregarded in the analysis.

3.3 Failure criteria

Both the axial and lateral loads will be at their maximum at the joint intersection. This implies that when yield develops, only a narrow part of the bolt will be affected and a small additional, and in practice negligible, deformation will then be required to develop the failure strain. The yield criterion for a combination of axial and lateral load is therefore regarded as a failure criterion. This may be written as

$$\left[\frac{T_t}{T_{ty}} \right]^2 + \left[\frac{2T_s}{T_{ty}} \right]^2 = 1 \quad (7)$$

In the above equation the yield strength for lateral load is determined according to the maximum shear stress theory. This type of failure is expected to appear in "hard" rock conditions.

For the ultimate conditions, see figure 2, independent expressions are used when the axial bolt load, T_t , and the extension strain, ϵ_t , are determined. Failure of the bolt is therefore considered with two other criteria and failure occurs when the actual strain value or axial bolt load becomes equal to the ultimate values, T_u and ϵ_u . The failure criteria may be written as

$$\epsilon_t = \epsilon_u \quad (8)$$

and

$$T_t = T_u \quad (9)$$

respectively.

4 BASIC EQUATIONS FOR THE GROUT MATERIAL

Theoretically the interaction between the bolt, grout and rock appear through bond stresses in the interfaces bolt/grout and grout/rock, see e.g. St. John & Van dillen (1983).

4.1 Elastic conditions

An expression which determines the axial bolt load as a function of deformation and elastic bond stress is presented in chapter 8.1.

4.2 Yield conditions

When the bolt is laterally loaded and yield has developed in the grout and rock mass, the residual strength on the yielding length of the grout may be considered by

$$\tau_{res} = \mu p_u \quad (10)$$

where μ is the friction factor between bolt and grout and p_u is the yield strength of the subgrade (grout and rock mass).

5 BASIC EQUATIONS FOR ROCK AND SUBGRADE MATERIAL

A grouted bolt subjected to lateral deformation induces a support reaction that will develop in both the grout material and the rock mass. This mechanical behaviour is referred to as the subgrade support reaction. To determine the support reaction a simplification is made here. When the bolt is laterally deformed it is assumed that the response from the subgrade depends on the mechanical properties of the rock mass. The influence of the grout material is disregarded.

5.1 Elastic conditions

Based on a discussion of the modulus of subgrade reaction by Terzaghi (1955) and on properties of rock materials presented by Lama and Vutukuri (1978), a half-empirical expression can be derived regarding the subgrade support reaction in elastic conditions. This may be written as

$$\sigma_{sy} = \frac{300\sigma_c}{d} u_{sy} \quad (11)$$

where the σ_c is the uniaxial compression strength of the rock, d is the diameter of the bolt and u_{sy} is the lateral deformation in a position along the bolt.

5.2 Yield and residual strength criteria

Yield in the subgrade is initiated where the lateral deformation of the bolt is largest. This is assumed to occur at the joint intersection. Stress in the subgrade is given by eq. (11) and a yield criterion may be formulated according to

$$\frac{300\sigma_c}{d} u_s = p_u \quad (12)$$

where u_s is the lateral bolt deformation at the joint intersection.

On the yielding length of the subgrade it is assumed that the residual strength is constant and equal to the yield strength, p_u . This is based on the fact that the bolt crushes into the subgrade when displacement occurs.

The magnitude of the yield strength can be estimated by considering analogous load situations in foundation engineering, see e.g. Terzaghi and Peck (1967). If the bearing resistance of a strip loaded footing or the point resistance of a pile tip are considered for a cohesion material, the yield strength of the subgrade may be written as

$$p_u = n\sigma_c \quad (13)$$

where the n -values are estimated to be between 2-5. The higher values are expected to be valid for weaker rock conditions. This is due to fact that the deformed length of the bolt increases and the more the subgrade is involved in the load situation the more influence confinement will have on the bearing capacity of the subgrade. The confinement may come from frictional behaviour of the rock mass and also from the fact that the bolt diameter is small.

6 GEOMETRICAL RELATIONSHIPS

The initial angle between the bolt and the direction of the total deformation, u_0 , are defined by the angle, γ , see figure 3.

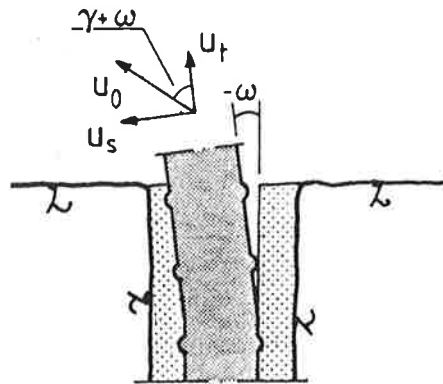


Figure 3. The geometrical conditions in a bolted joint.

The flexural behaviour of the bolt, with respect to the original position, is defined by the change in slope, ω . In a normal load situation when the bolt deforms in the positive y -direction the slope, ω , by definition has a negative sign. It is therefore convenient to express the axial deformation as

$$u_t = u_0 \cos(\gamma + \omega) \quad (14)$$

The corresponding lateral deformation is obtained from

$$u_s = u_0 \sin(\gamma + \omega) \quad (15)$$

7 MECHANICAL INTERACTION BETWEEN A GROUTED BOLT AND THE JOINT

The influence of the axial and lateral bolt loads on the joint strength is shown in figure 4.

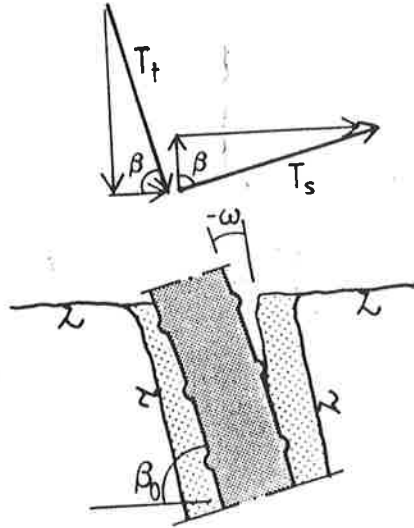


Figure 4. Forces in a bolted joint.

The angle between the bolt and the joint surface, β , changes as the bolt bends with deformation. This can be taken into account if β is defined as

$$\beta = \beta_0 + \omega \quad (16)$$

where β_0 is the initial angle between the bolt and joint surface. The contribution to the joint shear strength may thus theoretically be written as

$$T_0 = T_s (\sin\beta - \cos\beta \tan\varphi) + T_t (\cos\beta + \sin\beta \tan\varphi) \quad (17)$$

where φ is the friction angle of the joint. The load-deformation curve of the bolted joint can be determined by evaluating in eq. (17). The expression assumes that a negative sign is used on T_t if the bolt is in axial compression.

8 BASIC EQUATIONS FOR A GROUTED ROCK BOLT SUBJECTED TO AXIAL AND LATERAL DEFORMATIONS

8.1 Elastic bolt and elastic subgrade

The mechanical behaviour of the deformed grouted rock bolt in the elastic stage is assumed to be according to figure 5.

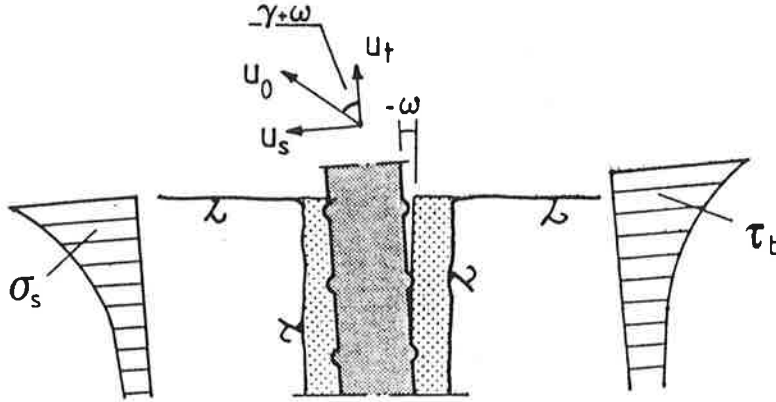


Figure 5. Elastic conditions.

The elastic analysis of the axially loaded bolt follows the works reported by Farmer (1975) and Aydan et al. (1985). For a given value of the deformation the axial bolt load at the joint intersection can be determined by the following expression

$$T_t = E\pi r_b^2 \alpha u_t \quad (18)$$

where

$$\alpha = \sqrt{\frac{2k_g}{Er_b}} \quad (19)$$

$$\kappa = \left(\frac{G_r}{G_g} \right) \frac{\ln \left(\frac{r_h}{r_b} \right)}{\ln \left(\frac{r_0}{r_h} \right)} + 1 \quad (20)$$

$$k_g = \frac{G_g}{r_b \ln \left(\frac{r_h}{r_b} \right)} \left(\frac{\kappa - 1}{\kappa} \right) \quad (21)$$

and E is the modulus of elasticity of the bolt, r_b is the radius of the bolt, G_r and G_g is the shear modulus of rock and grout respectively, r_h is the borehole radius and r_0 is the radial distance from the bolt where the axial bolt load is negligible.

Regarding the laterally loaded bolt it is assumed that the mechanical performance in the elastic conditions can be described by theories regarding elastic beams on an elastic foundation, see e.g. Hetényi (1961). For a given value of the deformation the lateral load at the joint intersection can be calculated using the following expression

$$T_s = \frac{2EI}{l_0^3} u_s \quad (22)$$

where

$$l_0 = \sqrt[4]{\frac{4EI}{k_s d}} \quad (23)$$

The subgrade will be in an elastic condition as long as the magnitude of lateral deformation satisfies the following expression obtained from eqs. (12) and (13) as

$$u_s < \frac{nd}{300} \quad (24)$$

The mechanical properties of the subgrade and bolt may create the conditions for failure to occur in the bolt at the joint intersection. By substituting T_s , T_t and T_{ty} in eq. (7), the following failure criterion, can be derived

$$\left[\frac{E\alpha}{\sigma_y} u_t \right]^2 + \left[\frac{Ed^2}{4l_0^3 \sigma_y} u_s \right]^2 = 1 \quad (25)$$

8.2 Elastic bolt and yielding subgrade

Yield appears in the subgrade when the maximum elastic deformation is exceeded according to eq. (24). Starting in a position next to the joint surface, yield will develop with increasing bolt deformation. The mechanical performance of the bolt is assumed to be according to figure 6.

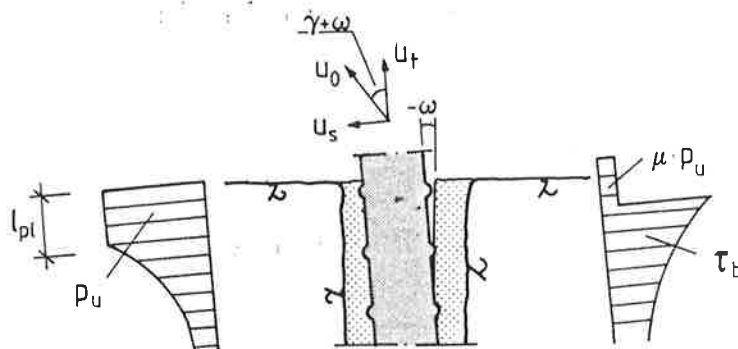


Figure 6. Elastic bolt and yielding subgrade

The bolt is now subjected to two types of subgrade reactions. One is a short portion, $0 \leq x \leq l_{pl}$, where the subgrade reaction is constant and independent of the size of the deformation. Under the other part of the bolt, $x > l_{pl}$, the subgrade is elastic. The lateral load on the bolt is given by

$$T_s = \frac{\frac{p_u d l_{pl}}{2} (l_{pl} + 2l_0) + \frac{2p_u EI}{k_s l_0^2}}{(l_0 + l_{pl})} \quad (26)$$

The expression for lateral deformation at $x = 0$ becomes

$$u_s = \frac{T_s l_{pl}}{EI} \left(l_0 l_{pl} + \frac{l_0^2}{2} + \frac{l_{pl}^2}{3} \right) - \frac{p_u d l_{pl}^2}{2EI} \left(l_0 l_{pl} + \frac{l_0^2}{2} + \frac{l_{pl}^2}{4} \right) + \frac{p_u}{k_s} \quad (27)$$

The corresponding flexural behaviour of the bolt becomes at $x=0$

$$\omega = \frac{p_u d l_{pl}}{EI} \left(\frac{l_0 l_{pl}}{2} + \frac{l_0^2}{2} + \frac{l_{pl}^2}{6} \right) - \frac{T_s}{EI} \left(l_0 l_{pl} + \frac{l_0^2}{2} + \frac{l_{pl}^2}{2} \right) \quad (28)$$

To determine the bolt response and evaluate the load-deformation curve it is convenient to use increasing values on l_{pl} . This corresponds mechanically to propagation of yield in the subgrade.

The axial bolt load can be obtained by combining eq. (18) with eq. (10). By ignoring the small change that will occur in axial deformation over the length l_{pl} the axial bolt load may written as

$$T_t = \mu p_u d l_{pl} + E \pi r_0^2 \alpha u_t \quad (29)$$

For each value on l_{pl} the bolt yield criterion, eq. (5), and the failure criterion, eq. (7), must be investigated. The position where the bolt may yield due to a combination of axial load and bending moment can be satisfied in $0 \leq x \leq l_{pl}$. However, the criterion has a flat maximum and it is sufficient to investigate yield in the position $x = l_{pl}$. Consequently yield will occur if the following expression is satisfied

$$\left[\frac{E \alpha}{\sigma_y} u_t \right]^2 + \left[\frac{2T_s l_{pl} - p_u d l_{pl}^2}{2M_{pl}} \right]^2 = 1 \quad (30)$$

Bolt failure occurs theoretically at the intersection with the joint when the following expression is satisfied

$$\left[\frac{4\mu p_u l_{pl}}{\pi d \sigma_y} + \frac{E \alpha}{\sigma_y} u_t \right]^2 + \left[\frac{8T_s}{\pi d^2 \sigma_y} \right]^2 = 1 \quad (31)$$

For the special case when the deformation is perpendicular to the bolt the highest lateral load, dowel force, that may occur can be determined from the following expression

$$T_s = 0.58 d^2 \sqrt{\sigma_y p_u} \quad (32)$$

This equation is obtained by rearranging and simplifying in eq. (30).

Equation (32) is similar to an expression presented by Bjurström (1974) and exactly the same as presented by Dight (1982), considering the dowel force. Regarding bolt failure it can be shown that the dowel force as given by eq. (32) is accurate only if $\sigma_y > 2.2p_u$.

8.3 Yielding bolt and yielding subgrade

This load situation appears when yield in the subgrade is succeeded by yield in the bolt due to a combination of axial load and bending moment.

As the bolt is subjected to additional deformation it is assumed that the bolt rotates in the yield position $x = l_{pl}$. The axial bolt load will increase and yield in the bolt will progress from the initial plastic hinge to the joint intersection. The equations can be found in Holmberg (1991).

9 ULTIMATE YIELD CONDITIONS

This load situation appears after yield has developed in the subgrade and yield in the bolt has progressed from the initial plastic hinge to the joint intersection. It is assumed that additional deformation extends the yielding length of the bolt, grout and subgrade and that the bolt behaves as a perfect plastic material.

9.1 Bolt loads in the ultimate condition

The axial, frictional and normal forces acting on the bolt and in the subgrade are assumed to appear according to figure 7.

According to a discussion by Thor & Höglund (1979) a relation between the axial loads, T_t and T_{ty} , can be determined by assuming that the bolt behaves as a cable. By summing parallel and perpendicular forces in a small element of the bolt and assuming that friction is fully mobilized along the element the following expression can be derived

$$T_t = T_{ty} e^{\mu\Phi} \quad (33)$$

where Φ is the change in angle between T_{ty} and T_t and μ is the friction factor between the bolt and the subgrade.

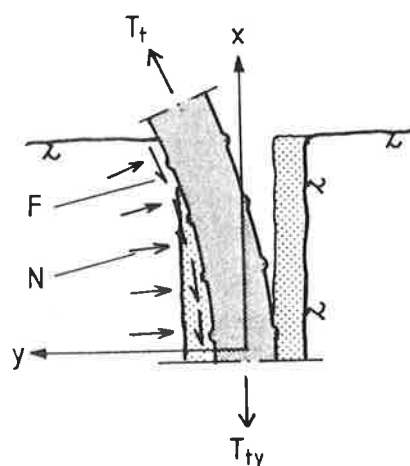


Figure 7. Forces on the bolt in ultimate condition.

9.2 Deformational behaviour in the ultimate condition

The yielding bolt will bend with increasing deformation and the angle between the forces, T_{ty} and T_t will change. Evaluation of eq. (33) requires that this change in angle is known.

It has been assumed that the residual strength of the subgrade is constant and as a result the geometrical shape of the bolt can be described as a parabolic curve. The mathematical expression can be derived by making the following simplification regarding the forces, N and F , that act on the bolt, see figure 7. It is assumed that they are in equilibrium with the subgrade yield strength, p_u , and that this is satisfied at each point along the yielding length of the bolt, l_y . The following expression regarding the total deformation at the joint intersection for a bolt initially perpendicular to the direction of deformation can be derived

$$u_0 = \frac{p_u d}{2T_{ty}} l_y^2 \quad (34)$$

The corresponding slope of the bolt at the joint intersection is given by

$$\omega = -\frac{p_u d}{T_{ty}} l_y \quad (35)$$

The slope of the bolt at the joint intersection as given by eq. (35) represents the difference in angle between the axial loads, T_t acting at $x = 0$ and T_{ty} at $x = l_y$. Substituting the angle Φ in eq. (33) with eq. (35), gives the following expression

$$T_t = T_{ty} e^{\mu \frac{p_u d l_y}{T_{ty}}} \quad (36)$$

There is at present limited knowledge regarding the friction factor, μ . For cement grouted bolts Schubert (1984) used $\mu = 0.18$ when comparing his theoretical analysis with experimental shear tests.

9.3 Straining of the bolt in the ultimate condition

A mean extension of the bolt can be evaluated if the length of the bolt in the deflected position is known, see figure 8.

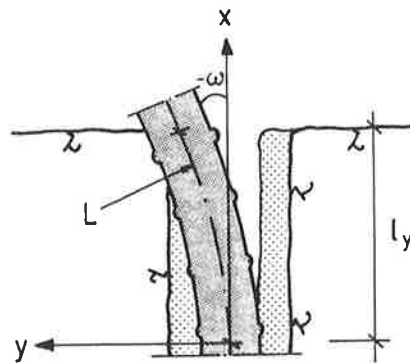


Figure 8. Definition of the extension of the bolt.

In mathematical literature, e.g. Ulleamar (1972), the curve length of a continuous function is defined and in this case eq. (4.90) can be used to describe the

geometrical shape. The following equation which describe the length of a fibre that goes along the centre of the bolt between $x = 0$ and $x = l_y$ can be obtained

$$L = \frac{l_y}{2} \sqrt{1 + \left(\frac{p_u d l_y}{T_{ty}} \right)^2} + \frac{T_{ty}}{2 p_u d} \ln \left(\frac{p_u d l_y}{T_{ty}} + \sqrt{1 + \left(\frac{p_u d l_y}{T_{ty}} \right)^2} \right) \quad (37)$$

By defining the mean extension of the bolt as $\Delta l = L - l_y$ the mean extension strain of the bolt may be written as

$$\epsilon_t = \frac{1}{2} \sqrt{1 + \left(\frac{p_u d l_y}{T_{ty}} \right)^2} + \frac{T_{ty}}{2 p_u d l_y} \ln \left(\frac{p_u d l_y}{T_{ty}} + \sqrt{1 + \left(\frac{p_u d l_y}{T_{ty}} \right)^2} \right) - 1 \quad (38)$$

9.4 Inclined bolt

Some geometrical aspects on the deflection shape must be considered when the bolt is not perpendicular to the direction of deformation. The total deformation, u_0 , and the yielding length of the bolt, l_y , will depend on the change in slope, see figure 9.

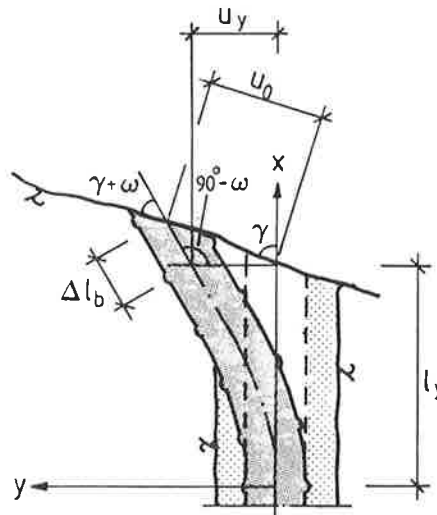


Figure 9. Inclined bolt.

The total deformation may be written as

$$u_0 = \frac{u_y \sin(90^\circ - \omega)}{\sin(\gamma + \omega)} \quad (39)$$

The total yielding length of the bolt will be extended and the mean extension strain can be obtained from the following expression as

$$\epsilon_t = \frac{L + \Delta l_b}{l_y} - 1 \quad (40)$$

where

$$\Delta l_b = \frac{u_y \sin(90^\circ - \gamma)}{\sin(\gamma + \omega)} \quad (41)$$

and L is given by eq. (37). If the geometrical extension of the bolt is regarded in the expression for axial load the following occurs

$$T_t = T_{ty} e^{\mu \frac{p_u d (l_y + \Delta l_b)}{T_{ty}}} \quad (42)$$

9.5 Failure of the bolt in the ultimate conditions

Failure of the bolt is considered with two criteria in the ultimate condition. They refer to bolt load and strain in the bolt and were previously presented in eqs. (8) and (9).

In practice neither the strain nor the friction will be uniformly distributed over the bolt length, L . Failure of the bolt will most likely occur where for some reason friction and mechanical interlocking are emphasized and local straining occurs.

10 APPLICATION OF THE THEORIES TO RESULTS FROM EXPERIMENTAL TESTING

In order to calibrate and compare the present theoretical model with practical results, two separate experimental testing of grouted bolt performance have been studied. The tests were both performed in shear boxes and reported by Spang & Egger (1990) and Schubert (1984).

10.1 Application of the results given by Spang & Eggger

Based on experimental shear tests, Spang & Egger have developed two empirical expressions. The maximum bolt contribution to the resistance of the bolted joint is according to

$$T_0 = T_u \left[1.55 + 0.011 \sigma_c^{1.07} \sin^2(\beta + i) \right] \sigma_c^{0.14} (0.85 + 0.45 \tan \phi) \quad (43)$$

The corresponding shear displacement is given by

$$u_0 = d \left(15.2 - 55.2 \sigma_c^{0.14} + 56.2 \sigma_c^{0.28} \right) \left(1 - \left(\frac{70}{\sigma_c} \right)^{0.125} \frac{\tan \beta}{\sqrt{\cos \beta}} \right) \quad (44)$$

Equations (44) and (34) are evaluated here in order to empirically determine the factor, n , in eq. (13). This will establish a relation between the bearing capacity of the subgrade, p_u , and the uniaxial compression strength of the rock, σ_c . The maximum deformation in the present theory is calculated by first introducing the ultimate strain value of the bolts, ϵ_u , in eq. (38) and then determining the yielding length, l_y , which is then used in eq. (34). In this way the factor, n , is estimated with mean values to obtain the best possible agreement between eq. (44) and the present theory, eq. (34), for different rock strength values. The bolts are initially perpendicular to the direction of the deformation and the mechanical properties of the bolts are taken from Spang & Egger. The suggested n -values as a function of the rock strength are shown in table 1. It is as previously discussed reasonable that higher n -values occur for lower values of the rock strength.

A comparison between the maximum theoretical bolt deformation in the present theory, eq. (39), and the deformation according to Spang & Egger, eq. (44), is

performed for different bolt inclinations and three different rock conditions. The calculations are presented in figure 10 in the dimensionless form, u_0/d . The initial inclination values are measured between the bolt and the normal vector to the direction of deformation.

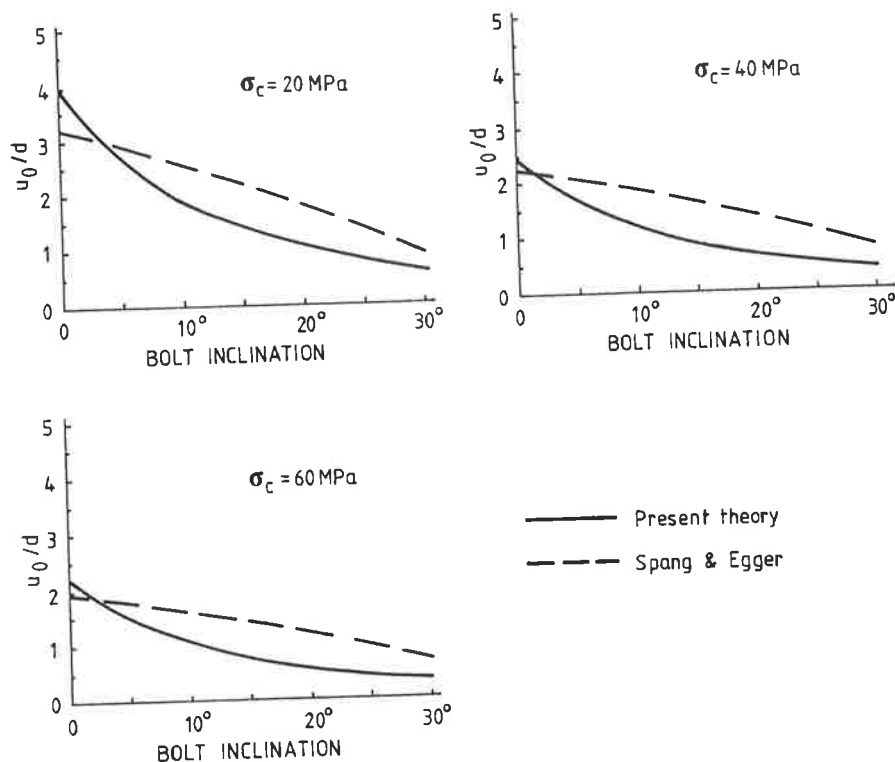


Figure 10. Dimensionless deformation as a function of the initial bolt inclination for three different rock conditions.

Table 1. Values of the empirical factor, n .

σ_c [MPa]	n
≤ 10	7
11-15	6
16-25	5
26-45	4
46-70	3
≥ 71	2

The maximum resistance of the bolted joint in the present theory, eqs. (36) and (42), are compared with values from the expression presented by Spang & Egger, eq. (43). The results are shown in figure 11 for three types of rock conditions and different bolt inclinations.

The friction factor, μ , was put at 0.18 and the friction angle, ϕ , applied to the joint was 30° . In the present theory the influence from the rock strength values considered is very small. In harder rock conditions where shear failure of the bolt occurs the resistance determined with the present theory will be lower than what is shown in figure 11.

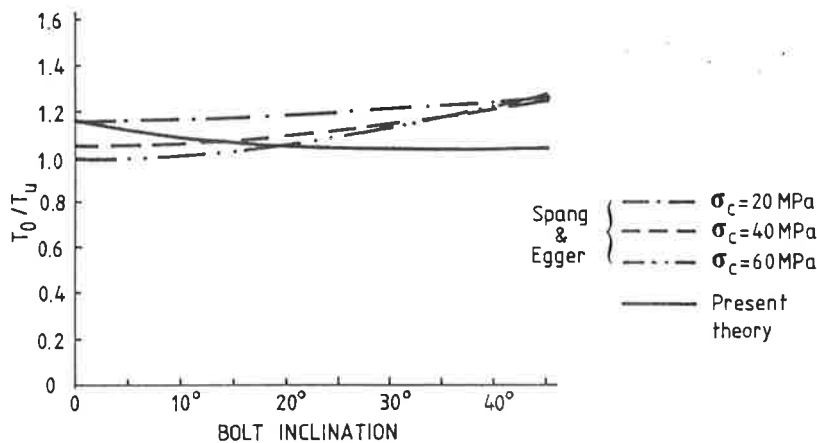


Figure 11. Dimensionless shear resistance as a function of the initial bolt inclination for three different rock conditions.

10.2 Theoretical and experimental load deformation curves

Calculation results obtained from the present theory are also compared with load-deformation curves presented by Schubert (1984). The performance of three different types of bolts is considered in approximately the same rock conditions. The bolts are initially perpendicular to the direction of deformation and the mechanical properties regarding the bolts are presented in table 2. Based on data presented by Schubert the joint friction angle, ϕ , in the calculations, is approximated to 20° and the friction factor, μ , to 0.18. The elastic modulus and the Poisson ratio of the grout are approximated to 8 GPa and 0.2 respectively. The borehole diameter is assumed to be twice that of the bolt. The theoretical and experimental load-deformation curves are shown in figure 12 a-c.

Table 2. Mechanical properties of the grouted bolts.

Bolts	d[mm]	E[GPa]	σ_y/σ_u [MPa]	ϵ_u [%]
fig 12 a	24	210	610/750	17.9
fig 12 b	20	210	610/790	19.2
fig 12 c	18	210	590/730	28.9

As can be seen in figure 12 the theoretical load-deformation curves are not continuous. The assumption that the bolt behaves as a cable in the ultimate condition gives this effect. However, the discontinuous appearance of the response curve of the bolt is considered acceptable as the influence on the calculation results is small.

Figure 12 shows that the calculated maximum resistance of the bolted joint and the corresponding deformation are in good agreement with the measured values. Regarding the whole load-deformation response from the bolt some deviation occurs between the theoretical and experimental curves. For equal bolt resistance (shear force) the general observation is that the theory gives a smaller deformation compared with the measured.

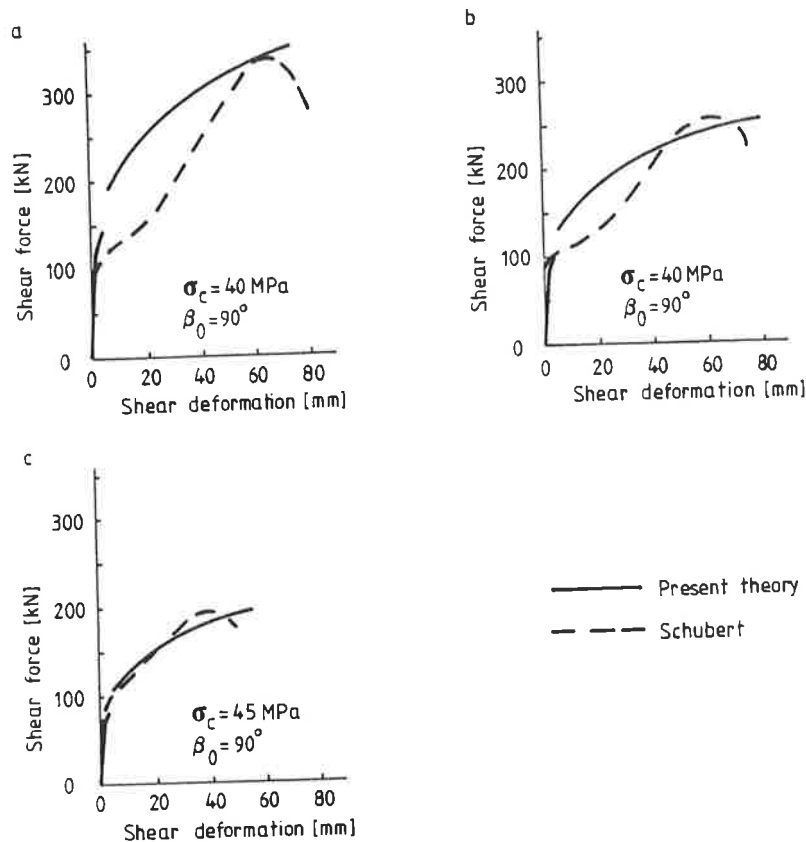


Figure 12 a-c. Theoretical load-deformation curves compared with experimental curves reported by Schubert (1984).

10.3 Conclusions

A good correspondence was established when comparing the present theory with the experimental testing of grouted rock bolt performance. The conclusion drawn from this is that the theoretical models derived here give an accurate description of the actual bolt performance both in elastic and yield conditions. The following practical applications regarding rock support with grouted rock bolts can be determined from the theory.

1. The bolt contribution to the shear strength of a bolted joint from dowel action and axial load can be determined as a function of the deformation for different load conditions.
2. For given mechanical properties of the bolt and rock mass, the maximum resistance and maximum deformation of a bolted joint can be evaluated in different types of rock conditions.
3. The maximum resistance of the bolted joint depends on the rock strength only in harder rock conditions where shear failure occurs in the bolt. The initial bolt angle has only a small influence on the resistance.
4. The maximum deformation of the bolt is highly influenced by the rock strength and the initial bolt angle.

5. Very small axial and lateral deformations, in theory a maximum of approximately 10% of the bolt diameter, are required to mobilize the maximum strength of the bolt in the vicinity of the joint.

6. In conditions where the steel bolt crushes into the rock mass the ability to resist larger deformations before failure is increased many times. A relation between the yield strength of the bolt, s_y , and the uniaxial compression strength of the rock, s_c , below a factor 4 can be used as a rough approximation to predict shear failure of the bolt. This type of failure occurs in the case of a very small lateral bolt deformation.

REFERENCES

- Aydan, Ö., Ichikawa, Y. & Kawamoto, T. 1985. Load bearing capacity and stress distribution in/along rock bolts with inelastic behaviour of interfaces. *Proc. of 5th Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics*, Nagoya, 1281—1292.
- Bjurström, S. 1974. Shear strength of hard rock joints reinforced by grouted untensioned bolts. *Proc. 3rd ISRM Congress*, Denver, 1194—1999.
- Björnfot, F. & Stephansson, O. 1984. *Mechanics of grouted bolts*. Swedish Research Engineering Foundation 53:1, Stockholm.
- Dight, P.M. 1982. *Improvement to the stability of rock walls in open pit mines*. Ph. D. Thesis, Monash University, Australia.
- Farmer, I.W. 1975. Stress distribution along a resin grouted anchor. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* 12, 347—352.
- Freeman, T.J. 1978. The behaviour of fully bonded rock bolts in the Kielder Experimental tunnel. *Tunnels and Tunnelling*, 10, 37—40.
- Hetényi, M. 1961. *Beams on elastic foundation*. Ann Arbor: The University of Michigan Press. Sixth printing.
- Holmberg, M. 1991. The mechanical behaviour of untensioned grouted rock bolts. Ph.D. Thesis, Royal Institute of Technology, Stockholm.
- Lama, R.D. & Vutukuri, V.S. 1978. *Mechanical properties of rocks, Vol. II*. Trans Tech Publication, Clausthal, Germany.
- Lambe, T.W. & Whitman, R. V. 1979. *Soil mechanics* (SI version). Massachusetts Institute of Technology. John Wiley & Sons, New York.
- Schubert, P. 1984. *Das Tragvermögen des Mörtelversetzten Ankers unter aufgezwingener Kluftverschiebung*. Ph.D. Thesis, Montan-Universität, Leoben.
- Spang, K. & Egger, P. 1990. Action of fully-grouted bolts in jointed rock and factors of influence. *Rock Mech and Rock Eng.* 23, 201—229.
- St. John, C.M. & Van Dillen, D.E. 1983. Rockbolts: A new numerical representation and its application in tunnel design. *Proc. of the 24th Us Symp. on Rock Mech.*, 13—25.
- Stille, H., Holmberg, M. & Nord, G. 1989. Support of weak rock with grouted bolts and shotcrete. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* 26, 996113.
- Terzaghi, K. 1955. Evaluation of coefficients of subgrade reaction. *Géotechnique* 5, 2976326.
- Terzaghi, K. & Peck, R.B. 1967. *Soil mechanics in engineering practice*. John Wiley and Sons, New York. 2nd edition.
- Thor, A.J. & Höglund, A. 1980. *Statik, Mekanik n del 1*. Studentlitteratur, Lund.
- Ullemar, L. 1972. *Funktioner av en variabel*. Studentlitteratur, Lund.

SAMMANFATTNING

En teoretisk studie som behandlar samverkan mellan en slak ingjuten bult, ingjutningsmaterialet och bergmassan har genomförts vid Institutionen för Jord- och Bergmekanik, KTH. Målsättningen med studien har varit att med analytiska lösningar försöka beskriva den ingjutna bultens respons när den via sprickrörelser utsätts för deformationer. Med kännedom om materialegenskaper tar teorin hänsyn till följande mekaniska principer:

stål	- flyt/brottvillkor
ingjutningsmaterial	- flytvillkor för draglast
berg	- flytvillkor för kontaktryck

Baserat på mekanik och vissa förenklingar som är nödvändiga för att erhålla analytiska lösningar, kan följande parametrar bestämmas:

- bultens drag- och skjuvstyvhet
- bultens draglast samt den dymlingseffekt som uppstår
- maximal last och deformation vid bultbrott

Teorins giltighet finns underbyggd av en jämförelse med praktiska skjuvförsök på sprickor förstärkta med ingjutna bultar. Tillämpningen av teorierna på praktisk bergförstärkning sammanfattas nedan.

1. Den slaka ingjutna bultens bidrag till en sprickas skjuvhållfasthet som är draglast och dymlingseffekt, kan bestämmas som funktion av deformationens storlek.
2. Med kännedom om bultens och bergmassans materialegenskaper kan sprickans maximala skjuvmotstånd och maximala deformation bestämmas vid bultbrott.
3. Det maximala skjuvmotståndet i en bultad spricka beror av bergmassans hållfasthet endast för det fall där berget är så hårt att bulten mer eller mindre klipps av för en liten deformation. Bultens lutning i förhållande till riktningen på deformationen (sprickriktningen) har en mycket liten inverkan på det maximala skjuvmotståndet.
4. Den maximala deformationen innan bultbrott beror däremot av bergmassans hållfasthet och bultens vinkel i förhållande till riktningen på deformationen. Normalt är bultarna deformationståligast om de placeras vinkelrätt mot deformationsriktningen.
5. Små deformationer i sprickan krävs för att mobilisera bultlaster som motsvarar storleken på förspännings-laster.
6. Ett förhållande mellan stålets sträckgräns och bergets tryckhållfasthet under en faktor fyra innebär stor risk för att bulten ska klippas om den utsätts för en skjuvdeformation i sprickan. En deformationståligare bult erhålls om bulten, via det kontaktryck som uppstår vid skjuvrörelser, krossar omgivande ingjutningsmaterial och berg. Bultbrottet får då mer karaktären av att brottöjningen har överskridits.

**RESULTAT FRÅN STRIPAPROJEKTET -
ETT INTERNATIONELLT FORSKNINGSSAMARBETE
FÖR SLUTFÖRVAR AV KÄRNBRÄNSLE**

**Results from the Stripa Project -
An International Project for Final Storage of Nuclear
Waste**

STRIPAPROJEKTET - BAKGRUND, ORGANISATION

The Stripa Project - Background, organization

Per-Eric Ahlström, Svensk Kärnbränslehantering AB, Stockholm

INLEDNING

Det pågående svenska FoU-arbete på kärnavfallsområdet har varit och är till viktiga delar inriktat på utveckling, provning och verifiering av teknik, metoder och modeller som behövs för att undersöka och beskriva en bergmassa och för att genomföra en ingående analys av den långsiktiga säkerheten hos ett slutförvar som placeras i denna bergmassa. Två större projekt är särskilt viktiga i detta avseende - det internationella Stripa-projektet och Äspölaboratoriet. Arbetena i Stripa startade 1976 och hade sin tyngdpunkt under 1980-talet. Äspö-projektet inleddes 1986 och kommer att ha sin tyngdpunkt under 1990- och 2000-talet fram till byggstarten för ett slutförvar. I det följande ges en kort översikt av några viktiga förutsättningar och ramar för dessa projekt.

Den allmänna bakgrunden för det geologiska forskningsarbetet med anknytning till slutförvaring av använt kärnbränsle i Sverige presenteras kortfattat i en uppsats av Kaj Ahlbom och Lars O Ericsson[6] och mer utförligt i SKBs forskningsprogram.

PLATSUNDERSÖKNING

Innan man påbörjar byggande av ett slutförvar på en plats är det nödvändigt att man bekräftar att bergmassan är lämplig för ändamålet. Detta är det primära målet med en platsundersökning.

En platsundersökning för ett slutförvar placerat djup ned i berget måste även ge tillräckligt med data för utformning och konstruktion av förvaret, för utformningen av de tekniska barriärerna och för den detaljerade säkerhetsanalysen. I huvudsak beror slutförvarets säkerhet främst på egenskaperna hos bergmassan i närområdet d v s någon eller några meter från avfallspaketen. Säkerhetsanalysen är emellertid också beroende av tillräckliga kvantitativa kunskaper om förhållandena i fjärrområdet. Detta gäller särskilt grundvattenflödet och transporten av ämnen som kan lösas upp i grundvatten.

Vid den detaljerade utformningen av ett slutförvar bör man söka utnyttja de platsspecifika förhållandena i berget så bra som möjligt. Detta ställer krav på flexibilitet i arbetet på så sätt att placeringen av tunnlar och förvarsutrymmen anpassas successivt till bergförhållandena allteftersom dessa kartläggs. En sådan aktiv konstruktionfilosofi - "design as you go" - har en lång tradition

inom bergbyggandet och ger möjlighet att välja "bästa tillgängliga berg" för närområdet kring varje avfallsskölle.

De olika målen för platsundersökningen som antytts i det föregående gör processen till en tvärvetenskaplig aktivitet. Det är nödvändigt att integrera datainsamling, utvärdering och resultatpresentation från olika typer av mätningar. Detta underlättas om undersökningen uppdelas i etapper. Bergmassan behöver undersökas och utvärderas i olika geometriska skalor och i varje etapp undersöks vissa specifika egenskaper eller frågor. Figur 1 visar de skalor och frågor som bör belysas i en platsundersökning. Den detaljeringsnivå som undersökningen måste drivas till beror emellertid på platsspecifika egenskaper.

Arbetena i Stripa har främst syftat till att utveckla metodiken för studier av berget i "detaljskala" och i "blockskala". För att verifiera och demonstrera metodiken i "anläggningsskala" bygger man nu Äspölaboratoriet[7].

STRIPA-PROJEKTET

I samband med starten av KBS-projektet hösten 1976 letade man efter en lämplig gruva där man kunde göra olika typer av experiment i berg. Dåvarande chefen för SKB - Erik Svenke - kom därvid i kontakt med ledningen för Stripa gruva där järnmalmsbrytningen skulle avvecklas. Eftersom det fanns en större granitkropp alldeles nära gruvan var denna nära nog idealisk för ändamålet. Infrastruktur och personal från gruvdriften fanns på plats, varför experiment kunde komma igång omedelbart.

Arbetena i Stripa väckte tidigt internationell uppmärksamhet. Redan på våren 1977 ingicks ett avtal mellan SKB och Department of Energy (DOE) i USA om ett samarbete - det s k SAC-programmet. Detta genomfördes åren 1977-1980 och omfattade ett flertal undersökningar inom geologi, geohydrologi och bergmekanik i syfte att studera värmepåverkan på berget och grundvattnets rörelser i berget.

Det internationella Stripa Project organiserades 1980 som ett autonomt projekt inom OECD Nuclear Energy Agency (NEA). Sedan starten har projektet omfattat tre faser - Fas 1 åren 1980-1984, Fas 2 åren 1983-1987 och Fas 3 åren 1986-1992. Sju länder deltar i den avslutande fasen nämligen Finland, Japan, Kanada, Schweiz, Storbritannien, Sverige och USA. Tidigare har även Frankrike och Spanien medverkat.

Projektet administreras av Svensk Kärnbränslehantering AB, SKB, och leds av en styrgrupp, JTC, med representanter för var och en av de deltagande organisationerna. För vetenskaplig granskning och uppföljning av program och resultat finns dels en Technical Subgroup med specialister inom flera discipliner samt dels arbetsgrupper (Task Force) för modellering av grundvattenflöde i sprickigt berg och för tätning av bergsprickor. Organisationen av projektet framgår av figur 2. För varje större experiment fanns en ansvarig forskningsledare (Principal Investigator) som i samarbete med organisationen på plats i Stripa(SMS) genomförde arbetet i fält. SKB har en särskild projektledare och hade en platschef under den tid arbeten pågick i gruvan.

Fas 1 av Stripa-projektet innefattade:

- (1) utveckling av metoder för att bestämma den hydrauliska konduktiviteten för sprickigt berg in situ med såväl enkel- som flerhålsmätningar;
- (2) utveckling av metodik för att bestämma geokemiska karakteristika inklusive ursprung och evolution för grundvatten;
- (3) studier av migration av icke radioaktiva spårämnen i en spricka; och
- (4) utvärdering av Na-bentonitbaserade buffertmaterial vid simulerade slutförvarsförhållanden.

Fas 2 från 1983 till 1988 behandlade:

- (1) utveckling av geofysiska mellanhålsmätningar inklusive radar, seismiska och hydrauliska metoder för att upptäcka och karakterisera sprickzoner;
- (2) spår försök i en större volym sprucket berg;
- (3) studier av tätning av borrhål, schakt och tunnlar med Na-bentonit;
- (4) kompletterande studier av de hydrogeologiska och geokemiska egenskaperna för Stripa-graniten i syfte att förbättra existerande metoder för tolkning av data.

Fas 3 som skall avslutas i år bygger på resultaten från de tidigare arbetena och har följande mål:

- (1) prediktioner av grundvattenflöde och transport av i grundvattnet lösta ämnen inom en tidigare ostörd större bergvolym och jämförelser av dessa prediktioner med data från såväl existerande som förbättrade instrument och metoder för platsundersökningar;
- (2) urval och verifiering av lämpliga material för långtidstättning av sprickor och sprickzoner i kristallint berg samt demonstration i Stripa av representativa tätningsapplikationer och av det praktiska genomförandet av tillämplig injekteringsteknik.

Avsikten var i fråga om det första målet att experimenten skulle genomföras så att undersökningstekniken kunde kopplas till den matematiska modelleringen på så sätt att prediktionerna av grundvattenflöde och transport av spårämnen direkt kunde jämföras med data från fältmätningar. Detta krävde en integrerad insats från flera forskare vilken genomfördes som "the Stripa Site Characterization and Validation Programme" (SCV) under åren 1986-1991.

De experimentella arbetena i Stripa avslutades den 30 juni 1991. Under hösten 1991 utarbetades rapporter över resultaten från Fas 3. Dessa rapporter är nu under slutgranskning och tryckning. Under våren kommer dessutom två översiktsrapporter täckande hela det internationella Stripa Project att färdigställas.

De arbeten som bedrivits i Stripa under de senaste 15 åren har i dragit följande ungefärliga kostnader (löpande penningvärde):

SAC-programmet 1977-1980	40 MSEK
Stripa fas 1 1981-1985	48 MSEK
Stripa fas 2 1983-1988	65 MSEK
Stripa fas 3 1986-1992	140 MSEK

ÄSPÖLABORATORIET

Som redan framhållits är SCV-programmet i Stripa huvudsakligen tillämpligt på "blockskalan" i Figur 1. Metodiken att undersöka och karakterisera berg i större skala prövas och vidareutvecklas i samband uppförandet av Äspölaboratoriet[6]. Detta projekt annonserades 1986 och byggandet av laboratoriet startade i oktober 1990. Experiment på 500 meters nivå planeras starta 1994. Avsikten med arbetena vid Äspö är bl a att pröva och vidareutveckla den teknik som skall användas vid undersökningar för och vid utbyggnad av ett svenskt slutförvar för använt kärnbränsle.

Äspölaboratoriet byggs strax norr om Oskarshamns kärnkraftverk och centrala mellanlagret för använt kärnbränsle, CLAB. Byggstarten föregicks av tre års omfattande förundersökningar av berggrunden. Baserat på dessa förundersökningar har omfattande prediktioner gjorts av geologi, geohydrologi och geokemi i området och hur dessa kommer att påverkas av bygget. Dessa prediktioner följs fortlöpande upp under och efter byggfasen. Därjämte genomförs parallellt med bygget en omfattande ytterligare datainsamling och flera viktiga forskningsexperiment.

Kostnaden för Äspölaboratoriet beräknas till knappt 500 MSEK för hela projektet från 1986 till mitten 1994. Av denna kostnad är ca 50% byggkostnader, ca 20% förundersökningskostnader och ca 30% undersöknings- och experimentkostnader under byggtiden.

REFERENSER.

- [1] SKB. FoU-PROGRAM 89. Volym I - Allmän del och Volym 2 - Program 1990-1995. SKB, Stockholm, 52+130 pp, 1989.
- [2] SKB. Annual Report 1990. SKB Technical Report 90-46. SKB, Stockholm, 186 pp, 1991.
- [3] STRIPA PROJECT. Executive Summary Phase 1. Stripa Project Technical Report 86-04, SKB, Stockholm, 25 pp, 1986.
Executive Summary Phase 2. Stripa Project Technical Report 89-01, SKB, Stockholm, 33 pp, 1989.
- [4] STRIPA PROJECT. Program for the Stripa Project Phase 3. 1986-1991. Stripa Project Technical Report 87-09, SKB, Stockholm, 1987.

- [5] R Stanfors, M Erlström, I Markström. Äspö Hard Rock Laboratory. Overview of the investigations 1986-1990. SKB Technical Report 91-20, SKB, Stockholm 1991.
- [6] K Ahlbom, L O Ericsson. Geological research for selecting and evaluating high-level waste repository sites in Sweden. Bergmekanikdagen 1992. Befo, Stockholm.
- [7] G Bäckblom, L O Ericsson. The Äspö Hard Rock Laboratory - some notes on the current status. Bergmekanikdagen 1992. Befo, Stockholm.

ENGLISH SUMMARY

The ongoing R&D-work in Sweden on radioactive waste management is to a great extent devoted to development, testing and verification of the techniques, methods and models to be used in the site characterization programme and for the assessment of the longterm repository safety. A comprehensive description of the research, development and demonstration activities at SKB is given in R&D-programme-89 [1]. An overview of important results is given in SKB Annual Reports [2].

The site characterization must be done on different scales as illustrated by Figure 1. In general the safety of the repository is mostly dependent on the properties of the host rock in the near field, or in the terms of Figure 1 in the box scale and in the block scale. In order to understand these properties more fully it is however also necessary to characterize the host rock in the site scale and in the regional scale. The detail to which such characterization has to be carried through is however dependent on site specific factors. In general it could be assumed that most efforts must be devoted to the characterization of the block and box scales, and that these efforts must go hand in hand with the actual construction of the repository. Before construction it is however necessary to collect sufficient data to be able to confirm the suitability of the site as a repository host rock. This is what generally is referred to as detailed site characterization.

The present paper gives a brief introduction to the work made within the International Stripa Project and the Äspö Hard Rock Laboratory Project. These projects are key efforts in Sweden to develop and demonstrate the site characterization methodology. The Stripa Project which will be completed in 1992 has mainly been concerned with the smaller scales of Figure 1, whereas the Äspö HRL also will provide application to the site and regional scale.

Fifteen years of R&D-work at Stripa has taken a cost of about 300 MSEK and the first eight years of work at Äspö are estimated to cost about 500 MSEK (at current value of money).

Figure 1. Äspö Hard Rock Laboratory

Overview of geometrical scales and key questions

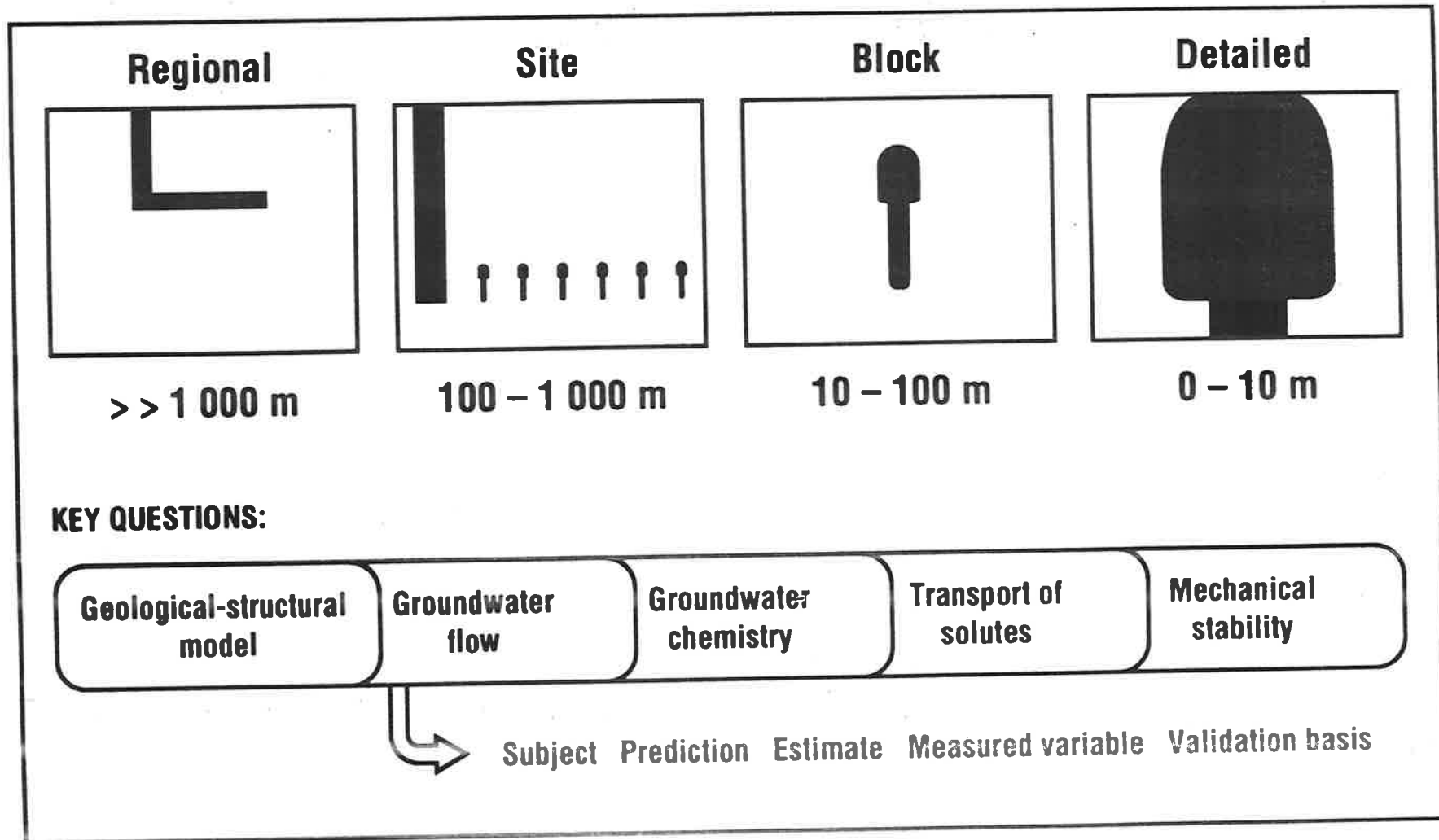
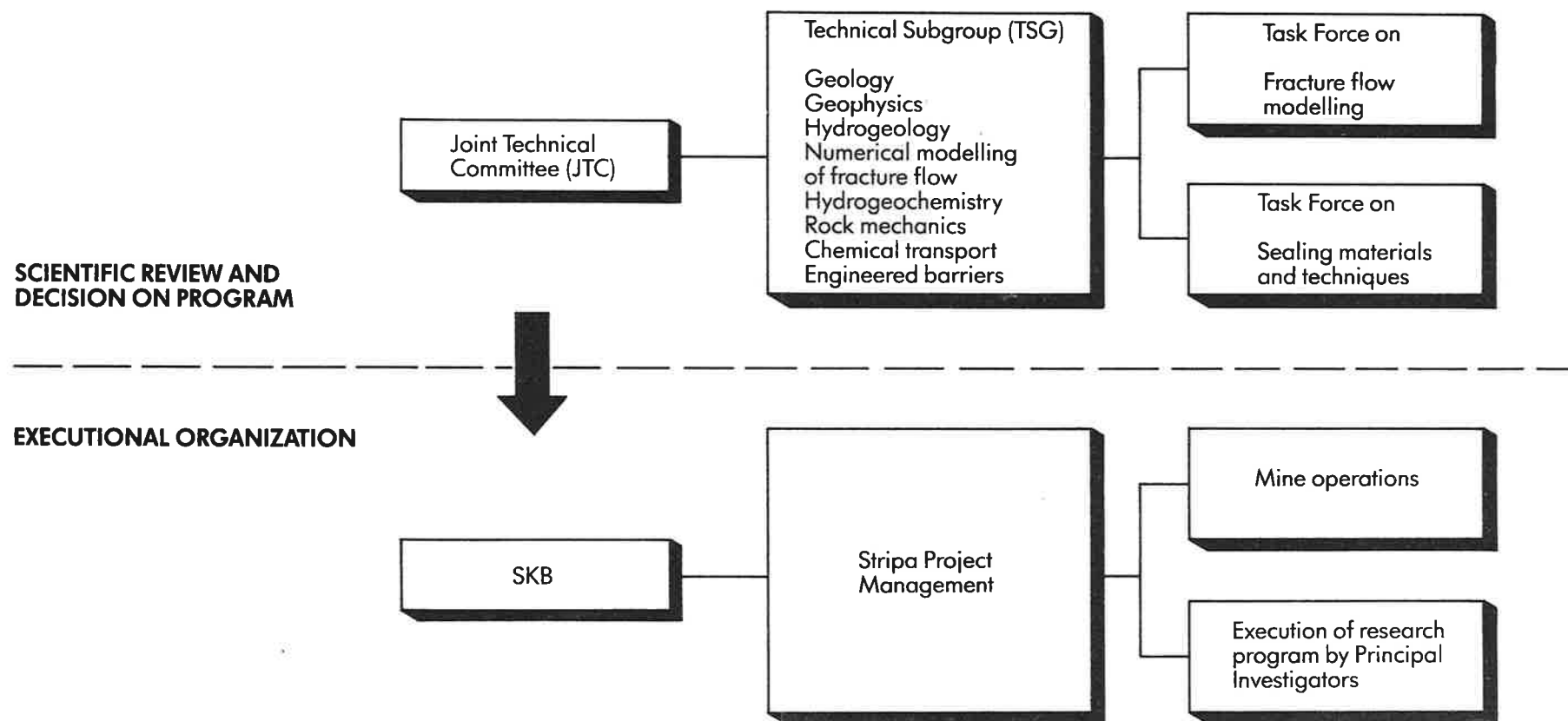


Figure 2. Stripa Project, Phase 3 - Organization



GEOLOGICAL RESEARCH FOR SELECTING AND EVALUATING HIGH-LEVEL WASTE REPOSITORY SITES IN SWEDEN

Kaj Ahlbom, Conterra AB

Lars O. Ericsson, Svensk Kärnbränslehantering AB (SKB)

SAMMANFATTNING

För närvarande produceras närmare hälften av Sveriges el-energi med hjälp av kärnkraft. Elproduktionen sker vid fyra platser med sammanlagt tolv aggregat, vilka har en total effekt av 10 300 MW. Svensk lagstiftning innebär att ägarna till kärnkraftsreaktorerna är ansvariga för en säker och effektiv hantering av det radioaktiva avfallet. Ägarna har därför bildat ett speciellt bolag, Svensk Kärnbränslehantering AB, SKB. Kontrollen och tillsynen av den radioaktiva avfallshanteringen sker genom tre separata myndigheter, Statens Kärnbränslenämnd (SKN), Statens Kärnkraftinspektion (SKI) och Statens Strålskyddsinstitut (SSI). Avfallsmängderna från det svenska kärnkraftsprogrammet (vid drift till 2010) uppgår till 80 000 ton låg- och medelaktivt avfall respektive 7000 ton använt bränsle, dvs högaktivt avfall.

Väsentliga delar av den svenska avfallshanteringen är redan i drift men ett förvar för det högaktiva avfallet saknas. F&U-aktiviteterna vid SKB som är kopplade till det använda kärnbränslet omfattar bl.a. geovetenskapliga frågeställningar och ett program för förvarslokalisering.

Efter ca 100 000 år har det använda bränslet en nivå på toxiciteten som är jämförbar med det naturliga uranets, från vilket bränslet är framställt. Detta är huvudskälet till varför lagring i djupa geologiska formationer studeras. I Sverige domineras berggrunden av prekambrika graniter och gnejser och den huvudsakliga förvarsutformningen är den s.k. KBS-3 metoden. Metoden innebär ett utsprängt förvar på 500 m djup med inkapslade bränsleelement i kopparbehållare. Kapslarna är tänkta att placeras i deponeringshål och omgärdas av bentonitlera. Vid sidan av KBS-3 metoden utvärderas för närvarande även andra lagringssystem.

Vissa egenskaper i den geologiska barriären är fundamentala för den långsiktiga säkerheten i ett förvar. Till dessa hör berggrundens stabilitet, en reducerande vattenkemisk miljö och en låg vattenomsättning. SKB:s F&U-program syftar till att öka förståelsen av dessa geovetenskapliga frågeställningar.

Enligt nuvarande planer kommer anläggningsarbetena för lagret som skall ta omhand det högaktiva använda bränslet att inledas ca år 2010.

ABSTRACT

At present almost half of the electric power in Sweden is produced by means of nuclear power. The nuclear electricity is generated at four sites with all together 12 units, in total 10 300 MW. By law the owners of the nuclear reactors are responsible for a safe and efficient management system of the radioactive waste. The owners have formed a special company, the Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Company – SKB. The regulation and supervision of the radioactive waste management are undertaken by three separate governmental authorities. The amount of waste from the Swedish nuclear program is estimated to 80 000 tonnes of low and intermediate waste, and 7 000 tonnes of spent fuel (HLW).

Essential parts of the Swedish nuclear management system are in operation, but a repository for HLW is still lacking. The R&D activities associated with HLW comprise, among others, geoscientific research and a program for site selection.

The toxicity of the HLW implies a safe disposal for more than 100 000 years. This is the main reason why deep geological repository concepts are needed. In Sweden the bedrock is dominated by precambrian granites and gneisses. The main repository lay-out adopted to this crystalline basement is the so-called KBS-3 concept. This concept constitutes a mined repository at 500 m depth, including copper canisters and bentonite clay barriers. There are some functions of the geological barrier that are fundamental for the performance and long-time safety of the repository. These are bedrock stability, reducing chemical environment and slow groundwater flux. The present geoscientific R&D program aims to improve the understanding of these fundamental functions in the long time perspective needed for a repository of HLW.

The KBS 1, 2 and 3 performance assessments, as well as the on-going SKB-91 projects shows that the deep bedrock of Sweden fulfills the safety requirements. According to the present plans the start of the construction for a HLW repository is foreseen to start around the year 2010.

1. BACKGROUND

1.1 Introduction

This paper outlines the current status of the Swedish nuclear energy program with emphasis on the high level waste management. This is followed by a brief description of the associated geoscientific R&D program performed by the Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co (SKB). Some on-going research projects are exemplified and the current view in Sweden regarding site selection is discussed. A comprehensive description of the on-going R&D work performed by SKB is presented in the R&D-programme of 1989 (SKB, 1989).

1.2 The Nuclear Power Situation

Sweden has a relatively small population, 8.3 million people, but the country uses large quantities of electric power, approx. 140 TWh in 1990. At present almost half of the electric power is produced by means of nuclear power and the rest by hydroelectric power plants. The nuclear electricity is generated at four sites with all together 12 units, in total 10,300 MW.

1.3 Management and Regulations of Nuclear Waste

In Sweden, the owners of nuclear reactors are by law, The Act on Nuclear Activities, responsible for a safe and efficient management system of the radioactive waste. The responsibility also includes the financing of the total costs. To fulfil their obligations, the four reactor owners have formed a special company, the Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co – SKB. SKB is responsible for

- all handling of radioactive waste
- transportation of radioactive waste
- temporary disposal of nuclear waste
- permanent disposal of nuclear waste

The regulation and supervision of the radioactive waste management, i.e. the SKB activities, are undertaken by three separate governmental authorities:

- National Board for Spent Nuclear Fuel (SKN) – research and financing
- Swedish Nuclear Power Inspectorate (SKI) – safety and safeguards
- National Institute of Radiation Protection (SSI) – radiation aspects

1.4 Quantities and Qualities of Waste

Different waste forms impose different demands on handling and final disposal. So called low-level waste (LLW) can be handled and stored in simple packages. Intermediate-level waste (ILW) must be radiation-shielded for safe handling. High-level waste (HLW) requires not only radiation shielding but also cooling for a certain period in order to permit safe storage.

The amount of radioactive waste from the Swedish nuclear power programme is estimated to:

- 86 000 tonnes of ILW and LLW – 230 000 m³
- 7 800 tonnes of spent fuel, HLW – 12 000 m³

1.5 Systems and facilities

Essential parts of the Swedish nuclear waste management system are already in operation. A facility for central interim storage of spent fuel, CLAB, and a sea-based transportation system were commissioned in 1985 and 1982 respectively. A facility, SFR, for final disposal of LLW and ILW started operation in 1988.

A complete disposal system also requires a repository for high level waste. Since the waste is stored in the interim storage for 30 years, to reduce the heat production and radioactivity, a final repository for high level waste is not required to be in operation until 2010. Nevertheless, activities for selection of such a site and the associated research and development, needed to demonstrate its safety, is the main R&D activities currently performed by SKB. These activities are divided into the following main areas:

- studies of various parts of the barrier system
- alternative designs and material
- development of models for performance and safety analysis
- geoscientific research
- selection of a site for a HLW repository

This paper presents an overview of the current status in the Swedish program regarding the last two items listed above.

2 BASIC CONDITIONS FOR THE GEOLOGICAL R&D ACTIVITIES

2.1 Toxicity in the Geological Time Perspective

As direct radiation from the waste can be shielded by a few meters of intact rock the only way to cause harm to man is by transporting radionuclides to the biosphere. This can only take place if the radionuclides are dissolved in a flowing groundwater.

The potential toxicity of the high level radioactive waste can be derived from the amounts of radionuclides in the waste and the hazard each nuclide will pose if reaching man along various possible exposure pathways in the biosphere. Assuming the same transport pathway for waste radionuclides as for natural radionuclides in the bedrock one may compare the toxicity of spent fuel in relation to natural uranium. This is presented in Figure 1.

As could be seen in the figure the potential toxicity of the fuel increases about 10 000 times when used in the reactor. During the following 100 000 years the

toxicity-level will then diminish down to the level of natural uranium. To be able to evaluate the performance of a repository over such long periods of time it is necessary to select a host medium for the repository that has a predictable stability over at least equal periods. This is the main reason why deep geological disposal is almost the only concept for long-lived HLW (Papp, 1991).

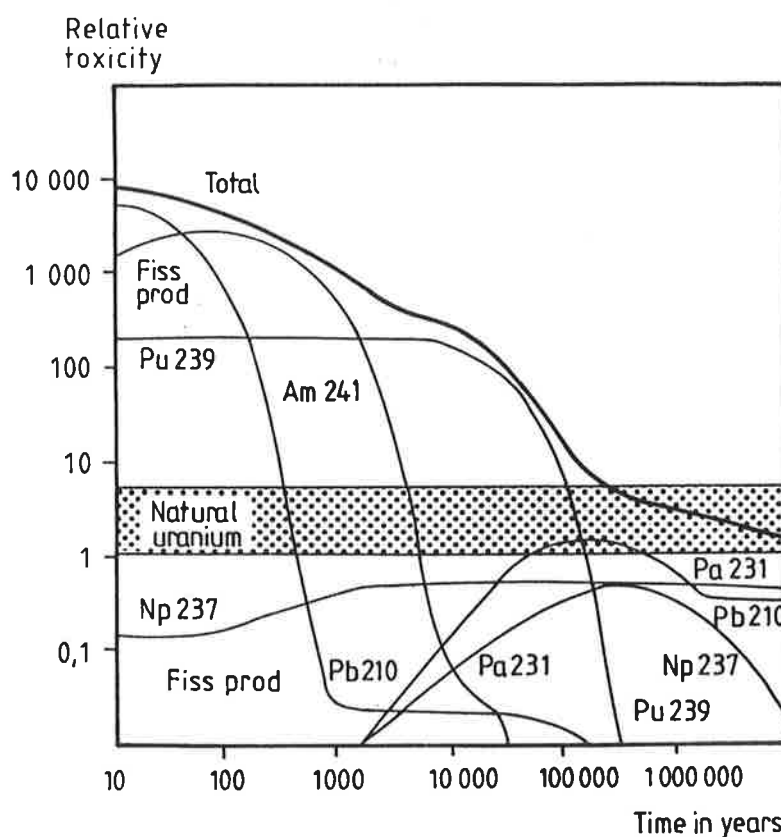


Figure 1. Time dependant toxicity of spent fuel compared with natural uranium if released to biosphere (Papp, 1991).

2.2 Host rocks and repository concepts

A repository concept involving deep geological disposal has to be adapted to the overall geologic and tectonic conditions within each country. Depending on their geological conditions different countries have therefor developed repository concepts for thick clays formations, salt domes, sedimentary rocks and crystalline rocks.

Sweden is geologically located on the Fennoscandian shield which is dominated by gneisses and granites of precambrian age. The Swedish reference repository concept therefore consider a mined repository at c. 500 m depth in crystalline rocks. In this concept, the so-called KBS-3 concept (SKBF/KBS, 1983), copper canisters with high level waste are placed in deposition holes from a system of tunnels. These disposal holes, with a diameter of 1.5 m and a spacing of 6 m, are bored vertically downwards. Blocks of highly compacted swelling bentonite clay are placed in the holes leaving ample space for the canisters. At the final closure of the repository the galleries are backfilled with a mixture of sand and bentonite. The main components of the KBS-3 concept are shown in Figure 2.

In 1984, after a comprehensive domestic and international review, the Swedish government approved the design concept of KBS-3 as an example of a method which fulfils the demands of safety and radiation protection.

Although the KBS-3 concept is the reference concept also alternative concepts and/or repository lay-outs are studied. The main alternatives currently under development at SKB are disposal in very long horizontal tunnels, with a diameter 2.4 m, and very deep boreholes with depths of 4–5 kilometers and diameters of 0.4–0.8 m.

To assure against miscalculations or technical malfunctions a number of barriers are combined in the KBS-3 multi-barrier concept. This repository design aims to make the disposal system as redundant as possible. The main time-table for the final disposal of long-lived radioactive waste in Sweden foresees a final selection of disposal system and site during the 1990-ies.

3. GEOSCIENTIFIC RESEARCH FOR A HLW REPOSITORY

The geoscientific research of SKB is thus related to crystalline rock and the KBS-3 repository concept. As mentioned earlier, the scope of this research will to a great extent be guided by the demands posed by the performance and safety assessments, coupled with the geologic setting and the disposal concept. There are

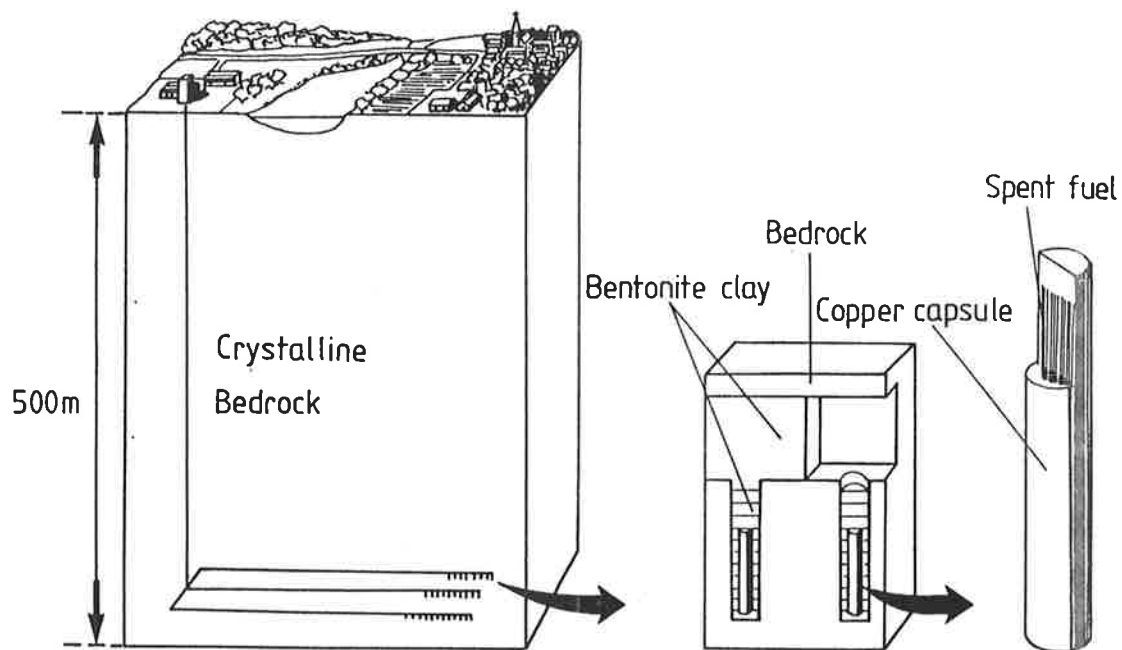


Figure 2. The KBS-3 repository concept for HLW waste.

however some main functions of the geological barrier that are fundamental for the long-time safety of a repository. These are:

- bedrock mechanical stability
- chemically stable environment
- slow and stable groundwater flux

Some aspects of these factors will be discussed below together with examples from the research currently being managed by SKB. Also the program of natural analogues studies to validate theoretical models and the Äspö Hard Rock Laboratory currently under construction, will be briefly described.

2.1 Mechanical protection

The rock provides a long-lasting mechanical protection against external forces, including human intrusion. A repository at several hundred meters depth in the bedrock also provides good protection against effects by climatic changes, such as altered biosphere, sea level changes, permafrost and glaciation.

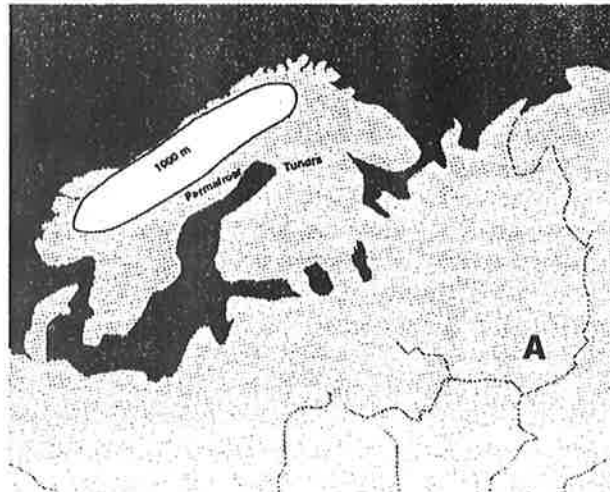
The crystalline basement in Sweden behaves like a brittle media and has done so for more than 900 million years. Over this period of time, and due to the plate tectonics and the different phases of the continental drift, the Baltic shield has been exposed for stress fields of different magnitudes and orientations. Also, great vertical loads has been subjected to the bedrock by recurrent inland ice sheets. These horizontal and vertical loads have resulted in a network of fractures and fracture zones. This, in combination with low seismic activities in the northern Europe, implies that future crustal movements will probable occur in existing faults and fractures. The possibility for new faults to develop in the surrounding bedrock to a repository is therefore regards as low.

New fractures, or reopening of old fractures, will however occur during the construction of the repository. This "zone of disturbance" is caused by excavation damages and by stress redistribution. The importance of this zone currently studied both generically in the on-going performance assessment of SKB-91 and in situ at the Äspö Hard Rock Laboratory.

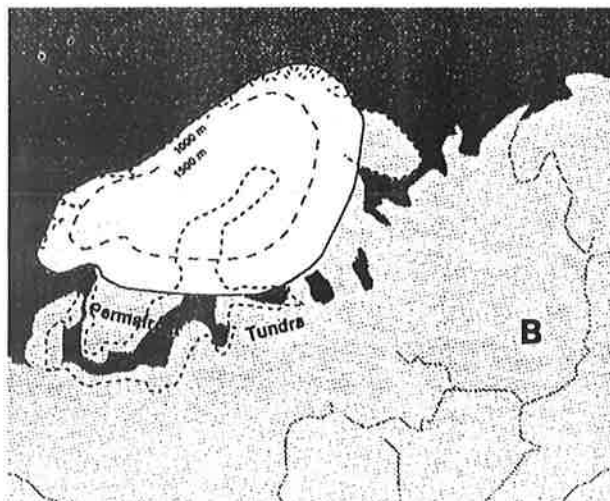
Another example of the on-going research concerning mechanical stability is predictions of future glaciations and associated crustal movements. Figure 3 shows probable extensions of future glaciations during the next 60 000 years (Ahlbom, Ericsson and Äikes, 1991), based on the Imbrie & Imbrie model (1980) of the Milankovitch orbital cycles. According to this model the most extensive ice sheet will occur at 60 000 years from now. The thickness of this sheet is estimated to 2 500 m for central Sweden. The mechanical stability of the crust during such a large glaciation have been modelled using computer simulation of isostatic crustal movements at the Finnsjön Study site in central Sweden (Rosengren and Stephansson, 1990). The modelling showed that relative displacements in the order of centimeters will occur in some of the major pre-existing fracture zones. This will most likely occur during the melting stage of the ice. The modelling did not suggest displacements in the "sound rock" between the fracture zones.

In conclusion, reactivation of pre-existing faults may occur during a glacial cycle but there is no reason to expect new faults. Reactivation of existing faults does not poses harm to a repository since these faults will be known after the repository construction and no waste will be disposed in the vicinity of a such a fault.

5000 YEARS



20 000 YEARS



60 000 YEARS

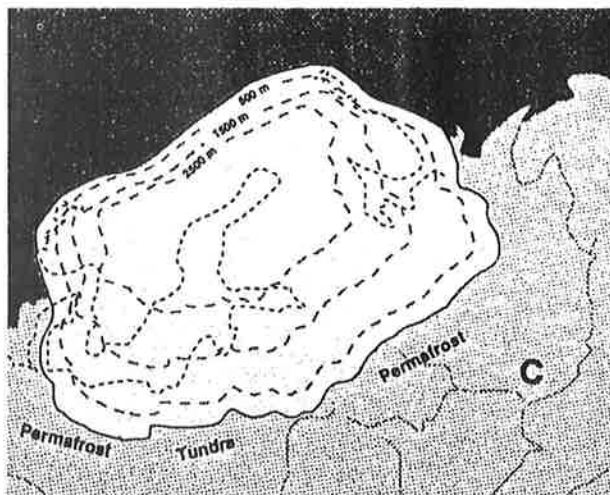


Figure 3. Predicted extensions and thicknesses of future ice sheets.

3.2 Chemically stable environment

Of fundamental importance to repository performance is that the chemical environment is stable. A reducing chemistry of the groundwater is needed to ensure long service-life for the canister and for the slow dissolution of the fuel matrix. There is however no need to expect major changes in the chemical composition of the deep groundwater as the chemistry is determined for the most part by the mineral composition of the rock, which is stable over very long periods of time. The chemical environment of the rock is also important in determining how radionuclides can be transported. Here, the interaction between nuclides and rock is of importance. These properties are largely associated with the rock matrix, which does not change appreciably through the eons.

A strong indication of long-time chemical stability of deep groundwater is maybe the common occurrence of deep saline groundwater found at many sites in Sweden (SKB, 1989). One example is the groundwater composition at the site of the Äspö Hard Rock Laboratory (Gustafson et al., 1989). Because Äspö is surrounded by bays of the sea on all sides, there are very small pressure gradients to bring about a water flux in the bedrock. The groundwater on Äspö is therefore saline already at relatively shallow depths (about 100 m). It is interesting to note that even at this shallow depth, there exist groundwater with a higher salinity than the surrounding sea, thus implying a relict groundwater. There is, for example, a borehole that goes down to a depth of 100 m, but nevertheless contains water with a chloride content of 5000 mg/l, which is about 50% higher than the surrounding Baltic Sea.

At greater depths, about 800 m, the salinity is higher than it is assumed to have been in the Littorina Sea (7500–7000 BP). It is therefore probable that this water has resided in the rock for a very long period of time. Datings of less saline waters point towards tens of thousands of years (Laaksoharju and Nilsson, 1989).

In conclusion, the common occurrence of old saline groundwater at depth indicate that these groundwaters are more or less stagnant, implying a long-time chemical stability.

3.3 Slow and stable groundwater flux

Low groundwater flux in the rock is of importance both for processes affecting the performance of the near field barriers (fuel leaching, canister corrosion and buffer stability) and for transport of nuclides in the rock. The groundwater flux is largely governed by the topography of the groundwater surface, the hydraulic conditions of the fracture system and by the prevailing rock stresses. These factors are largely stable by nature. Under the present non-glacial conditions the groundwater flux around a repository will therefore not change appreciably with time.

Characterization of groundwater flow conditions has since the start of the Swedish program constituted the main part of the geoscientific research. The hydraulic properties and conditions of the fracture system has been extensively studied in boreholes and tunnels, both at study sites and at the Stripa Mine and other underground facilities. At the same time hydraulic models have been developed

and tested on site specific data. One example of this research is the Fracture Zone Project at the Finnsjön Study site (Ahlbom and Smellie, 1989). The main goals of this project are to study the influence of fracture zones on regional groundwater movements, solute transport in fracture zones and investigation methods for locating and characterizing fracture zones.

At the Finnsjön site, a 100 m wide and gently dipping fracture zone (Zone 2) has been studied by means of borehole investigations. The zone was formed about 1600 million years ago and has since been reactivated on a number of occasions. Zone 2 is divided into several subzones, where the uppermost in particular is extremely conductive. A noteworthy fact is that the conductive properties found in all the boreholes that intersect the subzone are persistent and of uniform magnitude. A possible interpretation of the high, uniform conductivity is that the zone was activated in connection with the most recent deglaciation.

Although there are several high conductive parts within the fracture zone groundwater flow only takes place in the uppermost one. This is shown by in situ measurements of undisturbed groundwater flow under natural gradient conditions in sealed-off borehole sections, using a dilution probe. Figure 4 presents the results of borehole measurements of hydraulic conductivity measurements (left) and natural groundwater flow (right) in Zone 2 and its surroundings. The results show a considerable flow rate in the upper high conductive part of the zone (242–246 m), whereas in the lower high conductive part (350–354 m) no groundwater flow was observed, i.e. the flow is in the range of molecular diffusion.

This confirms that the driving force, the hydraulic gradient, in the lower part of Zone 2, is very low. This is consistent with the results from hydrochemical investigations, which indicate stagnant saline groundwater below the upper part of Zone 2. Figure 5 presents a tentative model of groundwater flow at Zone 2.

In conclusion, the highly conductive subhorizontal fracture zone at the Finnsjön site appears to short-circuit the driving forces and flowpaths for groundwater movements determined by the topography. This is positive for a repository, since the water flux at a repository beneath a subhorizontal zone thereby decreases.

3.4 Natural analogues

For an assessment of the performance of the final repository, it is necessary to describe the components of the repository and their interaction over very long periods of time. Since it is difficult to clarify how this long-term interaction takes place on a specific site, theoretical models are used. The extent to which the models are valid is of fundamental importance for the assessment. One way to test the validity of these models is to study natural analogs. A natural analogue can be defined as the occurrence of natural processes that are analogous to expected materials and/or processes in a repository. A number of large analogue studies are currently in progress at different places in the world (Chapman and Smellie, 1986), (Chapman et al., 1990). The more prominent are the Pocos de Caldas project in Brazil (uranium and thorium deposits), Alligator River in Australia (uranium

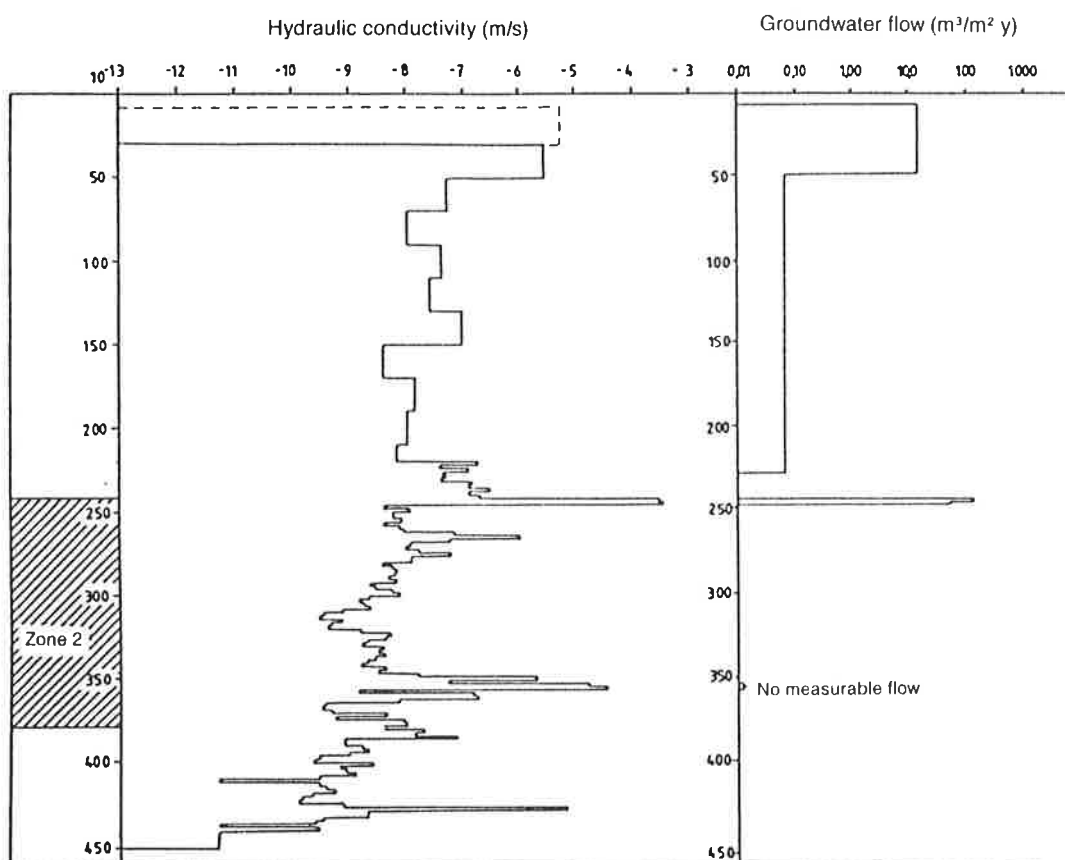


Figure 4. The left-hand portion of the figure shows results from measurements of hydraulic conductivity in borehole BFI01 at Finnsjön. The borehole intersects the subhorizontal Zone 2. The right-hand portion of the figure shows the results from groundwater flow measurements by a dilution probe. Below the upper part of Zone 2 the water is stagnant.

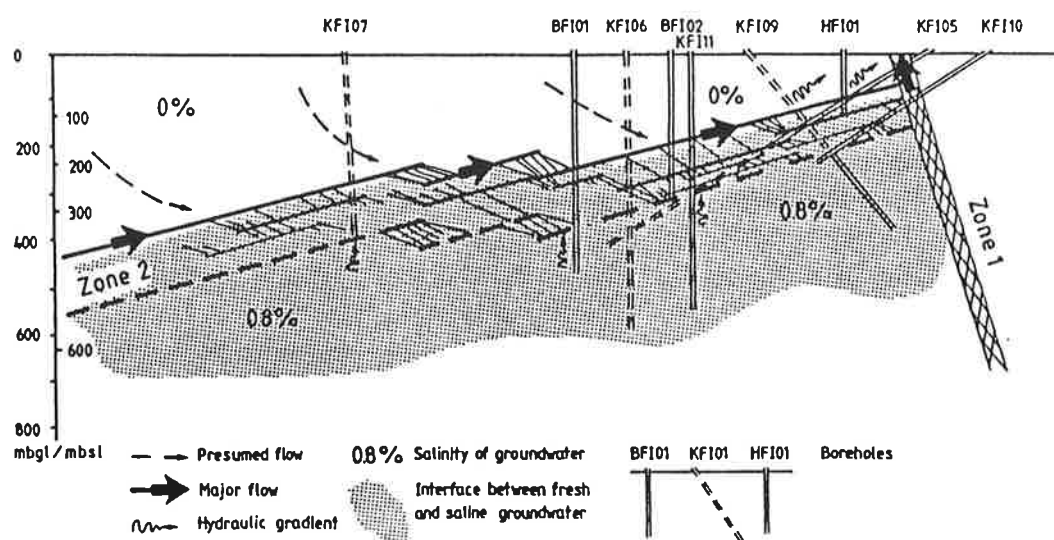


Figure 5. Tentative model of groundwater flow at Zone 2, Finnsjön Study Site.

deposit) and Cigar Lake in Canada (uranium deposit) and Oklo (natural reactor). The objectives of an analogue study are to:

- study processes important for the long-term safety of the repository
- find limits in the parameter values used in the safety assessments
- indicate what phenomena can be of importance
- study the integral results of changes and reactions in a multicomponent system after a very long period of time
- win broader understanding and acceptance for the safety of the repository

The rock and its geohydraulic conditions at the sites where the large analogue studies are conducted can be different from that on the potential repository sites. This is compensated for by the fact that the phenomena and processes of interest are particularly pronounced due to, for example, high natural concentrations of radionuclides and radionuclide-like substances or due to extreme and unique conditions, such as the redox front at Pocos de Caldas, the clay barrier at Cigar Lake and the natural reactor at Oklo. The emphasis in the analogue studies can be shifted to more repository-like geological and geohydrological conditions at a later phase when experience and methods have been developed within the aforementioned projects. SKB therefore plans future analogue studies in more repository-like rock.

3.5 Äspö Hard Rock Laboratory

The investigations performed by SKB on so-called Study sites (see Chapter 4) only involves measurements on the ground surface and in boreholes. There is therefore a need to directly verify the results of surface and borehole investigations with systematic observations from shafts and tunnels down to the depth of a final repository. There is also a need for an underground facility for geoscientific experiments, testing of civil engineering methods and large scale demonstration of disposal techniques. In order to meet these and other needs an underground laboratory on the Island of Äspö is under construction. The lay-out of the Äspö Hard Rock Laboratory is shown in Figure 6.

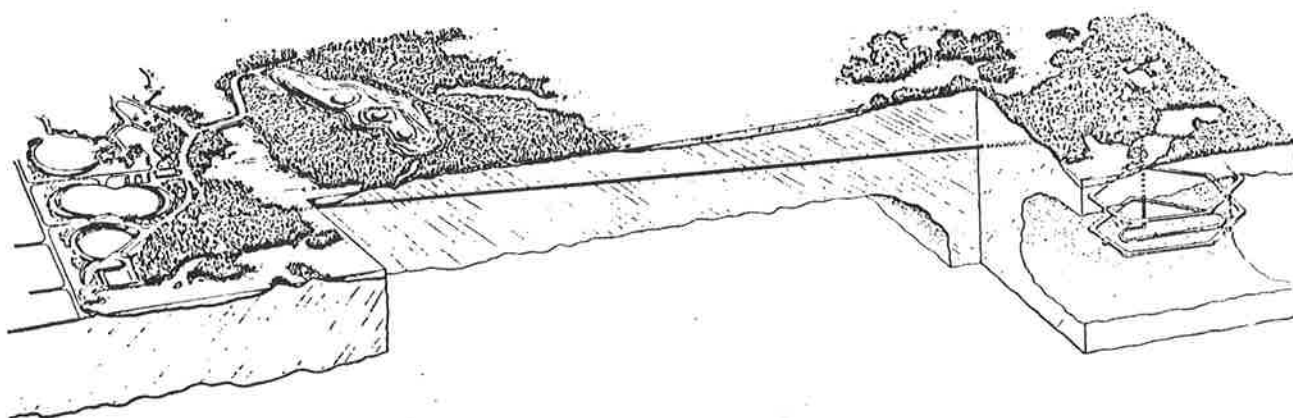


Figure 6. Design of the Äspö Hard Rock Laboratory

4. SOME NOTES ON SITE SELECTION IN SWEDEN

4.1 Main phases

The Swedish program for site characterization and selection consists of the following main phases:

Phase 1 – selection and characterization of Study Sites

- nationwide survey of regions with favourable conditions
- first selection of sites
- preliminary surface investigations and desk studies of selected sites
- selection of Study Sites for comprehensive investigations
- surface and borehole investigations

Phase 2 – selection and characterization of Candidate Sites

- selection of two–three Candidate Sites for detailed and comprehensive investigations
- shafts/tunnels construction for collection of detailed information

Phase 3 – selection and characterization of the Repository Site

- selection of the Repository Site
- characterization needed in for the licensing procedure

The first phase, selection and characterization of Study Sites, have been completed and work are in progress to provide the background material needed to 1993 select two or three Candidate Sites for detailed characterization. The objectives with the Study Sites was to increase the general understanding regarding the geohydraulic conditions and geochemical characteristics of the bedrock down to 500–1000 m depth, and secondly, to provide site-specific data for different performance and safety assessments (e.g. KBS-3, 1983).

All together eight Study Sites have been characterized. The scope of investigations at each site have involved 10–15 cored boreholes, of which most are drilled down to 500–700 m depth. The boreholes surveys included core mapping, geophysical logging and extensive programs for water sampling and hydraulic tests.

Characterization of Candidate Sites are planned to start around the year 1993 and will continue until the year 2000. During 1992–1993 SKB will present the scope of investigations that will be used in the characterization of the Candidate Sites. The scope will largely be dependent on the data needs outlined by the SKB-91 performance assessment, coupled with the experience from investigations of the Study Sites, as well as from the Stripa project and the Äspö Hard Rock Laboratory.

4.2 Selection of Candidate sites

Final selection of Candidate Sites in Sweden has not yet been made, and the site selection procedure has therefore not yet been established. The current view in Sweden is not to apply exact criteria when selecting the Candidate Sites. Instead five desirable qualities factors is foreseen to be considered (in order of application rather than importance):

Accessibility – All Swedish reactors are located at the coast within the southern and central parts of Sweden. A sea-based transportation system for spent fuel has been developed, and thus road and rail transportation of radioactive materials through populated areas are avoided. This is not for any important technical, safety or economic reasons, but reflects people's concern over land transport of radioactive materials through populated areas and unseparated from other traffic. Candidate sites in Sweden should therefore preferably be located near the coast.

Coastal sites cannot be directly applied to other countries where nuclear power stations are also found at inland locations. With this in mind, it might be suggested that exploration for candidate repository sites should consider areas which would minimize or require relatively short land transport from the relevant nuclear installations. It may be added for illustration that both the interim storage for spent fuel (CLAB), and the final repository for low- and medium-level waste (SFR) in Sweden, have been constructed in crystalline rocks near existing nuclear power stations.

Rock Exposure (Outcrops) – A large extent of outcrop permits detailed geologic mapping and structural analyses including information on the tectonic regime, fracture formation and other fracture characteristics. Such direct observations, in combination with geophysical surveys, are of great value to predict bedrock conditions at repository depth. For example, the spacing and geologic character of shear zones mapped at the surface can be assumed to exist at repository depth, provided the studied rock body is large and exhibits a similar deformation style over a large area. Not only is this type of information important for the siting of the boreholes, but also in the later evaluation of the borehole measurement and for the construction of geologic and tectonic conceptual models of the site.

Geometry and Topography – A site must offer sufficient area of "sound rock" to host a repository. In the Swedish KBS-3 concept this area is about 1 km². Further, simple structures are desirable, and large monolithic bedrock blocks are especially attractive. Areas where the distance between observed or suspected fracture zones is great are regarded as favourable. Since the groundwater flow strongly depends on the hydraulic gradient, areas with a low topographical profile may be more favorable.

Rock Type – Choosing areas with common rock types, with no commercial value and no known or suspected deposits of valuable minerals, will avoid conflicts with future land use. The Swedish program has thus hitherto investigated mainly gneisses and gneissose granitic rocks, together with one massive granite site and one gabbro site.

Availability – Availability, whether it involves the landowner's permission or an alternative use of land, is a very important site selection factor.

4.3 Selection of the repository site

The overall general criteria for the repository site is that the characteristics of the site, combined with a suitable repository design, shall satisfy all reasonable safety requirements. The safety analysis of KBS-3 strongly suggested that most Study Sites will satisfy the safety requirements. If this is also the result after the detailed investigations of the Candidate Sites, then these sites can then be compared and ranked according to the following factors:

- site-specific uncertainties in performance and safety assessment ("provability")
- transport conditions
- costs
- socio-economic factors

The overall goal for the procedure of selection and screening is to find a repository site, where it can be demonstrated in a credible way, that the site is **good enough** to meet all reasonable safety requirements with due regard to margins necessary to cover inevitable uncertainties. As a matter of principle it is important to distinguish this approach from the search for the **very best** existing site. Such a site could of course never be found.

5 TIME SCHEDULE AND FINANCING ASPECTS

The planning of the R&D work managed by SKB is reviewed by the authorities at regular intervals. An application for a siting licence of the high level waste repository will be submitted around the year 2003. The start of construction is foreseen to start around the year 2010.

The financing of the waste management activities in Sweden is ensured by a fee on the nuclear power production. The fee is paid to a government-controlled fund from which money is paid back to the power industry. The total payment by the Swedish utilities is around 200 million USD per year and the average fee is around 3 USD per MWh (0.019 SEK per kWh). This corresponds to around 5 % of the consumers' price of electricity in Sweden.

REFERENCES

- Ahlbom K., Ericsson L.O. and Äikes T., 1991: SKB/TVO Ice age scenario. SKB Technical Report (In press), Stockholm.
- Ahlbom K. and Smellie J.A.T. (eds), 1991: Underground nuclear repository investigations at Finnsjön, Sweden. Special Issue. Journal of Hydrology, Vol. 126, Nos. 1-2, 1991.
- Chapman N.A. and Smellie J.A.T., 1986: Special issue on "Natural Analogues to the conditions around a final repository for high-level radioactive waste". Chemical Geology Vol. 55, no 3/4, p 167-388.
- Chapman N.A., McKinley I.G., Shea M.E. and Smellie J.A.T., 1990: The Pocos de Caldas project. Summary and implications for radioactive waste management. SKB Technical Report TR 90-24, Stockholm (In press).
- Gustafson G., Stanfors R. and Wikberg P., 1989: Swedish Hard Rock Laboratory: Evaluation of 1988 year pre-investigations and description of the target area, the island of Äspö. SKB Technical Report TR 89-16, Stockholm.
- Imbrie, J. & Imbrie, J.Z., 1980: Modelling the climatic response to orbital variations. Science 207, p 943-953.
- Laaksoharju M. and Nilsson A-C., 1989: Models of groundwater composition and of hydraulic conditions based on chemometrical and chemical analyses of deep groundwater at Äspö and Laxemar. SKB Progress Report PR 25-89-04, Stockholm.
- Papp T., 1991: Radioactive Waste and Environmental Risk. Paper presented at the International Workshop on Education in the field of Radioactive Waste Management, June 16-20, 1991, Engelberg, Switzerland.
- Rosengren L. and Stephansson O., 1990: Distinct element modelling of the rock mass response to glaciation at Finnsjön, central Sweden. SKB TR 90-40, Stockholm.
- SKB, 1989: R&D-programme 89. Handling and final disposal of nuclear waste. Program for research development and other measures. SKB, Stockholm.
- SKBF/KBS, 1983: Final storage of spent nuclear fuel KBS-3. SKBF/KBS, Stockholm.

CHARACTERIZATION OF FRACTURES AND GROUNDWATER FLOW IN THE STRIPA MINE

Karakterisering och modellering av sprickzoner och grundvattenflöden i Stripa gruva

Tekniker Olle Olsson, Conterra AB, Uppsala

INTRODUCTION

The Stripa mine was used as a research facility for problems related to final disposal of spent nuclear fuel from 1977 to 1991. The second phase of the International Stripa Project (1983-1986) focused on the development of new techniques for characterization of the rock mass. In this phase cross-hole radar, seismic, and hydraulic testing techniques were developed. At the end of this phase it was considered that the capability of these techniques to characterize a previously unexplored volume of rock needed to be demonstrated. Furthermore, development of discrete fracture flow models was rapidly evolving at this time (1986) and the capability of these models to predict groundwater flow and transport through a fractured medium also needed to be demonstrated. This could best be achieved through a validation process where blind predictions were compared to measurements in several cycles. This constituted the rationale for the Site Characterization and Validation (SCV) Project which was carried out in the third and last phase of the Stripa Project (1986-1991).

THE SITE CHARACTERIZATION AND VALIDATION PROJECT

The overall objective of the SCV Project was to determine how well the techniques and approaches used in site characterization can be used to predict groundwater flow and radio-nuclide transport in a fractured medium. The central aims of the project were:

- to develop and apply an advanced site characterization methodology which integrates different tools and methods in order to predict groundwater flow and solute transport
- to develop and apply a methodology to validate that the models (both conceptual and numerical) are appropriate to the processes under examination in a fractured rock mass

The concept underlying the SCV Project is that model-based predictions should be checked against experimental results on an iterative basis. Hence, the SCV Project reduced to two cycles of data-gathering, prediction, and validation as follows;

Stage	Title of stage	Period	Type of work	Cycle
I	Preliminary site characterization	86-88	data gathering	↑ first
II	Preliminary prediction	87-88	prediction	
III	Detailed characterization & preliminary validation	88-89	validation/ data gathering	↓ ↑
IV	Detailed predictions	89-90	prediction	
V	Detailed evaluation	90-91	validation	↓ second

The basic experiment within the SCV Project was to predict the distribution of water flow and tracer transport through a volume of rock, before and after excavation of a sub-horizontal drift, and compare these predictions to the actual field measurements. To test different approaches to numerical prediction of groundwater flow and transport four different research groups were engaged for the numerical modelling.

Stage I comprised the drilling and investigation of 5 boreholes for preliminary characterization. Three 200 m long semi-horizontal boreholes were drilled 60 m apart towards north (N2-N4). Two 150 m long boreholes were drilled towards west 70 m apart (W1 and W2). The volume of rock investigated was situated in a granitic pluton around 380 m below ground to the north of the mined-out region in the Stripa Mine (Figure 1).

During **Stage II** the data were analyzed and a conceptual model of the site devised. This model was the basis for preliminary numerical predictions of the groundwater inflow to six 100 m long parallel boreholes (the D-boreholes) that outline a cylinder (diameter 2.4 m) centrally located within the SCV site (Figure 2). Four different types of numerical groundwater flow models were used for the inflow predictions.

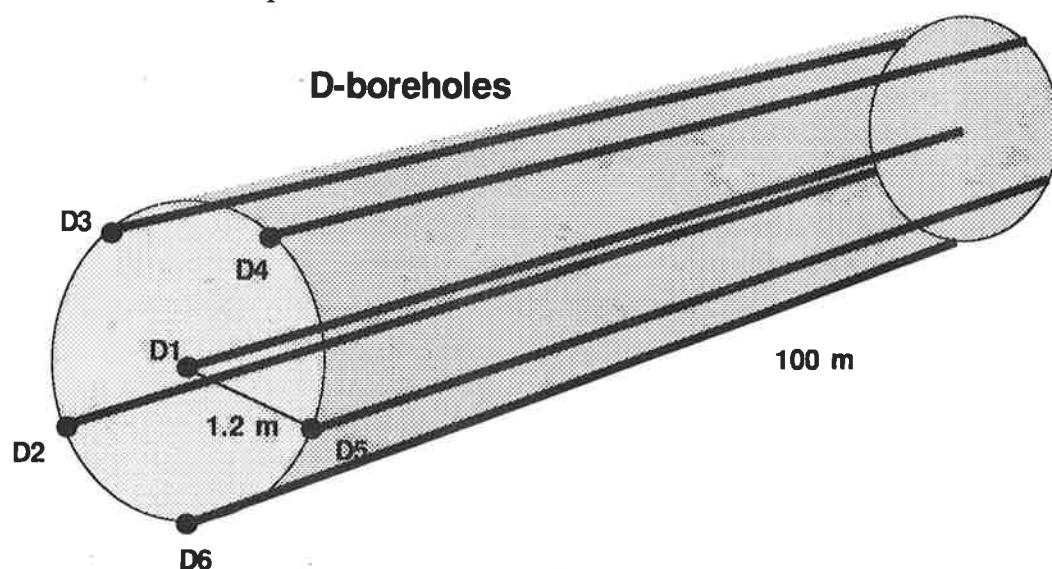


Figure 2 The D boreholes outlined a 100 m long semi-horizontal cylinder.

In **Stage III** five boreholes (the C-boreholes) were drilled from essentially the same point at the 360 m level towards the central portion of the site and

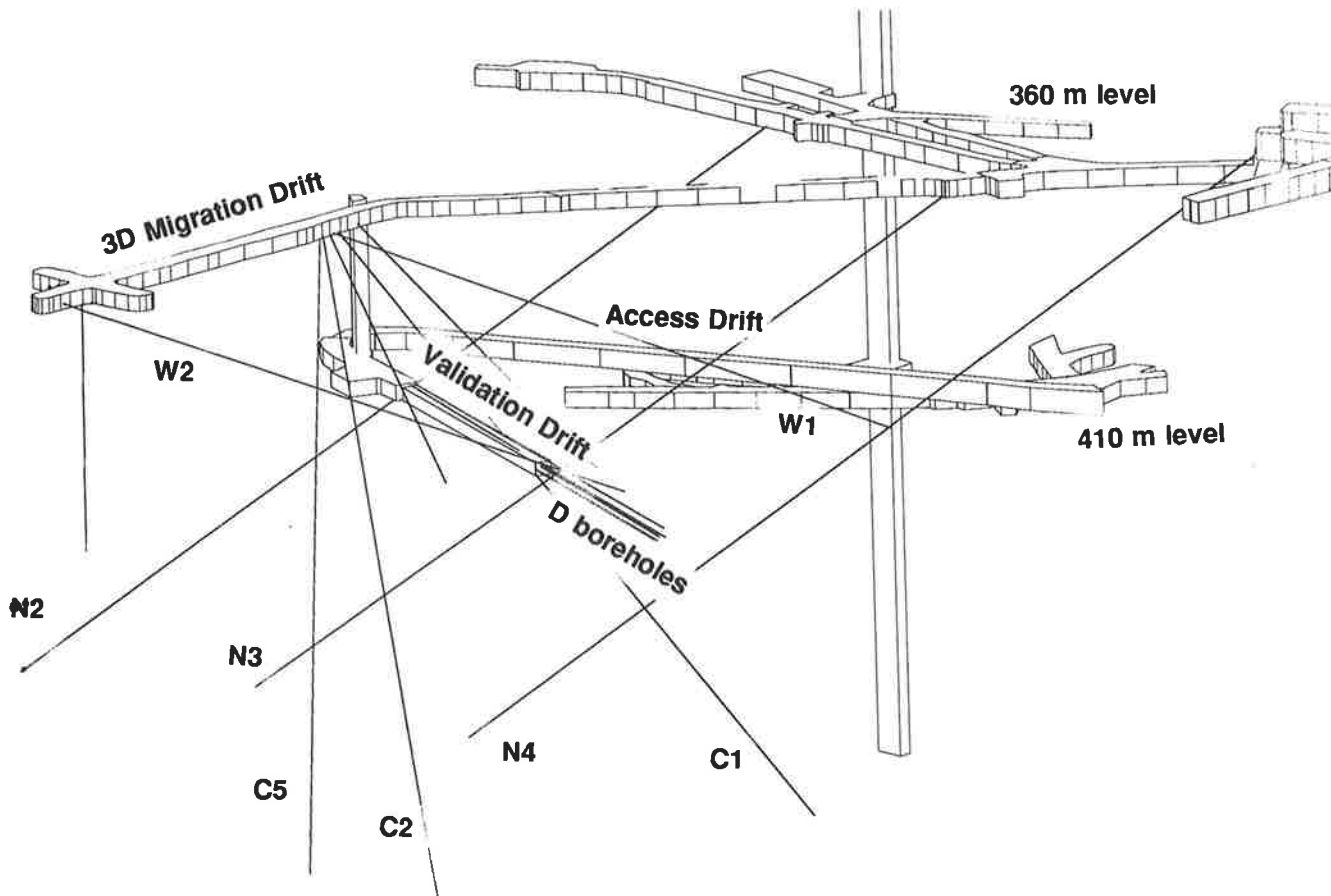


Figure 1 The SCV site is located north of existing mine workings. The site was investigated from boreholes drilled from the 360 m level. The Validation Drift and the D boreholes at the 385 m level were used to check the predictions.

investigations made in them to provide data for detailed predictions of inflow to the Validation Drift (to be excavated in Stage V, Figure 1) and for a check on the first conceptual model. In this stage the newly developed directional radar and high resolution borehole seismic techniques were applied. An access drift was excavated from the 410 m level to the 385 m level. The six 100 m long D-boreholes were drilled from the end of the Access drift, the inflow measured, and compared to predictions. This constituted the first attempt of validating the models.

In **Stage IV** the conceptual model was updated based on the additional data available from Stage III. This model was used as input to the upgraded numerical models which were used to make predictions on fracture occurrences, distribution of groundwater inflows, and tracer transport to the Validation Drift.

At the beginning of **Stage V** the Validation Drift was excavated in place of the first 50 m of the cylinder outlined by the D-boreholes. This was followed by fracture mapping, measurements of groundwater inflow, and tracer transport to the drift. A comparison was made of the measured data and the predictions provided by the four research groups on numerical flow and transport modelling in order to validate the models.

THE CHARACTERIZATION PROGRAM

A detailed characterization of the SCV site which was located several hundred meters below the ground surface required all investigations to be performed from drifts and boreholes drilled from drifts. The program for characterization of the SCV site included the following items:

Fracture mapping in drift and boreholes: The fractures in the drifts adjacent to the SCV site were mapped along scanlines. Areal mapping of the drift walls was made in selected locations. Detailed areal mapping was also made to study the variability in fracturing within a fracture zone intersected by several drifts. Mapping was also made of cores from all boreholes drilled. The cores were oriented through identification of reference fractures by TV-logging. This provided data on fracture orientations, trace lengths, truncation modes, and spacing (Gale *et al.*, 1991).

Borehole radar: Cross-hole and single hole radar measurements were made to find the orientation and extent of fracture zones at the site. The directional borehole radar system developed within this phase of the Stripa Project proved particularly useful as it directly provided data on the orientation of fracture zones based on measurements in a single borehole (Sandberg *et al.*, 1990). Radar tomography was also used to show how saline tracer injected in a borehole was transported through the rock mass (Olsson *et al.*, 1991).

Borehole seismics: Seismic techniques were also successfully used to find orientation and extent of fracture zones. The seismic program included both cross-hole reflection and tomography measurements. In this case the reflection measurements provided the best data for characterization of fracture zones. The success of the seismic method was largely due to a novel processing technique developed within the project (Cosma *et al.*, 1991).

Single borehole geophysics: To obtain *in situ* data on the physical properties of the rock in the vicinity of the boreholes the following logs were run; borehole deviation, sonic velocity, single point resistance, normal resistivity, caliper, temperature, borehole fluid conductivity, natural gamma radiation, and neutron porosity. The sonic velocity, single point resistance, and normal resistivity were found to be useful in identifying fractures and fracture zones.

Hydrogeologic characterization: Initially single borehole testing was made to provide data on transmissivity and head along the boreholes. A new equipment had been developed in order to ensure that reliable information could be collected within the mine environment in reasonable time scales. The system was built around a multiple packer probe which allowed rapid testing of permeable features with high spatial resolution (Holmes and Sehlstedt, 1991). The single borehole testing was followed by cross-hole testing to define hydraulic properties of the fracture zones on the scale of the site (≈ 100 m). Another important aspect of the cross-hole testing was that it provided a check on the hydraulic significance of the geophysically identified fracture zones (Black *et al.*, 1991). The hydraulic program also included monitoring of head in more than 50 locations across the site. This gave data on the head distribution across the site as well as hydraulic responses to various activities in the mine which could be used to characterize hydraulic connections across the site.

Hydrochemical characterization: Groundwater samples were taken during hydraulic testing and analyzed for major constituents. The analysis showed that there were three types of groundwater present which were classified as "shallow", "mixed", and "deep" (Laaksoharju, 1990). The groundwater was also found to contain about 3% of dissolved gas (by volume), mainly nitrogen.

Rock mechanical characterization: An important aspect of groundwater flow through fractures is the effect of stress on the fracture transmissivity. To study this flow through fractures under different stress loads were made on several samples and in one *in situ* test (Gale *et al.*, 1991, Makurat *et al.*, 1990). This yielded stress-permeability relationships which were used in the modelling. Stress measurements were made to get data on the *in situ* stresses (McKinnon and Carr, 1990). At the level of the Validation Drift the maximum principal stress was ≈ 24 MPa and oriented parallel to the drift (i.e. NNW-ESE).

STRUCTURAL MODEL OF THE SCV SITE

In the investigation of a site data of many different types are collected and used to provide the description of the site in terms of location of fracture zones and properties of the rock. Three general demands can be put upon a structural model in order to gain confidence. These are;

- the description should be as quantitative as possible, i.e. parameters and characteristics should be described in terms of numbers where possible.
- the descriptive parameters should be objective in the sense that a reinterpretation of the data by a new set of experts should yield roughly the same result.
- the process should be traceable, i.e. it should be possible to follow how the model was arrived at.

Within the SCV Project a considerable effort was spent in the attempt to meet these demands.

From the start of the SCV Project it had been assumed that it was relevant to make a description of the site in terms of "fracture zones" and "averagely fractured rock". An obvious question is whether such a binary description can be motivated from measured data. To answer this question principal component analysis was made of normal resistivity, sonic velocity, hydraulic conductivity, fracture frequency, and occurrence of single hole radar reflectors in all boreholes. The combined parameter corresponding to the largest eigenvalue was defined as "Fracture Zone Index". The frequency distribution of the FZI shows a skewed distribution (Figure 3). The distribution is not bi-modal but it can be considered to consist of two parts. One part is a more or less normal distribution centered around a mean value slightly less than zero and the other part is the tail of higher values. The dividing line between the tail and the normal distribution occurs approximately at a value of 2 for the FZI. Based on the frequency distribution we considered it justified to use a binary description of the rock mass where it is divided into "averagely fractured rock" ($FZI < 2$) and "fracture zones" ($FZI > 2$). Thus, using the index points in the boreholes can be defined which are considered to represent "fracture zones". These locations occupy 7% of the length of the boreholes at the SCV site (Black *et al.*, 1991).

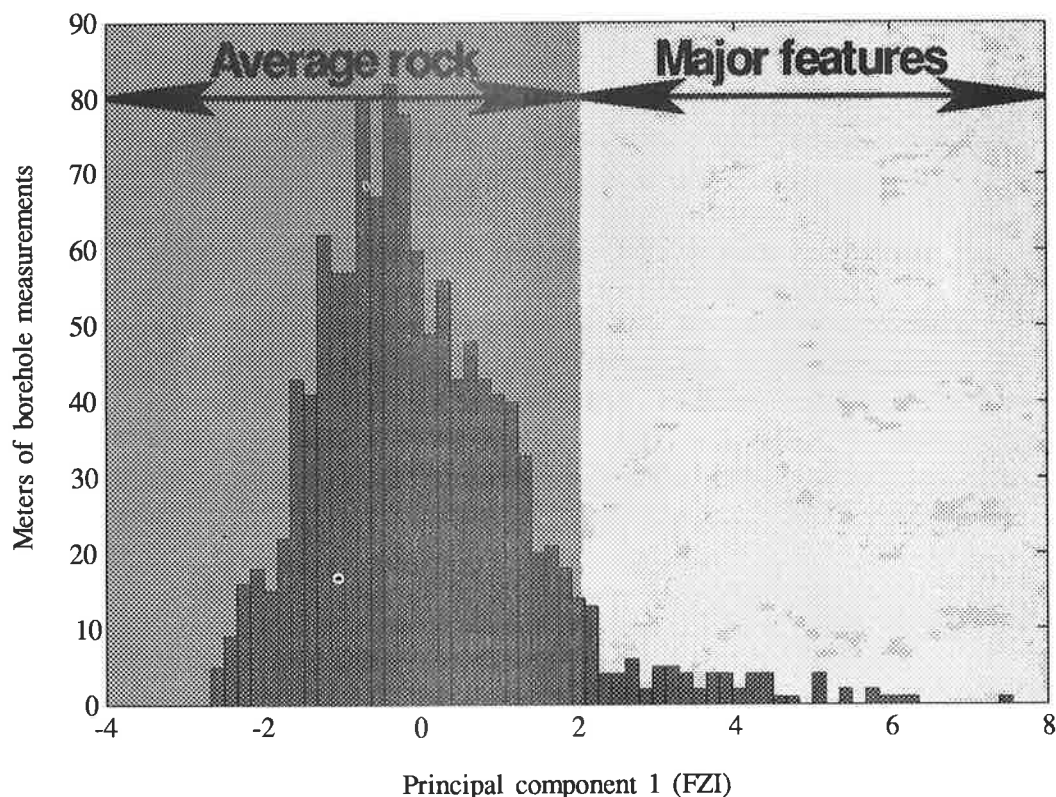


Figure 3 Frequency distribution of "fracture zone index" (principal component 1) and its use to designate fracture zones from "average rock". Data from boreholes C1, C2, C3, N2, N3, N4, W1, and W2.

Having identified the location of "fracture zones" in the boreholes the next task is to find their extent between boreholes. This is based on the information provided by the radar and seismic methods. Both of these methods are true remote sensing techniques in that they provide data on the presence and location of fracture zones far away (>10 m) from the boreholes. The procedure developed for combining the single borehole data and the remote sensing data is outlined in Figure 4. The consistency between the occurrence of FZI anomalies and remote sensing data from different boreholes is checked. A list is made of anomalies where data is consistent as well as where data is inconsistent. The success of this approach will depend on the extent to which all single hole anomalies can be explained. If the majority of anomalies have been accounted for we have been successful and the conceptual model provides a consistent and comprehensive description. If many anomalies remain the description will be incomplete. It should also be expected that the FZI will to some degree identify features of such limited extent that they are intersected by only one borehole. If directional radar data are available it is possible to find the orientation of such features and they can be included in a deterministic model. However, such features of limited extent have generally been excluded from the structural model in order to make the model consistent across the SCV-site (directional data was only available from a few boreholes).

In addition to the FZI and remote sensing data there are sets of data which can not be used to define the geometry but which provide checks on the geometric model. A basic requirement on the geometric model is that it should be compatible with the crosshole hydraulic responses and the head monitoring data. In addition, crosshole hydraulic tests provide data on the large scale

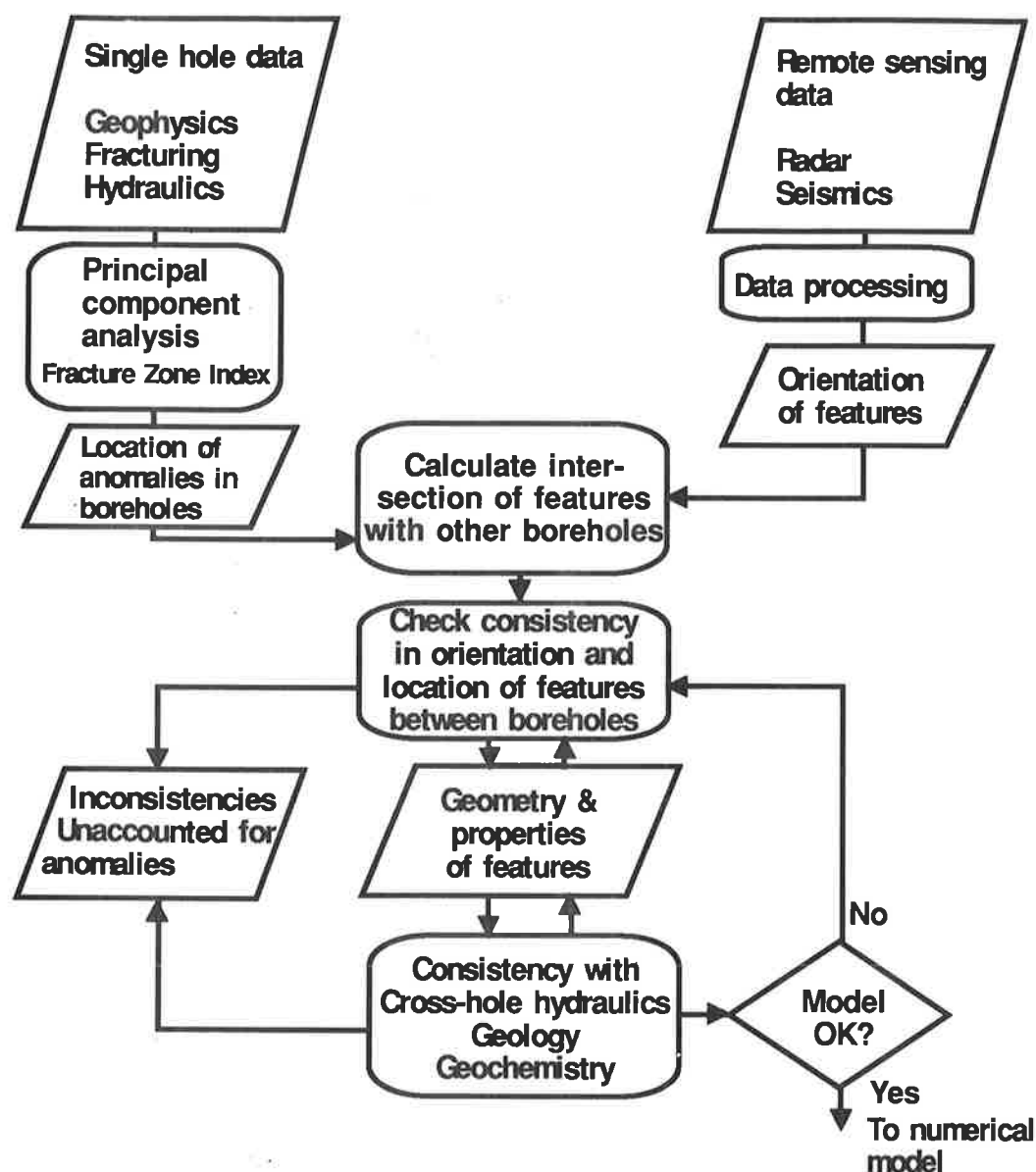


Figure 4 Outline of procedure used for construction of the structural conceptual model of the SCV-site.

hydraulic properties of the extensive features which is required for the hydraulic modelling. Groundwater chemistry data will provide information on the overall flow pattern and should also be compatible with the model. Furthermore, when the geometry is known, it is possible to correlate geological characteristics of the features at the borehole intersections such as fracture orientations, fracture minerals, alteration, and degree of tectonization. Such data can serve as a verification of the geophysical interpretation and facilitate creation of a tectonic model of the site.

The conceptual model of the SCV-site contains three major features or fracture zones named A, B, and H. These features are considered to extend beyond the limits of the SCV-site to the ground surface. The connection between the SCV-site and the surface provided by these features is thought to cause the high heads observed at the site. The properties and width of these major features are highly variable where they are observed intersecting the boreholes. The thickness of these features varies from 2 m to 12 m. At the borehole intersections the features generally exhibit anomalous properties compared to

"averagely fractured rock". These major features are important for the groundwater flow system across the SCV-site in that they account for 75 % of the hydraulic transmissivity as measured by single hole hydraulic tests.

Three minor features named I, K, and M with an extent of 50-100 m have also been identified. These features are associated with fracture zone index anomalies close to or just below 2. Using the strict definition of major features (i.e. FZI > 2), these features do not qualify as "major" since the fracture zone index is generally less than 2. However, these features are clearly observed in the remote sensing data (radar and seismics) and it has been possible to determine their orientation and extent. Another reason for including them in the conceptual model is that they provide hydraulic connections between the major features A, B, and H. These minor features account for 4 % of the single hole hydraulic transmissivity measured in the boreholes.

A plan view of the location of the identified features at the 385 m level of the mine is shown in Figure 6. From the figure it is evident that A, B, and H intersect just north of W2. Feature I connects A and B with each other and borehole W1. K connects borehole N2 with zone H. The consistency of the model and its relevance for groundwater flow through the site was confirmed by the crosshole hydraulic testing.

VALIDATION EXPERIMENTS

A set of validation experiments were designed in order to check the predictions made by the groundwater modelling teams. These experiments were performed in the D boreholes and the Validation Drift which was excavated in place of the first 50 m of the D boreholes (Figure 1). The modelling groups were first asked to predict the inflow to the D boreholes and the distribution of flow within the boreholes. This was followed by predictions of inflow and tracer transport to the Validation Drift. In this section the results of these experiments are briefly reviewed.

In the Simulated Drift Experiment (SDE) the inflow distribution to the D boreholes was measured under three different heads in order to study if there were significant non-linear effects (e.g. due to changes in effective stress). The D boreholes had been arranged on a circle (Figure 6) in order to simulate a drift without introducing excavation effects. The distribution of inflows to the D boreholes are shown in Figure 7. Large inflows occur at two locations where fracture zones H and B intersect the boreholes. The inflows are essentially localized to a few fractures within the fracture zones. For a large portion of the borehole length the inflow was below the measurement limit. The fracture zones intersected the D boreholes within a couple of meters of the predicted locations (Holmes *et al.*, 1990).

The inflows to the Validation Drift were measured by collecting the flows to the upper part of the drift in plastic sheets while flows to the lower part of the drift were collected in "sumps" which were drilled into "wet" fractures. To account for evaporation from unsheeted areas a bulkhead sealed the end of the drift and the net outflow of water through ventilation air was measured. Among the many hundred of fractures seen in the drift, there were two fractures in

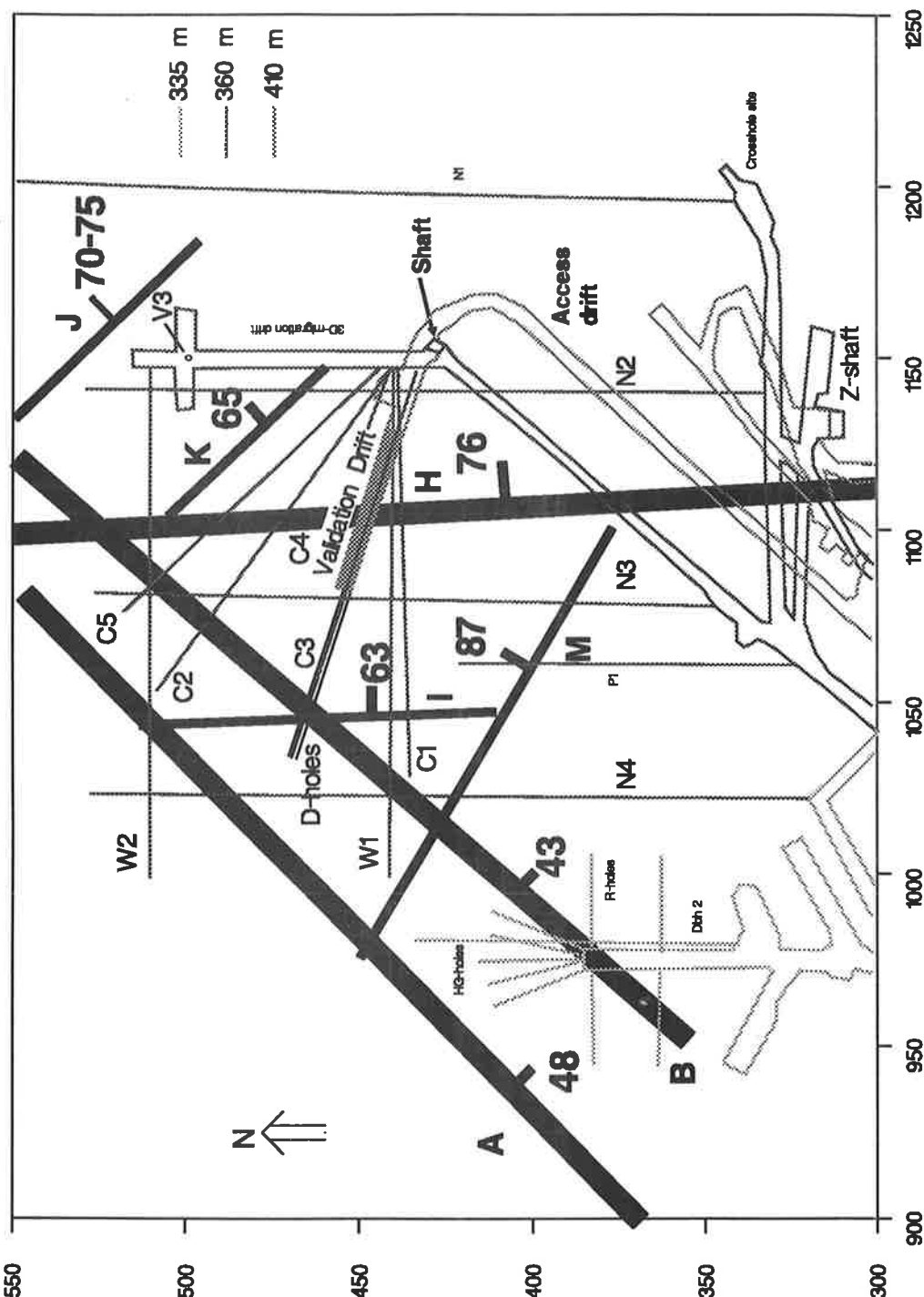


Figure 5 Plan view of features contained in the conceptual model of the SCV-site. The map shows the location of the features at the 385 m level.

zone H that contributed 90% of the flow to the drift. These were the same fractures where water flowed into the D boreholes.

Table 1 compares the inflow measurements to the Validation Drift to the corresponding section of the D boreholes. The first column shows the inflows measured to the Validation Drift. The second column shows the inflows to the portion of the D-boreholes coincident with the Validation Drift during the SDE adjusted to a zero head boundary condition in the drift (Black et al., 1991). The total flow to the Validation Drift was only about 1/8 of the flow to the corresponding part of the D boreholes. The relative reduction in flow to the

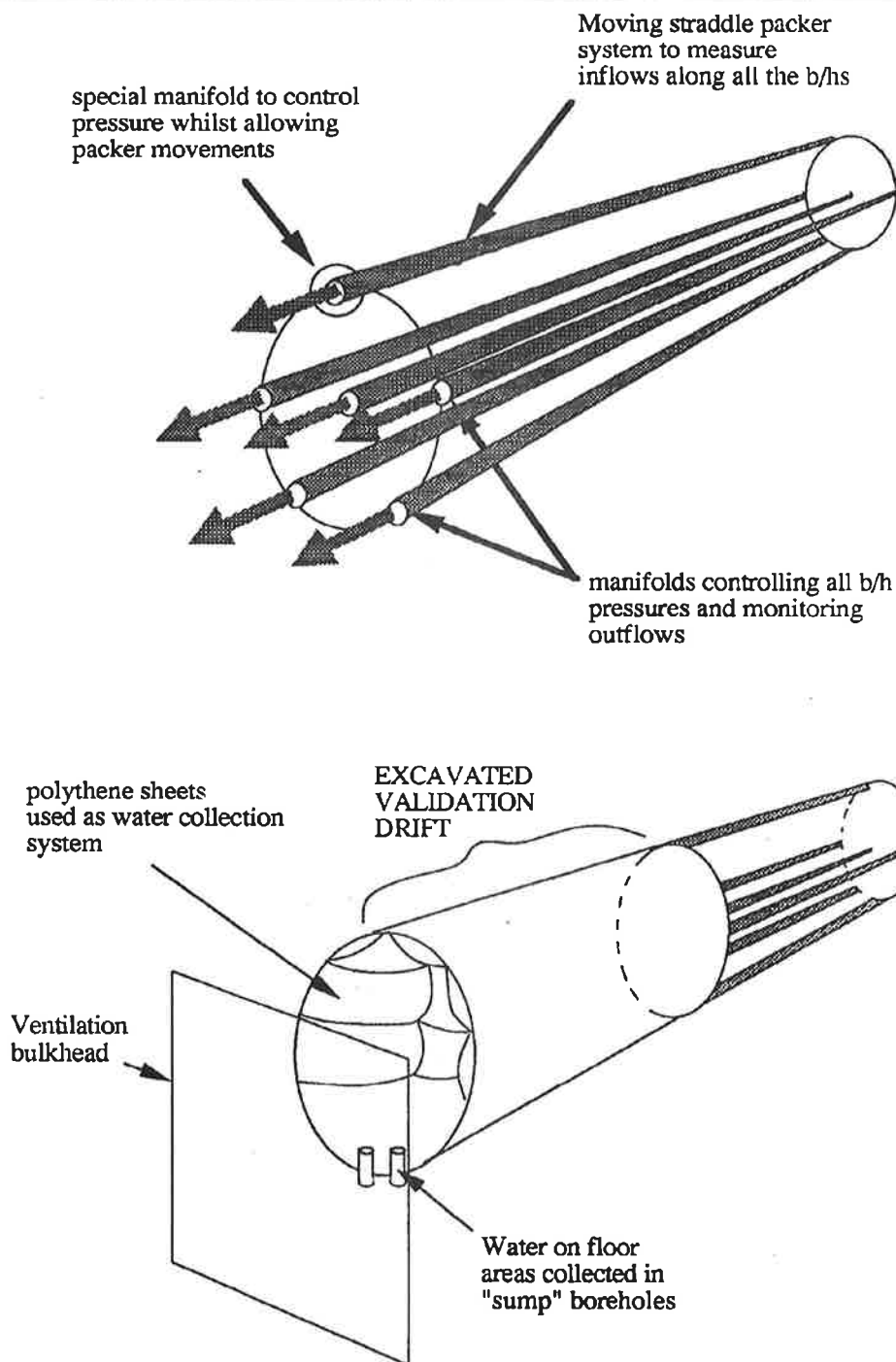


Figure 6 In the Simulated Drift Experiment (SDE) the inflow distribution to six 100 m long boreholes held at the same head was measured. In Stage V a 50 m long drift was excavated and the inflow distribution to the drift measured.

drift is evidently greater for the "averagely fractured rock" which gets a reduction by roughly a factor of 40 while the flow through the fracture zone H is reduced by a factor of 8. The reduction in inflow to the drift was quite unexpected and thorough checks have been made of the data to confirm that the reductions reported here are correct.

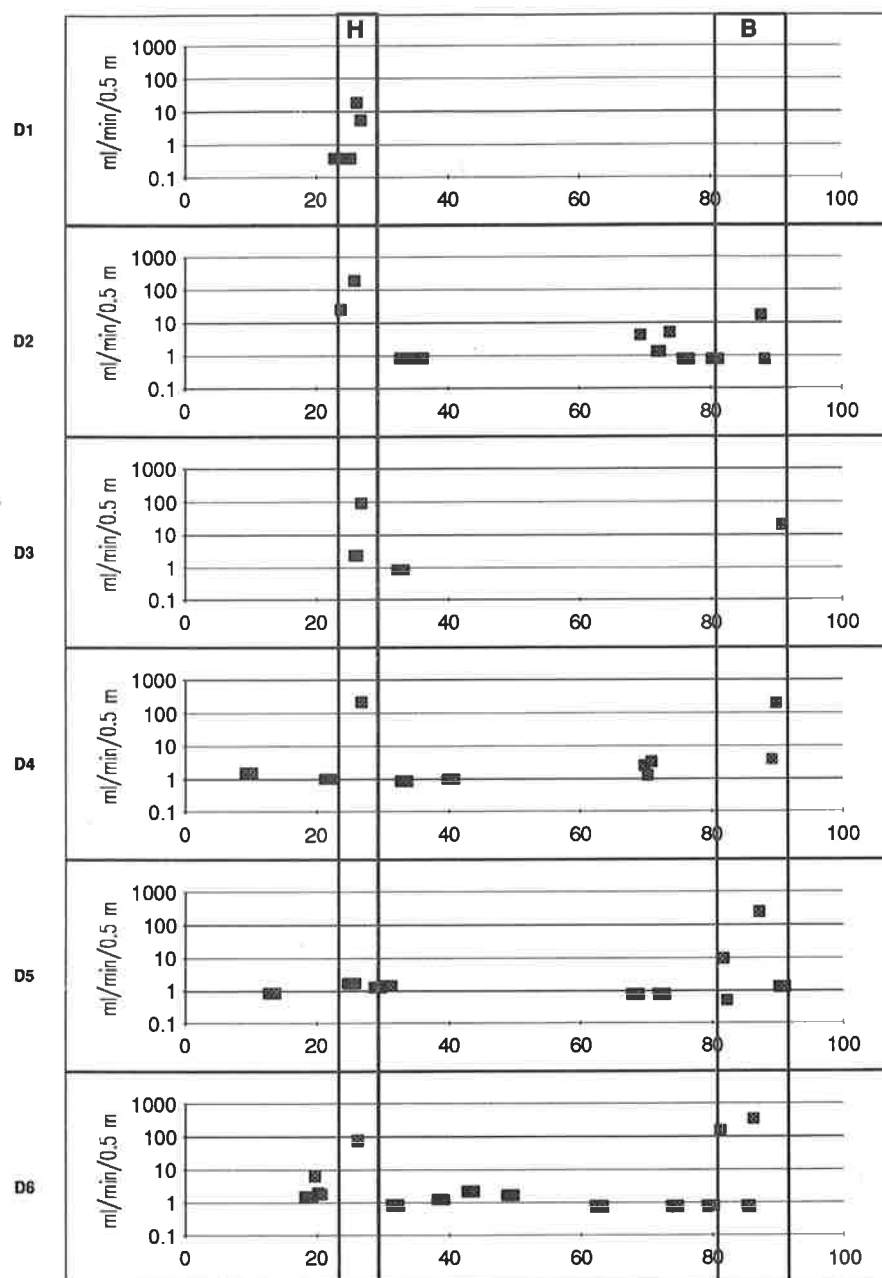


Figure 7 Normalized inflow rates to the D boreholes measured during the SDE.

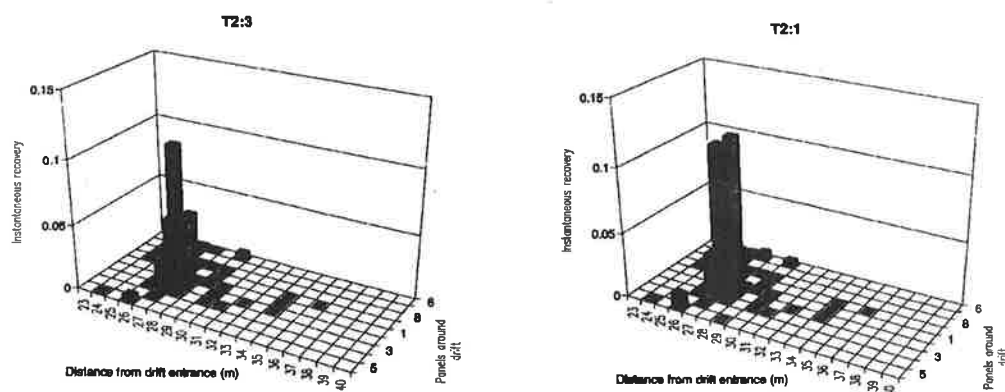
A series of tracer experiments were also performed to the D boreholes and the Validation Drift. In the first experiment tracer was injected with a rate of 200 ml/m in a borehole in zone H approximately 28 m away from the D boreholes which were used as a sink. The experiment was repeated after excavation and in this case the drift was used as sink. The tracer transport times to the drift were 3-5 times longer than the transport times to the boreholes. The relative delay is basically due to that the drift constitutes a significantly weaker sink than the boreholes. In these experiments a saline (electrically conductive) tracer and radar difference tomography were used to map the spreading of the tracer

Table 1 Inflow measurements to Validation Drift.

	Validation Drift		SDE		Fraction of Validation Drift to SDE flow
	Inflow ml/min	Percentage of total	Inflow ml/min	Percentage of total	
Zone H	99	97	745	86	13 %
Average rock	3	3	131	14	2 %
Total	102		876		12 %

through three planes surrounding the injection point. It was shown that tracer was largely confined to zone H but that a minor fraction of the tracer was transported out of zone H through minor intersecting fractures (Olsson *et al.*, 1991).

A series of tracer experiments were also performed where metal complex tracers and dyes were injected in 8 different locations with very low injection rates (2-30 ml/hour) in order to avoid disturbance of the natural flow field. The tracer injection points were located at distances of 10 to 28 m from the drift. The tracer essentially followed the H zone to the drift. Mean residence times were in the range 1200 to 5000 h. Figure 8 shows the instantaneous recovery, defined as the maximum mass flow of tracer found at any time divided by the injection mass flow, for tracers injected in two nearby sections in the H-zone. Both these tracers were injected approximately 20 m above the drift from the same borehole and only 5 m apart. In spite of this, the transport properties are quite different and the largest amounts of recovery are found in different sampling areas.

**Figure 8** Instantaneous recovery for tracers injected in two different locations 20 m above the drift.

NUMERICAL MODELLING OF GROUNDWATER FLOW AND SOLUTE TRANSPORT

Numerical modelling of groundwater flow and solute transport at Stripa was made by four different research groups. Each group had their own approach to modelling and interpretation of the data provided by the experimentalists. The diversity in approach proved very useful in evaluating the capabilities of the new modelling techniques.

Equivalent porous medium modelling was made by Fracflow Consultants, St. John's, Newfoundland, Canada. This model was used in order to provide a reference for the new codes developed during the course of the project. The finite element code CFEST was used to model groundwater flow in a sequence of three models from the regional scale to a detailed model of the SCV site. In the detailed model finite element sizes down to 2.5 m were used.

Discrete fracture flow modelling was made with the NAPSAC code developed by AEA Decommissioning & Radwaste, Harwell, United Kingdom. In this model a random fracture network is generated based on the fracture statistics obtained from the fracture mapping from boreholes and drifts. Different fracture networks were generated for the "averagely fractured rock" and the "fracture zones" to correctly represent their respective fracture intensities. The fractures were given transmissivities consistent with the fracture transmissivity distribution derived from the single hole hydraulic testing. Then the flow through the network was calculated for a number of different network realizations. The model can handle more than 50000 fractures. The size of the volume that can be modelled depends on the fracture intensity.

Another discrete fracture flow code, FracMan, was developed by Golder Associates, Seattle, USA. This code calculates the flow through a fracture network in much the same way as NAPSAC but the approach used in interpreting the experimental data was different. In the approach used by Golder only the hydraulically conductive fractures were included in the model. This resulted in a model with significantly fewer fractures than the one made by AEA.

Another type of model referred to as an equivalent an equivalent discontinuum model was developed by Lawrence Berkeley Laboratories, Berkeley, USA. In this model a template (rectangular grid) of linear conductors was used to represent the heterogeneity of the flow system within the fracture zones. An inversion of cross-hole hydraulic test data was used to find the distribution of hydraulic conductors within the fracture zones. Once the inversion has been accomplished the model can be used to predict behavior in the fracture system under different flow conditions. Both two and three-dimensional model were constructed to model the SCV site.

All models explicitly included the data from the structural model on the location and extent of the fracture zones explicitly. This implies that the models assumed the location of major permeable features to be known. This was to account for the experimental data which showed that 80-90% of the flow was through the fracture zones and that the location of the fracture zones could be reliably defined through the remote sensing methods. In fact the LBL model

only included flow through fracture zones. However, an important aspect of these models are that they can represent the observed variability in properties within fracture zones.

A process of validation was set up in order to assess the predictive capabilities and usefulness of these models. A number of criteria were specified for comparison of predictions and measurements. The modelers were first asked to predict the inflow to the D boreholes during the SDE. This was done half way through the project and predictions were based on incomplete site characterization and flow models still under active development. The models being stochastic produce predictions within a relatively wide range but the mean values of predicted total inflow to the D boreholes were quite close to the measured value (Table 2).

Table 2 Comparison of measured and predicted total inflows to the D borehole array.

	Mean inflow (l/min)	Range (l/min)
Measurement (extrapolated)	1.84	1.75-1.93
Fracflow	2.44	
AEA Harwell	1.45	0.36-5.80
Golder-1	0.055	0.001-0.156
Golder-2	1.5	0.5-95
LBL	3.1	0.0-7.7

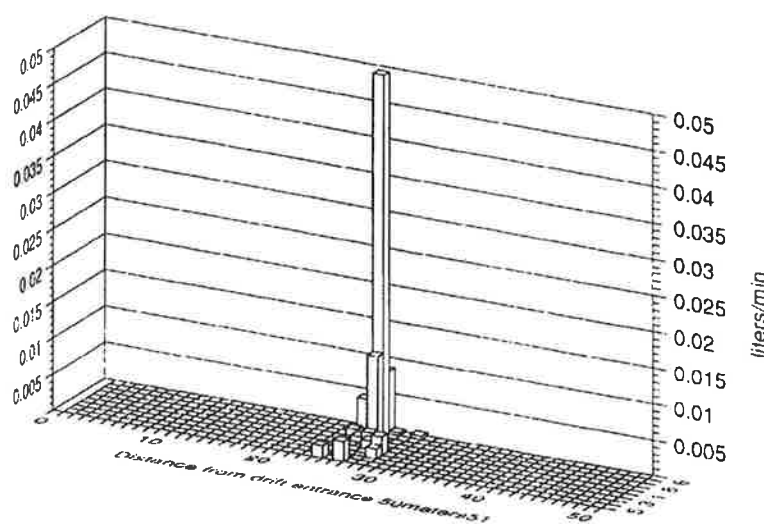
The next prediction was of the inflow distribution to the Validation Drift. As the drift was in the same place as the boreholes and the boundary conditions were the same, changes in inflow to the drift would be due to drift excavation effects. The modelling teams made different assumptions concerning active physical processes but generally they failed to predict the observed reduction in inflow (Table 3). Another important aspect of the discrete fracture models is their capability to describe the flow distribution through the fracture system. Figure 9 shows the good agreement achieved between the measured and predicted inflow distribution to the Validation Drift by the Golder model. Realistic flow distributions were also obtained with the AEA model.

Finally predictions were made of the tracer experiments where tracer was injected in several locations at distances of 10-28 m from the drift. The injection rates were low to simulate natural flow conditions. In general the predictions of tracer concentration and recovery were close to observed values. The predicted arrival times were generally much shorter and the breakthrough curves steeper than observed. It seems reasonable that the discrepancy to a large extent can be explained the drift excavation effects which not had been properly accounted for in the models.

Table 3 Comparison of measured and predicted (including drift excavation effects) total inflows to the Validation Drift.

	Mean inflow (l/min)	Range (l/min)
Measurement	0.102	0.99-1.05
Fracflow	0.78	
AEA Harwell	0.26	0.24-0.29
Golder	0.26	0.05-0.80
LBL ($K_p/K=0.25$)	0.64	0.54-0.86

Measured Drift Inflow Pattern to Panels



Predicted Drift Inflow Pattern to Panels

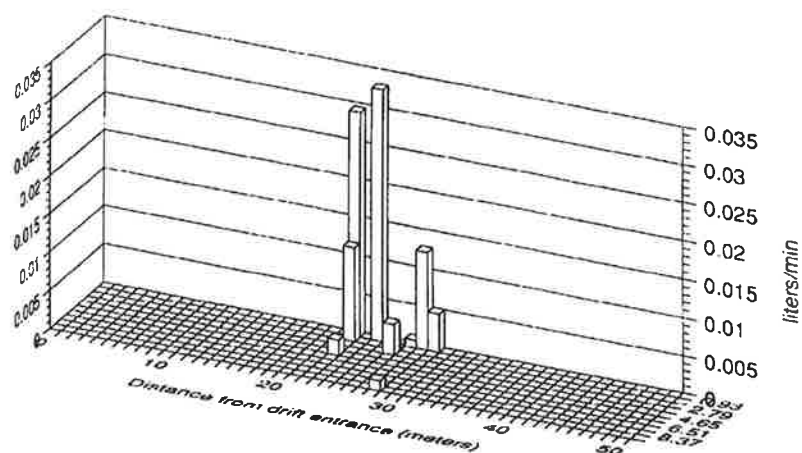


Figure 9 Measured and predicted drift inflow pattern to panels.

Total inflows to the drift and boreholes are very coarse measures on which to judge the validity of these models. Other important aspects are if the models correctly predict division of flow between "fracture zones" and "averagely fractured rock" and the flow pattern within the rock mass. These aspects have been considered by Hodgkinson (1991) and Hodgkinson and Cooper (1992) in their detailed comparisons of measurement results and model predictions.

CONCLUSIONS

The Site Characterization and Validation Project has been a five year project which has examined a number of problems related to development and application of site characterization tools, integrated interpretation of data, and numerical modelling of groundwater flow and solute transport. A summary of the major components of the research program have been given above. For each subtask valuable experience has been gained which has been documented in the reports published by the Stripa Project. Below a brief summary is made of what is currently considered as the major achievements of the SCV Project.

- A structured approach to combining the data from a site characterization program into a structural model of a site has been devised. The approach is based on a "Fracture Zone Index" which is used to objectively define location and width of fracture zones in the boreholes. The geometric model essentially provided by remote sensing methods is verified through cross-hole hydraulic testing and geochemical data.
- The structural model was in good agreement with observations. Hence, the used combination of single-hole and cross-hole investigations can be used to give a reliable and sufficiently detailed description of a site at the 100 m scale. A prerequisite in order to obtain a reliable geometric model is the use of remote sensing techniques such as radar and seismics which provide data on rock structure at large distances from boreholes and drifts.
- The Simulated Drift Experiment unequivocally quantified the magnitude of drift excavation effects. The flow to the drift was found to be 1/8 of the flow to the corresponding parts of the boreholes. The reduction in flow through the "averagely fractured rock" was found to be significantly greater than the reduction in flow through the "fracture zone". The reasons for the large reduction in inflow are not fully understood. The release of gas dissolved in the groundwater at low pressures and a subsequent reduction in hydraulic conductivity due to two-phase flow conditions has been proposed as a possible cause and is believed to account for at least part of the flow reduction. This problem has to be further investigated.
- The groundwater flow at the SCV site was concentrated to the fracture zones. Within the fracture zones a large variability in hydraulic properties over small distances (meter scale) was found. In spite of the fracture zones at the SCV site being relatively minor

significant hydraulic connections were found over large distances (several hundred meters). Occasionally highly transmissive fractures were found outside fracture zones.

- The discrete fracture flow codes have during the course of the project evolved from being research tools to practical tools capable of representing flow through physically realistic fracture systems. The models have been shown to provide realistic predictions of groundwater flow and solute transport through undisturbed rock. The attempts to model the inflow to the drift did not succeed due to inadequate understanding of the disturbed zone around drifts. It has also been demonstrated that the discrete fracture flow models can be constructed from data obtained during a site characterization program containing the items described above. Hence, data for these models can be collected with a reasonable effort.
- The staged approach where data collection has been followed by blind predictions and subsequent validation in several cycles has proven to be very useful. This forced an interaction between modelers and experimentalists which helped to focus the investigation program to parameters required for modelling and which guided model development to an adequate representation of flow through fractured rock. The Task Force on Fracture Flow Modelling made a considerable contribution in specifying predictions to be made and in evaluating the validity and applicability of the models.

ACKNOWLEDGEMENT

The SCV Project has been the combined efforts of many research groups in several different countries. The international collaboration has furnished a stimulating environment for research which has contributed to the successful outcome of the project.

The SCV Project was managed by the Stripa Project Manager, Bengt Stillborg, SKB, and the Scientific Coordinators John Black and Olle Olsson. The major project tasks were assigned to the following Principal Investigators:

- Nick Barton, NGI, Norway. Rock mechanics testing and modelling.
- John Black, Golder Associates, United Kingdom. Hydrogeological testing and analysis.
- Calin Cosma, Vibrometric OY, Finland. Borehole seismic investigations.
- Bill Dershowitz, Golder Associates, USA. Discrete fracture network modelling.
- Tom Doe, Golder Associates, USA. Analysis of single fracture packer tests.
- John Gale, Fracflow Consultants, Canada. Fracture characterization and equivalent porous media modelling.
- Allan Herbert, AEA Decommissioning & Radwaste, United Kingdom. Discrete fracture network modelling.

- David Holmes, British Geological Survey, United Kingdom. Hydrogeological equipment and testing.
- Marcus Laaksoharju, Geovision, Sweden. Hydrochemical investigations.
- Jane Long, Lawrence Berkeley Laboratories, USA. Discrete fracture network modelling.
- Ivars Neretnieks, Royal Institute of Technology and Lars Birgersson, Chemflow, Sweden. Tracer migration experiments to the Validation Drift.
- Olle Olsson, Conterra AB, Sweden. Borehole radar investigations.

The work on fracture network modelling performed by Bill Dershowitz and his group at Golder Associates and Jane Long and her group at Lawrence Berkeley Laboratories were funded by the U.S. Department of Energy but fully integrated with the activities of the SCV Project. The activities of all other research groups have been funded by the participants in the third phase of the International Stripa Project; Canada, Finland, Japan, Sweden, Switzerland, United Kingdom, and the United States.

The SCV Project has truly been a group effort which the author humbly has tried to summarize in this paper. The author wishes to express his sincere gratitude to the other Principal Investigators and their coworkers for their devoted work, the funding organizations, and the personnel at the Stripa Mine.

REFERENCES

In addition to the references given below the reader is referred to the list of Stripa Project reports which can be obtained from SKB, Box 5864, 102 48 Stockholm, Sweden.

Black, J., Olsson, O., Gale, J., Holmes, D., 1991. Site characterization and validation - Stage IV preliminary assessment and detail predictions. Stripa Project TR 91-08, SKB, Stockholm, Sweden.

Cosma, C., Heikkinen, P., Pekonen, S., 1991. Improvement of high resolution seismics: Part I, Development of processing methods for VSP surveys; Part II, Piezoelectric signal transmitter for seismic measurements. Stripa Project TR 91-13, SKB, Stockholm, Sweden.

Gale, J., MacLeod, R., LeMessurier, P., 1990. Site characterization and validation - Measurement of flowrate, solute velocities and aperture variation in natural fractures as a function of normal and shear stress, stage III. Stripa Project TR 90-11, SKB, Stockholm, Sweden.

Gale, J.E., MacLeod, R., Strahle, A and Carlsten, S., 1990. Site characterization and validation - Drift and borehole fracture data, stage 3. Stripa Project IR 90-02, SKB, Stockholm, Sweden.

Hodgkinson, D., 1991. A comparison of predictions and measurements for the Stripa Simulated Drift Experiment. Stripa Project TR 91-10, SKB, Stockholm, Sweden.

Hodgkinson, D., Cooper, N., 1992. A comparison of predictions and measurements for the Stripa Validation Drift Inflow Experiment. Stripa Project TR 92-xx, SKB, Stockholm, Sweden.

Holmes, D., Abbot, M., Brightman, M., 1990. Site characterization and validation - Single borehole hydraulic testing of C boreholes, simulated drift and small scale hydraulic testing, stage 3. Stripa Project TR 90-10, SKB, Stockholm, Sweden.

Holmes, D. C., Sehlstedt, M., 1991. Site characterization and validation - Equipment design and techniques used in single borehole hydraulic testing, simulated drift experiment and crosshole testing. Stripa Project TR 91-25, SKB, Stockholm, Sweden.

Laaksoharju, M., 1990. Site Characterization and Validation - Hydrochemical Investigations in Stage 3. Stripa Project 90-08, SKB, Stockholm, Sweden.

Makurat, A., Barton, N., Vik, G., Tunbridge, L., 1990. Site characterization and validation - Coupled stress-flow testing of mineralized joints of 200 mm and 1400 mm length in the laboratory and in situ, stage III. Stripa Project TR 90-07, SKB, Stockholm, Sweden.

McKinnon, S., Carr, P., 1990. Site characterization and validation - Stress field in the SCV block and around the Validation Drift, stage 3. Stripa Project TR 90-09, SKB, Stockholm, Sweden.

Olsson, O., Andersson, P., Gustafsson, E., 1991. Site characterization and validation - Monitoring of saline tracer transport by borehole radar measurements, final report. Stripa Project TR 91-18, SKB, Stockholm, Sweden.

Sandberg, E. V., Olsson, O. L., Falk, L. R., 1991. Combined interpretation of fracture zones in crystalline rock using single-hole, cross-hole tomography and directional borehole-radar data. *The Log Analyst*, 32(2), 108-119.

SAMMANFATTNING

Site Characterization and Validation (SCV) projektet hade som mål att utveckla och tillämpa en avancerad undersökningsteknik för att prediktera grundvattenflöde och transport av lösta ämnen i sprickigt berg. Projektet var uppbyggt kring två cykler där insamling av data följdes av prediktioner och jämförelse mellan prediktioner och nya data. Prediktionerna genomfördes utan kännedom om resultaten från kontrollexperimenten. För prediktionerna utnyttjades diskreta sprickflödesmodeller som utvecklats inom projektets ram.

Bergvolymen undersöktes med ett integrerat program som omfattade sprickkartering av borrhälsar och i orter, radar, seismik, borrhälsgeofysik, hydrauliska tester, grundvattenkemi och bergmekaniska undersökningar. Tolkningen av dessa data gjordes på ett väl strukturerat sätt där en geometrisk modell av sprickzoners läge och orientering konstruerades på basis av resultat från radar och seismikundersökningar. Dessa metoder är nödvändiga för att få en väl underbyggd modell då de är de enda som ger information om sprickzoners läge på stora avstånd från borrhål och orter. Bredd och läge på

sprickzoner där de korsar borrhålen bestämdes på ett objektivt sätt genom att införa ett sprickzonsindex (FZI) baserat på principalkomponentanalys. Sprickzonsmodellens hydrauliska signifikans testades sedan genom interferenstester. Modellen visade god överensstämmelse med erhållna data.

Huvudexperimentet för kontroll modellerna bestod i att mäta inflödet till 6 parallella borrhål och sedan inflödet till en ort som brutits på borrhålens plats. Inflödet till orten visade sig vara en $1/8$ av inflödet till motsvarande del av borrhålen. Minskningen av inflöde var väsentligt större i det "goda" berget än i den sprickzon som genomkorsade orten. En möjlig förklaring till det minskade flödet är att den hydrauliska konduktiviteten minskar på grund av att gasbubblor bildas och "fastnar" i sprickorna när trycket sänks. Den faktiska orsaken till den stora reduktionen i inflöde kan endast fastställas genom ytterligare experiment.

Grundvattenflödet i den undersökta bergvolymen var koncentrerad till sprickzonerna. Stora variationer (1-2 storleksordningar) i sprickzonernas transmissivitet observerades i flera fall över relativt små avstånd (några meter). Trots att sprickzonerna i Stripa är relativt små observerades hydrauliska samband över stora avstånd (några hundra meter). Enstaka transmissiva sprickor påträffades också på ett fåtal ställen utanför sprickzonerna.

Under projektets gång har de diskreta sprickflödesmodellerna utvecklats från att ha varit forskningsverktyg till att ha blivit praktiska verktyg som kan ge en realistisk representation av flödet genom en sprickig bergmassa. De prediktioner som gjorts med dessa modeller har visat god överensstämmelse med genomförda experiment. Det har också visat sig möjligt att med en rimlig insats ta fram det dataunderlag som krävs för dessa modeller.

SEALING OF GRANITE ROCK AS EVALUATED FROM STRIPA EXPERIMENTS

Erfarenheter från bergtätningsprojektet

Roland Pusch, Clay Technology AB and Lund University of Technology,
Lund, Lennart Börgesson, Clay Technology AB, Lund

ABSTRACT

Three large-scale experiments and comprehensive laboratory work and flow modelling were conducted in the 5 year Stripa Rock Sealing project. "Dynamic" injection was applied for sealing fine-fractured rock using clay or cement. The grout penetration was modeled and predicted and the field tests showed that the penetration depth, which should be a few decimeters for fracture apertures of 20 μm and a couple of meters for apertures of 50-100 μm for montmorillonite clay with a water content of 1.3-1.6 times the liquid limit, or cement with w/c 0.47 and 1.4 % superplasticizer, agreed reasonably well with recorded data.

The conductivity and degree of fracture-filling of injected grouts has been investigated and it was concluded that the hydraulic conductivity of ungrouted fractured rock can be reduced from 10^{-8} m/s to 10^{-11} to 10^{-10} m/s by grouting. Very shallow rock, like the blasting-disturbed zones around a drift, cannot be effectively sealed because of the fracture debris, the shallow packer positions and the easy displacement of rock blocks.

The longevity of clay and cement grouts has been investigated and it was concluded that a considerable part of the sealing ability remains even after several thousand years.

SAMMANFATTNING

Stripa Rock Sealing Project omfattade tre storskaliga fältförsök, laboratorieundersökningar och flödesmodellering. "Dynamisk" injektering användes för tätning av finsprickigt berg med hjälp av lera och cement. Groutinträngningen modellerades och prediktionen var att inträngning skulle kunna ske till några decimeter vid 20 μm sprickvidd och till några meter vid 50-100 μm vidd vid injektering med montmorillonitlera med en vattenkvot av 1.6 gånger flytgränsen eller med cement med vc 0.47 och 1.4 % SP, vilket gav rimlig överensstämmelse med vad som uppmättes.

Groutens konduktivitet och utfyllnadsgrad, som bestämmer nettokonduktiviteten hos det injekterade berget, har studerats och man finner att konduktiviteten 10^{-8} m/s hos sprickigt berg kan sänkas till 10^{-11} till 10^{-10} m/s. Det ytligaste berget, t.ex sprängstörda zoner runt tunnlar, kan inte tätas effektivt p.g.a. sprickdebris, alltför ytliga packerlägen, samt rörligheten hos ytliga block.

Varaktigheten hos ler- och cementgrout har undersökts med slutsatsen att en avsevärd del av tätningsverkan kvarstår också efter åtskilliga tusen år.

SCOPE OF THE STRIPA ROCK SEALING PROJECT

The study aimed at investigating whether relatively fine-fractured rock can be sealed by use of clay or cement grouts and what the longevity will be in repositories for highly radioactive waste, where heat is produced. A comprehensive literature survey of possible substances and techniques was made and it was decided to test smectitic grouts and finely ground cement, and to apply the recently developed "dynamic" injection technique.

DYNAMIC GROUTING

A new "dynamic" grouting technique for effective reduction of the shear resistance of the injected grouts was developed by Clay Technology AB in 1985 (1) and it was applied in the Stripa Rock Sealing Project that was conducted from 1986 to 1991. By this method the clay or cement slurry is injected by applying a static pressure that exceeds the ambient groundwater pressure, superpositioning an oscillating pressure with high frequency and amplitudes, yielding pressure peaks of up to 8 MPa with a duration of a few milliseconds (Fig.1). Through this the viscosity of the grout is significantly reduced so that it can be moved into fractures that have a geometrical aperture of down to 10-20 μm . Fig.2 illustrates the drop in shear resistance on applying oscillatory strain of different magnitudes.

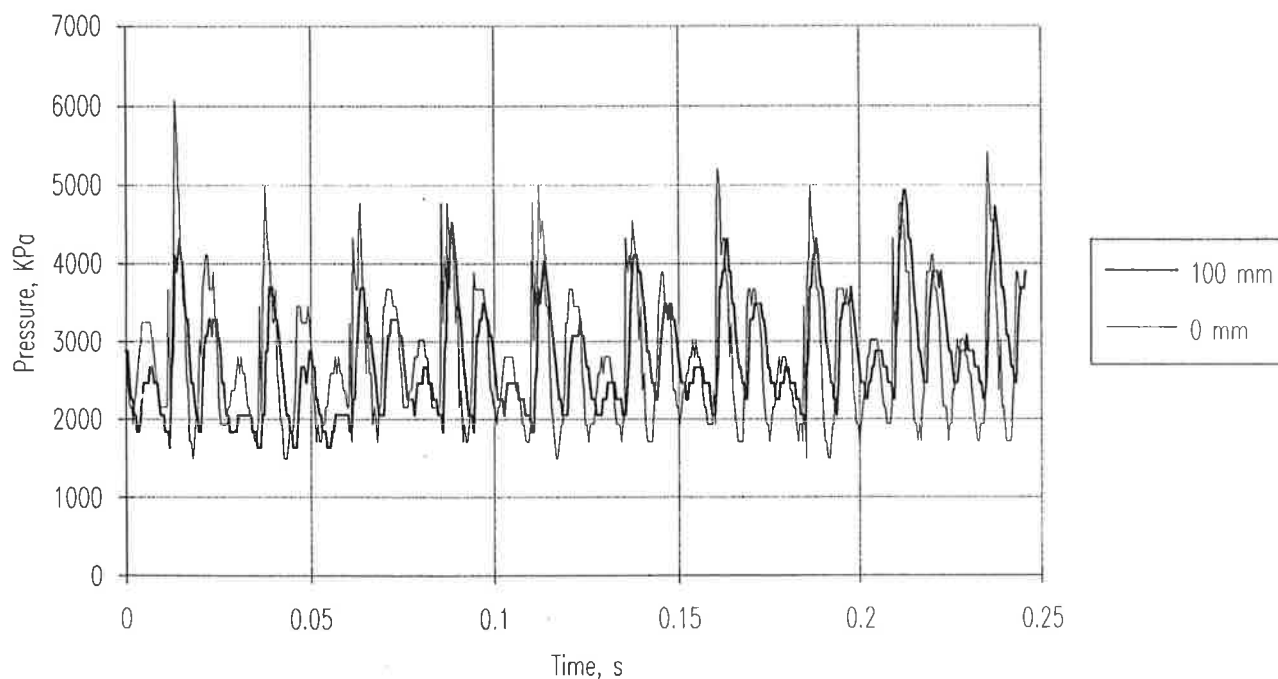


Fig.1 Example of recorded injection pressures in the tube (thin curves) and 10 cm in the thin slot in which grouting tests were made

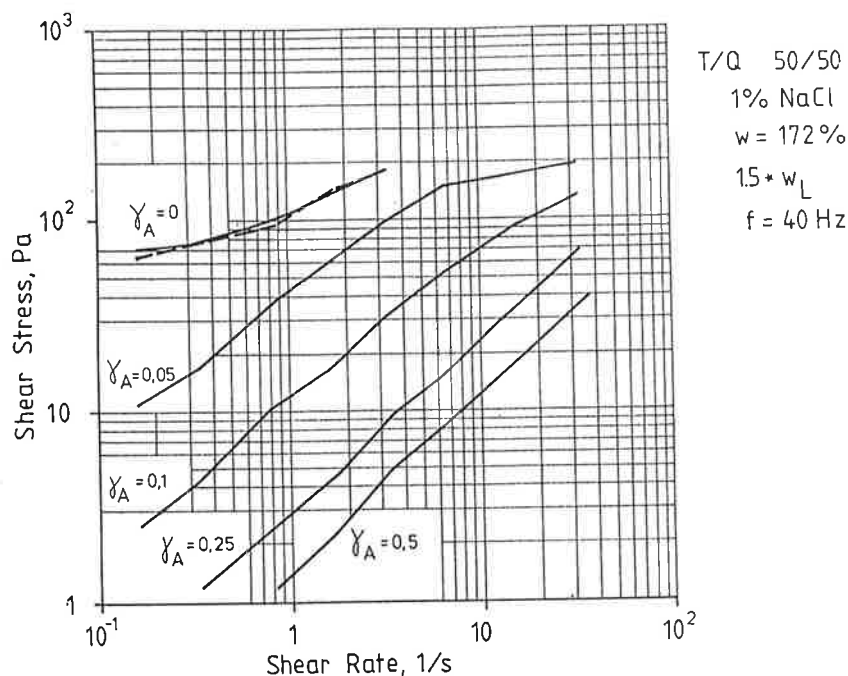


Fig.2 Shear resistance at static (γ_A) and dynamic treatment with shear strain amplitudes ranging from 0.05 to 0.5 (50/50 Tixoton/Quartz powder)

GROUT FLOW MODELLING

The first part of the project comprised development of a hydrodynamic model for describing the motion of slurries with non-newtonian flow properties since it was required for predicting the penetration rate and depth of grouts into fractures with different apertures. Also, the evaluation of fracture apertures was focussed on using hydraulic "Lugeon" testing of the boreholes and fracture mapping, paying particular attention to the actual channel-type character of natural fractures. The basic flow equation has the following form (2):

$$\tau = m(\dot{\gamma}/\dot{\gamma}_0)^n \quad (1)$$

where

τ = shear stress

$\dot{\gamma}$ = shear rate = du/dy (s^{-1})

$\dot{\gamma}_0$ = normalized shear rate ($= 1.0 s^{-1}$)

m = "viscosity" parameter (function of i.a. oscillation shear strain)

n = exponent

FIELD EXPERIMENTS

Systematic slot injection tests preceded the field applications in order to check the flow model and to investigate the physical state of the injected grouts with respect to homogeneity. Application of the technique was made in three large field tests in granite at Stripa, one comprising clay grouting of 76 cm diameter boreholes, and two using cement grouting for sealing of a natural fine-fracture zone, and the blasting-disturbed zone around a drift, respectively.

Large Hole Grouting

Large-diameter boreholes or TBM tunnels for storing canisters with highly radioactive waste may require sealing of intersecting fractures. Grouting from separate holes drilled parallel to the large ones is much less effective than grouting from the inside and the Stripa test, performed at 350 m depth, comprised development of a technique for sealing the nearfield rock of 76 cm diameter core-drilled holes with a length of about 3 m (3). This was made by means of a "megapacker" consisting of a steel tube with two inflatable rubber components (Fig.3). With the megapacker in position, hydraulic testing was first made and grout then injected into fractures from the narrow slot between the steel tube and the rock. The design principle was that all parts of the device that let grout through must have approximately the same cross section area in order to maintain the pressure pulse energy from the grout pump all the way to the fractures.

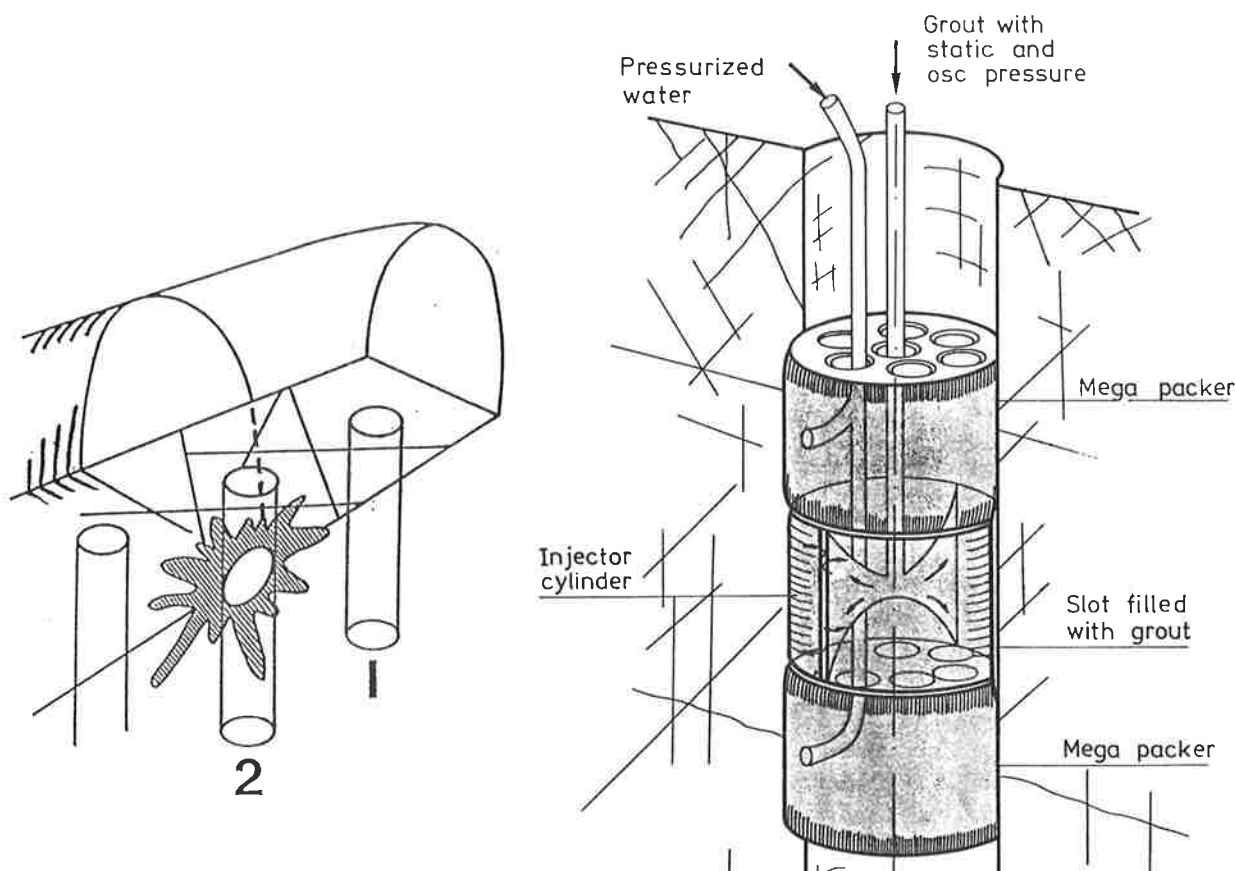


Fig.3 Sealing of rock around holes using megapacker

In these tests Na bentonite clay with water contents ranging between 200 and 800 % were injected at a static pressure of 0.5-3 MPa, and 40 Hz oscillatory treatment, giving peak pressures of 0.5 MPa. Fig.5 shows the average conductivity of one test before and after grouting and also after heating to about 90°C for a couple of months and subsequent cooling to ambient temperature. The initial hydraulic conductivity, which ranged between 10^{-9} to 10^{-6} m/s, was reduced by 5 to 1000 times, but the heat treatment induced rock block displacements that activated flow in new fracture channels as concluded from visual inspection and from applying the rock mechanical code UDEC.

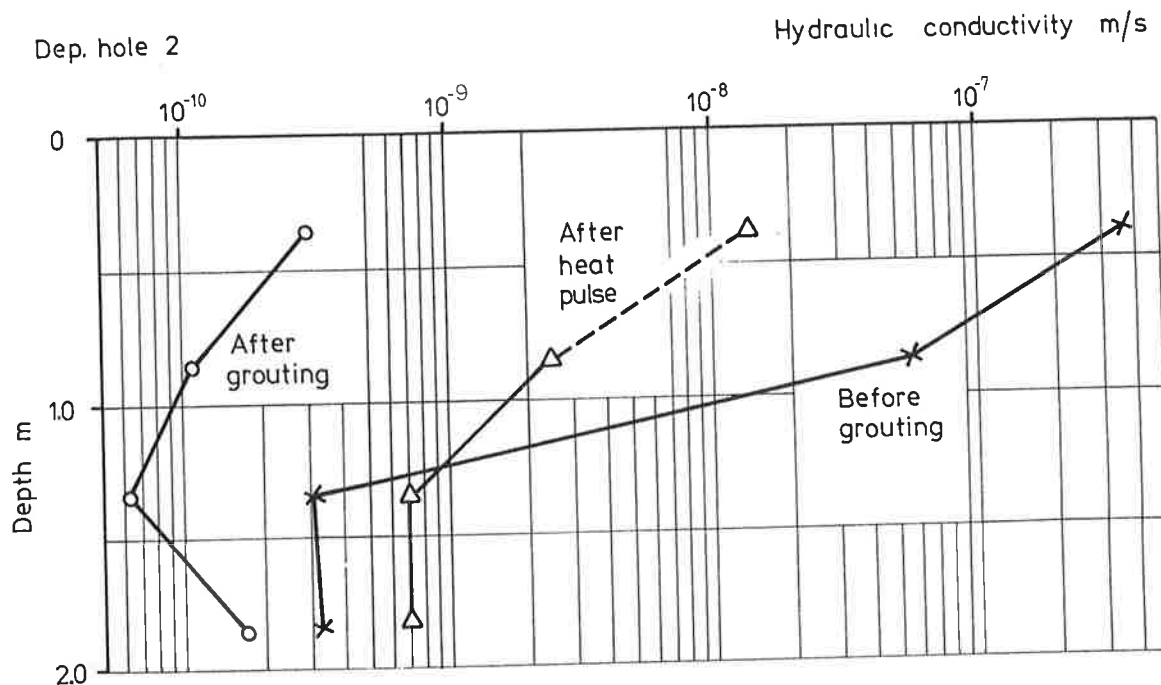


Fig.4 Average hydraulic conductivity before and after grouting, and after heating cycle

Excavation of the rock showed that clay had moved up to 2 m into fractures with an average aperture of 100 μm , which was in reasonable agreement with the predictions.

Natural fracture zone

Comprehensive drilling and flow measurements were made for characterizing a natural fracture zone at 360 m depth, which did not intersect the test drift but was located very close to it as shown in Fig.4. A small part of it was grouted from the drift as illustrated by the right figure, in which the location is shown of 10 core-drilled holes used for characterizing the zone and for cement grouting (4). The primary horizontal rock stress perpendicular to the drift is around 20 MPa and the vertical around 9 MPa. The evaluation of the hydraulic properties led to the assumption that the effectively water-bearing part of the zone could be defined as 2 interconnected, parallel fractures with 1 cm wide channels with an aperture of 100 μm and a spacing of 0.2 m. The hydraulic conductivity would be isotropic and about 10^{-8} m/s.

Japanese Alofix cement with w/c 0.45 and 1.4 % superplasticizer (Na naphthalene formaldehyde) was used for the grouting, which was made with two packer positions except for two holes, the static pressure being 1 MPa, a frequency of 40 Hz, and injection times of 30-45 s.

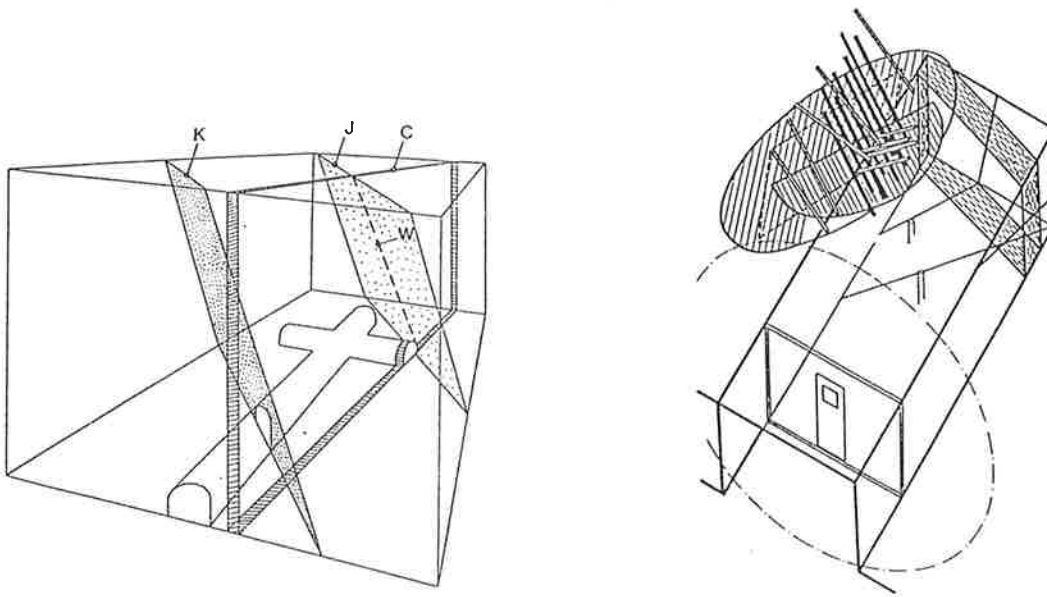


Fig.5 Left: The natural fracture zone J, a member of a set of steep zones with 75 m spacing. Right: Close-up of J-structure with grouting holes

The rock mechanical FLAC code was used for predicting piezometric pressure changes and water flow into the test drift, generalizing the drift with the closely located zone to be 2-dimensional (Fig.6). The outcome of the calculations was that the total inflow into the drift would drop by 5-10 % by reducing the average hydraulic conductivity of the zone from 10^{-8} m/s before grouting, to 10^{-9} m/s after grouting. Also, the piezometric head should be increased by around 50-100 kPa at the upper end of the grouted zone, and decreased by about 200 kPa in the center of the grouted zone.

The measurements showed that these effects actually occurred as illustrated by Figs.7 and 8, i.e. that the total inflow was reduced by about 5 % and that the expected pressure changes took place.

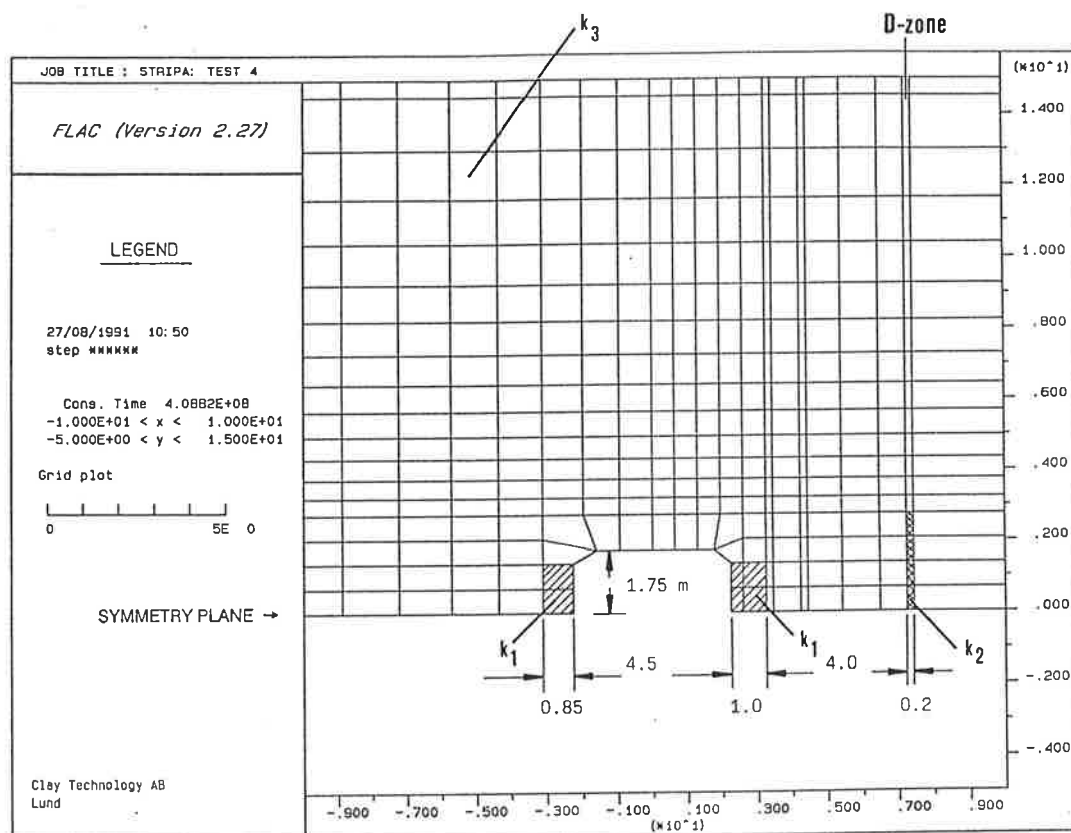


Fig.6 FLAC grid. Disturbed zones with $k_1=10^{-8}$ m/s and fractured zone with $k_2=10^{-8}$ m/s before and 10^{-9} after grouting. $k_3=3 \times 10^{-11}$ m/s of virgin rock

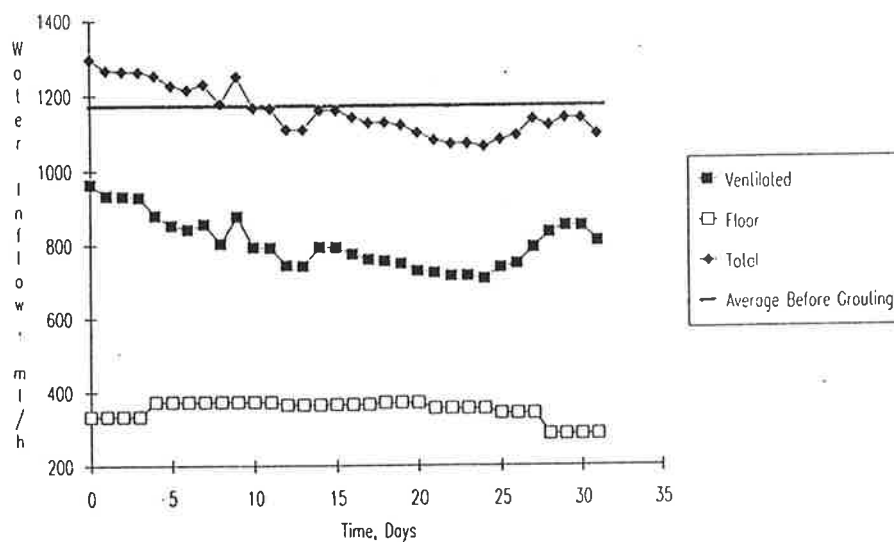


Fig.7 Inflow into the test drift after grouting

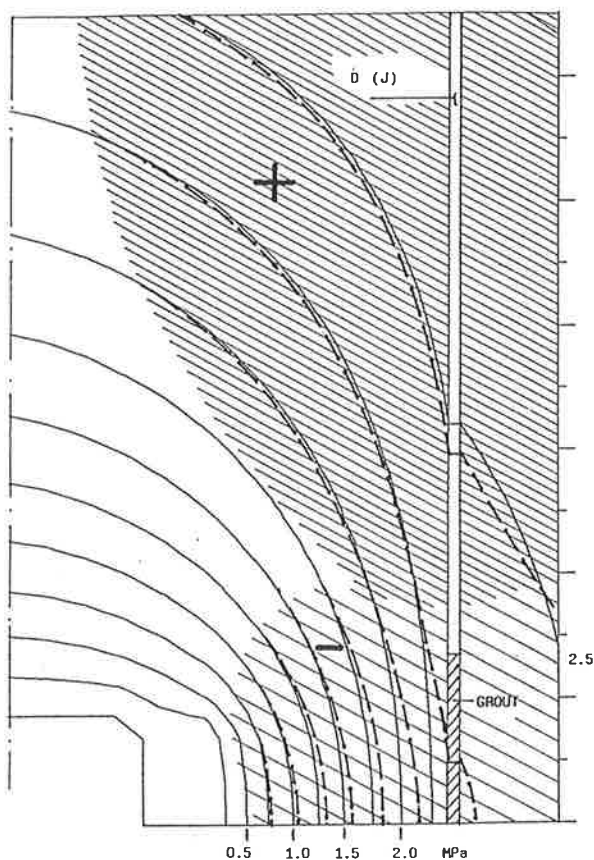


Fig. 8 Pressures after grouting. 50-100 kPa rise in + area and up to 200 kPa drop in the area marked with -

A good, visual impression and quantitative measure of the sealing effect was offered by evaporation measurements before and after grouting (4). Fig. 9 shows the measured area and Fig. 10 the changed inflow over the two scanned profiles A and B.

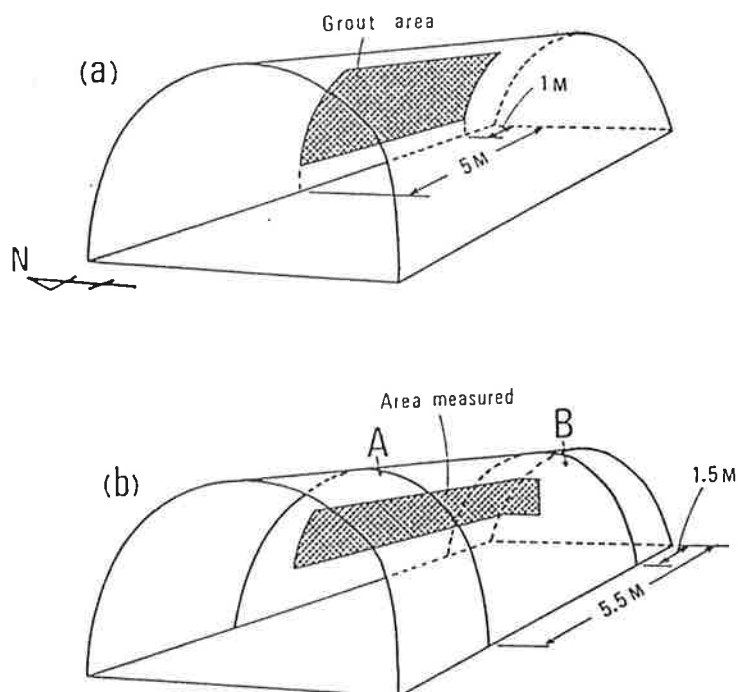


Fig. 9 Measured area in evaporation test

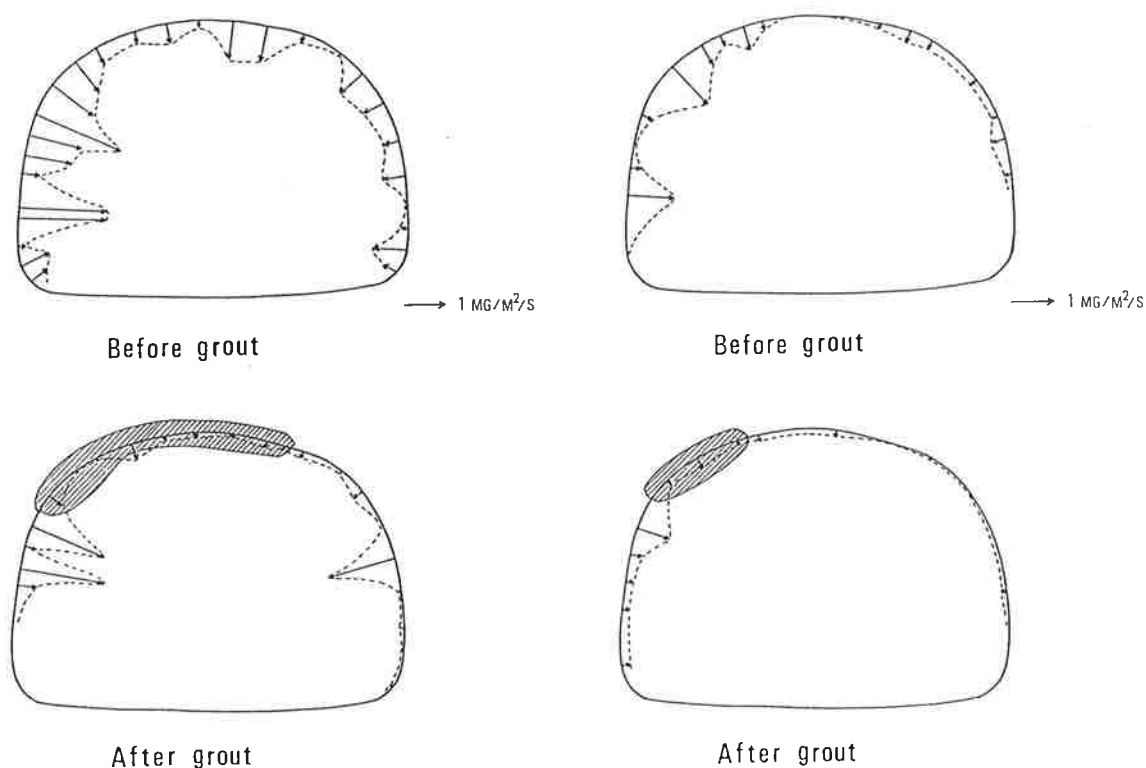


Fig.10 Evaporation tests, hatched areas mark strong sealing

The various measurements indicated that the average hydraulic conductivity of the grouted part of the zone had dropped from about 10^{-8} to around 10^{-9} m/s. For identifying the nature of the injected cement, core-drilling was made in the grouted zone and careful inspection showed that cement had entered fractures with an aperture of of down to $10\text{--}20\text{ }\mu\text{m}$ to $2\text{--}3\text{ dm}$ distance from the injection hole. The relatively moderate sealing effect was due to the fact that the cement could not reach deeper into fine fractures and that the spacing 0.7 m of the injection holes was not sufficient to hit the majority of the channels forming the groutable parts of the fractures. It was concluded that cement had moved at least 1.5 m in one or a few channels with an estimated average aperture of around $100\text{ }\mu\text{m}$.

The FLAC code was used also for studying possible expansion of fractures by high grout pressures. A basic case was taken to be that of grout being expelled from a borehole into an intersected fracture forming a thin disc with 25 cm radius. For the actual situation, i.e. with a minimum distance from the wall of about 2 m and 4 MPa compressive force acting on the steep fractures it was concluded that they would not be widened by more than $2.5\text{ }\mu\text{m}$ at 1 MPa grout pressure (Fig.11). More shallow blocks supported by lower confining pressures and with grout expelled to 75 cm distance into the fracture should yield considerably more expansion as illustrated by the calculated $39\text{ }\mu\text{m}$ that is indicated in the diagram for the rock properties and geometry that were applied.

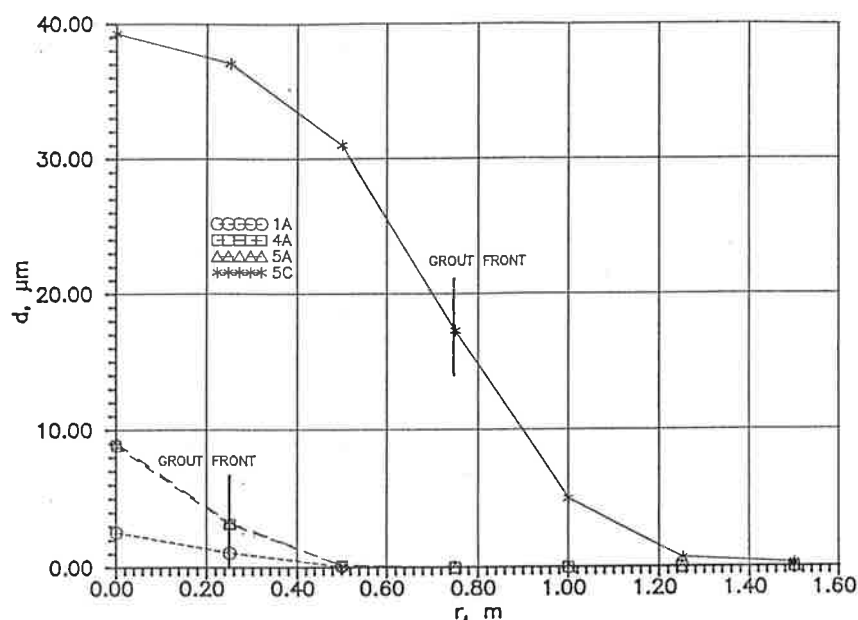


Fig.11 Examples of expansion of fracture partly filled with grout pressurized at 1 MPa and extending 25 or 75 cm from a perpendicularly oriented hole. Case 1 A to 5C represent successively lower confining pressures and less distance to a free surface

Blasting-disturbed zone

Test arrangement

Preceding experiments in the drift where the large-hole grouting took place, had given strong indications of a significantly increased axial hydraulic conductivity of the rock close to the periphery (5). This was further investigated in a large-scale test where the 12 m long inner part of the drift was exposed to a hydraulic gradient by pressurizing an inner gallery of radially drilled and closely spaced boreholes, and collecting water in a corresponding gallery at the outer end as indicated in Fig.12 (6). The holes formed a continuous slot to 0.7 m distance from the periphery in each of the galleries. The hydraulic conductivity was evaluated from tests at various pressure levels in the inner gallery with the drift completely filled bentonite slurry that prevented water from flowing into and through the drift. The measurements were repeated after shallow grouting of the entire section.

Hydraulic conductivity

The evaluation of the comprehensive flow data showed that the outer half of the drift was located in rock with an initial conductivity of 3×10^{-11} m/s while the corresponding conductivity was 10^{-10} m/s of the rock in which the inner half was located, the higher value being due to the presence of more conductive, intersecting zones. The average hydraulic conductivity of the rock to 0.7 m distance from the

ce of more conductive, intersecting zones. The average hydraulic conductivity of the rock to 0.7 m distance from the periphery was found to be 1.2×10^{-8} m/s, while that of the surrounding stress-influenced 0.7-3 m zone was 10 times higher in the axial direction and 5 times lower in the radial direction than the respective conductivity of the two virgin rock masses.

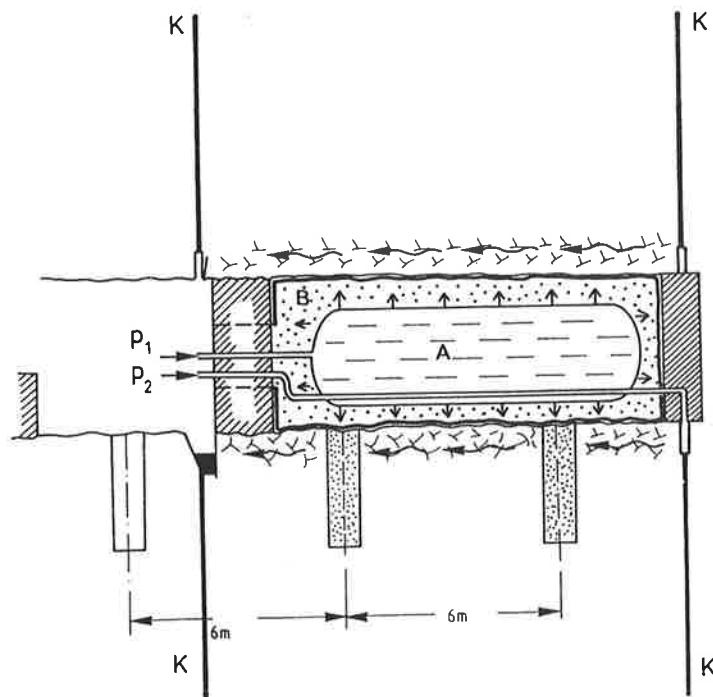


Fig.12 Arrangement for measuring the conductivity of the nearfield rock. A large rubber bladder (A) pressurized the slurry (B). (K) marks inner and outer borehole galleries

Variation of the effective pressure on the rock from 0.1 to 1 MPa by changing the slurry pressure did not affect the hydraulic conductivity of the rock.

The flow and piezometric patterns at all stages of slot-drilling and testing could be accurately described by FEM modelling, modelling both the virgin rock and the disturbed zones as porous media.

Grouting and evaluation of sealing effects

Cement grouting of 0.7-1.1 m long percussion-drilled holes with a spacing of 0.7-0.9 m by both static and dynamic techniques was made using Alofix cement with w/c 0.47 and 1.4 % SP. The total number of holes was 345, 80 of them being packer-tested with respect to the conductivity before the grouting operations. These measurements gave conductivity values between 10^{-10} and 10^{-8} m/s, i.e. somewhat lower than that of the macroscopic tests, which is explained by the small chance of hitting fracture channels and by the fact that the inner end of the packers was 15 to 20 cm down in the holes, leaving the most conductive shallow rock untested.

The sealing effect was determined by repeating the macroscopic flow tests and it could be shown that the obtained flow data fitted with the FEM-derived average conductivities of the disturbed rock zones before the grouting operations with a reduction by no more than 50 %. The reason for the insignificant sealing effect is concluded to be ¹⁾ hindrance of grout to enter fracture channels by blocking of chlorite debris produced in conjunction with the blasting operation, ²⁾ too deep packer positions, and ³⁾ displacement of shallow blocks.

Character of channels

A comprehensive study of the nature of injected cement led to the conclusion that channels can be considered to have a more or less rhomboidal cross section of which the parts with smaller aperture than $10\text{ }\mu\text{m}$ can not be filled with grout (4). At less than $50\text{ }\mu\text{m}$ maximum aperture the cement appears to be heterogeneous as indicated in Fig.13. An important conclusion from this study and the evaluation of the large-hole testing is that the unfilled parts of the channels control the net hydraulic conductivity of grouted rock and makes it difficult to reduce it to less than about 10^{-10} m/s .

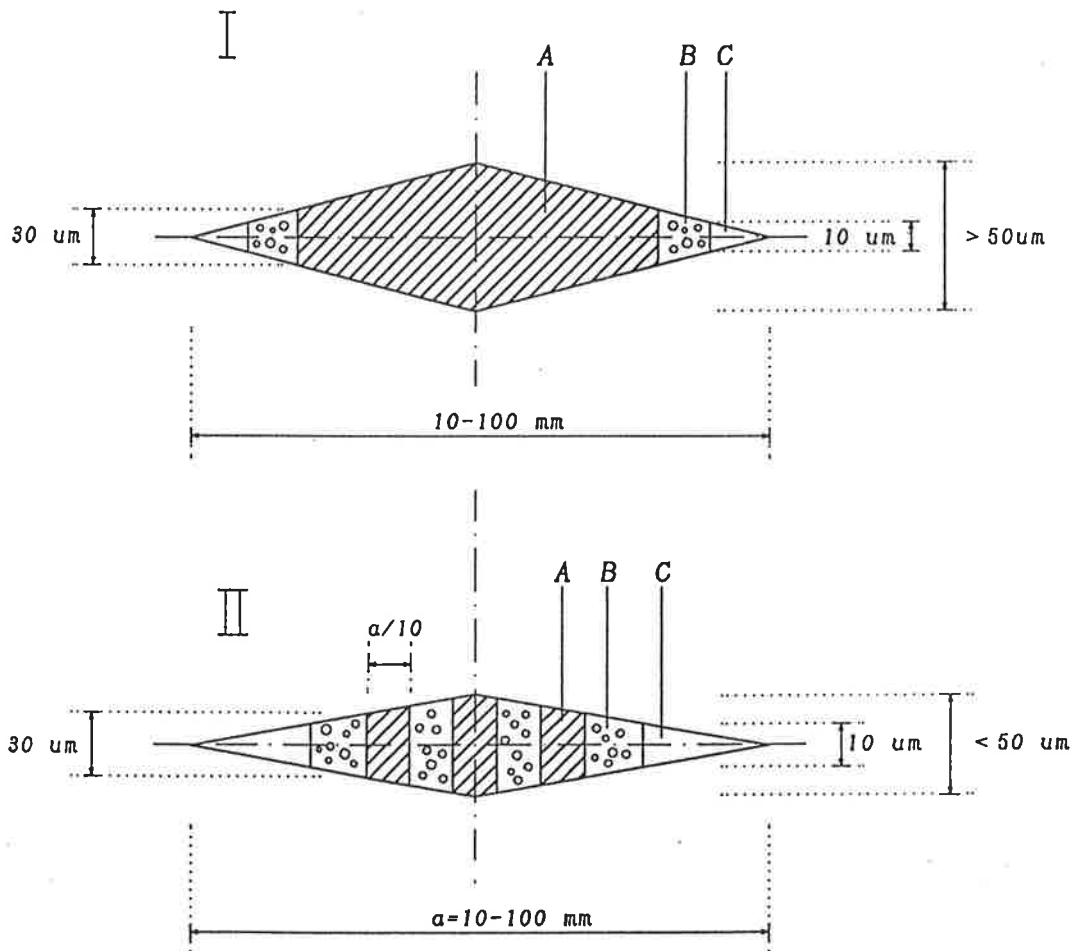


Fig.13 Models of cement-grouted channels in natural fracture zone. A) is dense cement matrix, B) porous, heterogeneous cement, C) is open space

LONGEVITY OF GROUTS

Cement with a low content of portlandite or with silica fume additive has a very significant operative lifetime as tentatively indicated by comprehensive laboratory work by AECL, Canada, and theoretical investigations by RE/SPEC, USA.

Na and Ca bentonite grouts with densities that make them easily injected into fine fractures have the advantage of being flexible enough to sustain significant rock strain but are sensitive to high hydraulic gradients which can produce piping and erosion (6). Exposure of such grouts to salt groundwater increases the conductivity of the grout from very low values to around 10^{-5} m/s, which is on the same order of magnitude as the value at complete conversion from montmorillonite to hydrous mica, i.e. the ultimate reaction product. Still, even this "worst scenario" case, which will take several hundreds or thousands of years to develop, will not lead to a higher bulk conductivity than around 10^{-10} m/s of rock with a conductivity of 10^{-8} m/s before grouting.

CONCLUSIONS

The following major conclusions were drawn:

- * Dynamic injection using Na bentonite clay or fine-grained cement can bring the grouts into fractures with an aperture of 10-20 μ m. Penetration takes place to several decimeters or meters in fractures with geometrical apertures of 50 and 100 μ m, respectively
- * It is hardly possible to reduce the net hydraulic conductivity of grouted rock beyond 10^{-10} m/s. This is concluded both from the experiments and from the fact that there will always be unfilled parts of the fracture channels
- * The borehole spacing for hitting a large majority of the fracture channels in fractures zones should be 0.5-0.7 m
- * Grout penetration is very significantly hindered by soft fracture debris caused by disintegration of i.a. chlorite in fractures exposed to shear in the excavation stage. Very shallow rock can therefore not be effectively sealed, additional reasons being that the packer positions will be too deep and rock block displacements will take place
- * The longevity of both cement and clay grouts in repository environment is considerable and they

are expected to perform, although with successively reduced efficiency, for many thousand years

REFERENCES

- 1 Pusch, R. Sealing of Rock Fractures. SKB Technical Report 85-17. SKB, Stockholm, 1985
- 2 Börgesson, L. & Pusch, R. Rock Sealing in Radwaste Repositories by Use of Modern Grouting Techniques and Smectite Clay. 7th Int. Congr. Rock Mechanics, Aachen, Vol.1, 1991
- 3 Börgesson, L., Pusch, R., Fredriksson, A., Hökmark, H., Karnland, O., and Sanden, T. Final Report of the Rock Sealing Project, Volume I - Sealing of Near-field Rock Around Deposition Holes. Stripa Project, Technical Report (In press)
- 4 Pusch, R., Börgesson, L., Karnland, O. & Hökmark, H. Final Report of the Rock Sealing Project, Volume IV - Sealing of Natural Fracture Zone (Test 4). Stripa Project, Technical Report (In press)
- 5 Pusch, R. Alteration of the Hydraulic Conductivity of Rock by Tunnel Excavation. Rock Mechanics and Mining Sciences. Vol.26, No.1, 1989 (pp.71-83)
- 6 Pusch, R., Karnland, O., Hökmark, H., Sanden, T. & Börgesson, L. Final Report of the Rock Sealing Project, Volume V - Sealing Properties and Longevity of Smectitic Clay Grouts. Stripa Project, Technical Report (In press)

THE ÄSPÖ HARD ROCK LABORATORY - SOME NOTES ON THE CURRENT STATUS

Äspölaboratoriet, dagsläget

Göran Bäckblom, Project Manager, Lars O Ericsson, Geoscience Manager,
Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co, Stockholm

INTRODUCTION

The Äspö Hard Rock Laboratory was launched 1986 for the main purpose of providing an opportunity for research, development and demonstration in a realistic and previously undisturbed underground rock environment down to the depth planned for the future final repository of long-lived nuclear waste [1].

Regional site characterization started late 1986. After target area investigations c. 20 km north of Oskarshamn, the south part of Äspö was selected by SKB 1988 as the site for the laboratory. Comprehensive pre-construction characterization was made in order to set up predictive models of the rock, models that will be checked and updated during the construction of the laboratory [2-5]. An access ramp will be excavated down to a depth of 490 m below surface where experiments will commence in 1994. The excavation work started in October 1990 after decision by SKB board and after obtaining permits from pertinent authorities. As of 31 December 1991 1100 m of the access ramp, area 25 m², has been excavated. The excavation works has been coordinated with several investigations in the tunnel.

The Äspö Hard Rock Laboratory (HRL) replaces the underground laboratory at Stripa Mine in central Sweden that has been in operation since 1977 and closed down 1990 [6],[7]. The construction of the laboratory, tunnel of length 4000 m and shafts down to 490 m, Figure 1, is an integral part of the experimental program for the HRL. An overview of the project can as well be find in [8].

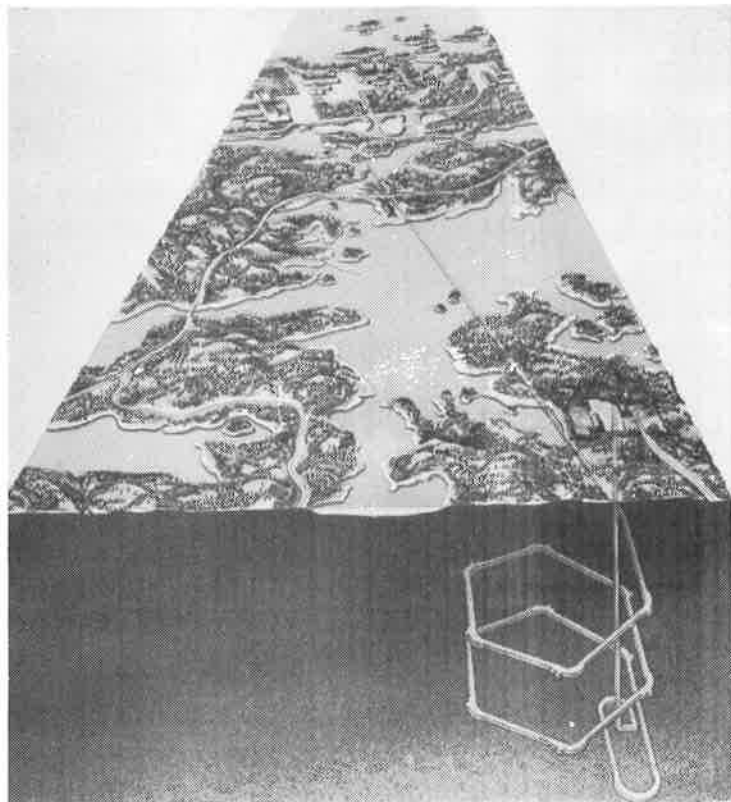


Figure 1. Sketch of the layout of the laboratory.

THE GOALS OF THE PROJECT

The main goals of the R&D work at the Äspö Hard Rock Laboratory are:

- To test the quality and appropriateness of different methods for characterizing the bedrock with respect to conditions of importance for a final repository,
- To refine and demonstrate methods for how to adapt a final repository to the local properties of the rock in connection with planning and construction,
- To collect material and data of importance for the safety of the final repository and for confidence in the quality of the safety assessments.

Prior to the siting of the final repository for spent fuel in the mid-1990s, the activities at the Hard Rock Laboratory shall serve to:

Verify pre-investigation methods

- demonstrate that investigations on the ground surface and in boreholes provide sufficient data on essential safety-related properties of the rock at repository level.

Finalize detailed investigation methodology

- refine and verify the methods and the technology needed for characterization of the rock in the detailed site investigations.

As a basis for a good optimization of the final repository system and for a safety assessment as a basis for the siting application, which is planned to be submitted a couple of years after 2000, it is necessary to:

Test models for groundwater flow and transport of solutes

- refine and test on a large scale at repository depth methods and models for describing groundwater flow and transport of solutes in rock

In preparation for the construction of the final repository, which is planned to begin in 2010, the following shall be done at planned repository depth and under representative conditions:

Demonstrate construction and handling methods

- provide access to rock where methods and technology can be refined and tested so that high quality can be guaranteed in the construction, design and operation of the final repository, and

Test important parts of the repository system

- on a full scale, test, investigate and demonstrate different components that are of importance for the long-term safety of a final repository system

These tests shall be able to be carried out on a sufficient scope as regards time and scale to provide the necessary support material for Government approval of the start of construction. Certain tests may therefore have to be started in the mid-90s.

GENERAL ON SCOPE, SCHEDULE, ORGANIZATION, INTERNATIONAL PARTICIPATION

The scope of the project is outlined in connection with presentation of SKB's R&D Programme by law required to be presented every third year.

The R&D Programme 1986 [1] gave basically the motives for construction of the laboratory and an outline of the future work at the facility.

The R&D Programme 1989 [9] presented a detailed programme for the pre-investigation phase, the construction phase and a preliminary programme for the Operating phase.

A detailed R&D Programme for the period 1993 - 1998 will be released during September 1992 giving a detailed description of the early phase of the Operating Phase.

The master schedule for the project is depicted in Figure 2.

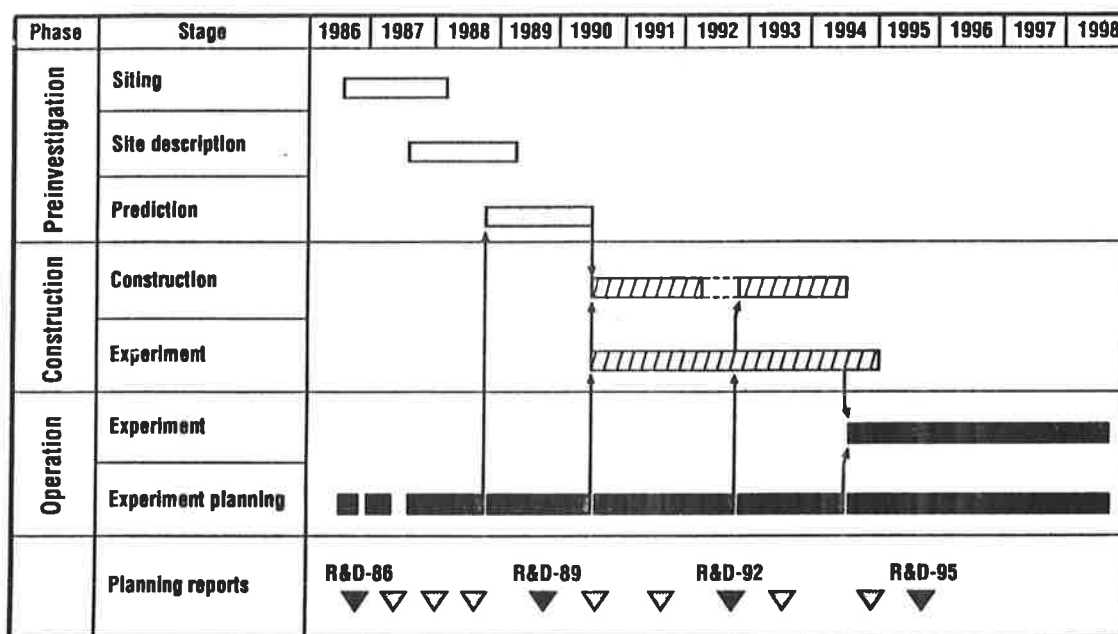


Figure 2. Master schedule of the ÄSPÖ HRL

Äspö Hard Rock Laboratory is organized as a project within the SKB R&D branch. The project manager is basically heading a Research Team and a Construction Team. Daily coordination of the work is executed at the site office. The scope of the project is coordinated with other SKB R&D at the Programme Committee.

The scientific work is planned and executed by Principal Investigators from universities, consultants SKB and managed by SKB. Advice is given to the project by a Scientific Advisory Committee and a Construction Advisory Committee.

Demands on the quality of the research are high and an overall ambition is that the laboratory should become an internationally leading centre of research and development regarding the construction of final repositories for high-level waste. Up to now three interna-

tional organizations participate at the Äspö HRL. Atomic Energy of Canada Limited, Power Reactor and Nuclear Fuel Development, Japan and Central Research Institute of Electric Power Industry, Japan are the present participating organizations. Negotiations are still going on with organizations in France, England, USA and Finland.

THE APPROACH TO SITE CHARACTERIZATION

The site characterization performed so far has many unique aspects. It is in many ways comprehensive with respect to methods. During the pre-investigations a huge bulk of data has been collected at a cost of approximately 100 MSEK. The need for a general approach to allow for interpretation, integration and evaluation of all data was early anticipated.

Predictive models of the geology, groundwater flow, groundwater chemistry, transport of solutes and mechanical stability were selected as tools to push the evaluations. The site characterization is treated as an iterative process, where the predictive models will be more refined in steps. This iterative approach must be recognized as well when the real repository is constructed.

To facilitate the evaluation of the site characterization, it has been divided into stages and different geometrical scales with respect to designated five key questions. The overall evaluation of the bedrock is performed after analyses of these five key questions.

The **geological-structural model** incorporates the simplified description of lithology and the fracturing. The simplification of the real geological medium to a geological model is one of the most crucial issues in the site characterization as this simplification gives the basis for design and strongly affects the other four key issues. It must however be emphasized that the geological description will evolve along with the characterization programme. The first pre-investigation can be used to set up working hypotheses that can be checked in the next phase of the characterization. If they prove to be wrong they can be modified and enhanced during the more detailed characterization in the coming stages. The ultimate description of the host rock will of course appear before a repository is sealed. **Groundwater flow** is a key issue as the flow influences the service life of canisters and dissolution of the waste. Description of ground water flow also gives necessary but not sufficient data for calculation of nuclide transport. **Groundwater chemistry** is a key issue as it influences corrosion of canisters, dissolution of the waste and provides necessary but not sufficient data for calculation of transport of nuclides from the repository. **Transport of solutes** is a key issue as it gives a necessary basis for the assessment of the safety function of the geological barrier in the multi-barrier system. **Mechanical stability** is important

both in a short and a long term assessment. Mechanical stability is needed during construction. The long-term issue is to identify potential zones of movements, so that the canisters are not cut by future movements. The long-term assessment is as well needed as a prime function of the rock is to provide stable geohydrological chemical conditions.

HIGH-LIGHTS FROM THE PRE-INVESTIGATION PHASE

The background report to R&D Programme 89 [9] describes in detail the goals for the pre-investigation phase. The pre-investigations have been summarized in six Technical Reports [10, 11, 2-5].

When the project was launched 1986 it was stated that the laboratory preferably should be located close to the existing nuclear facilities at Oskarshamn, Figure 3.

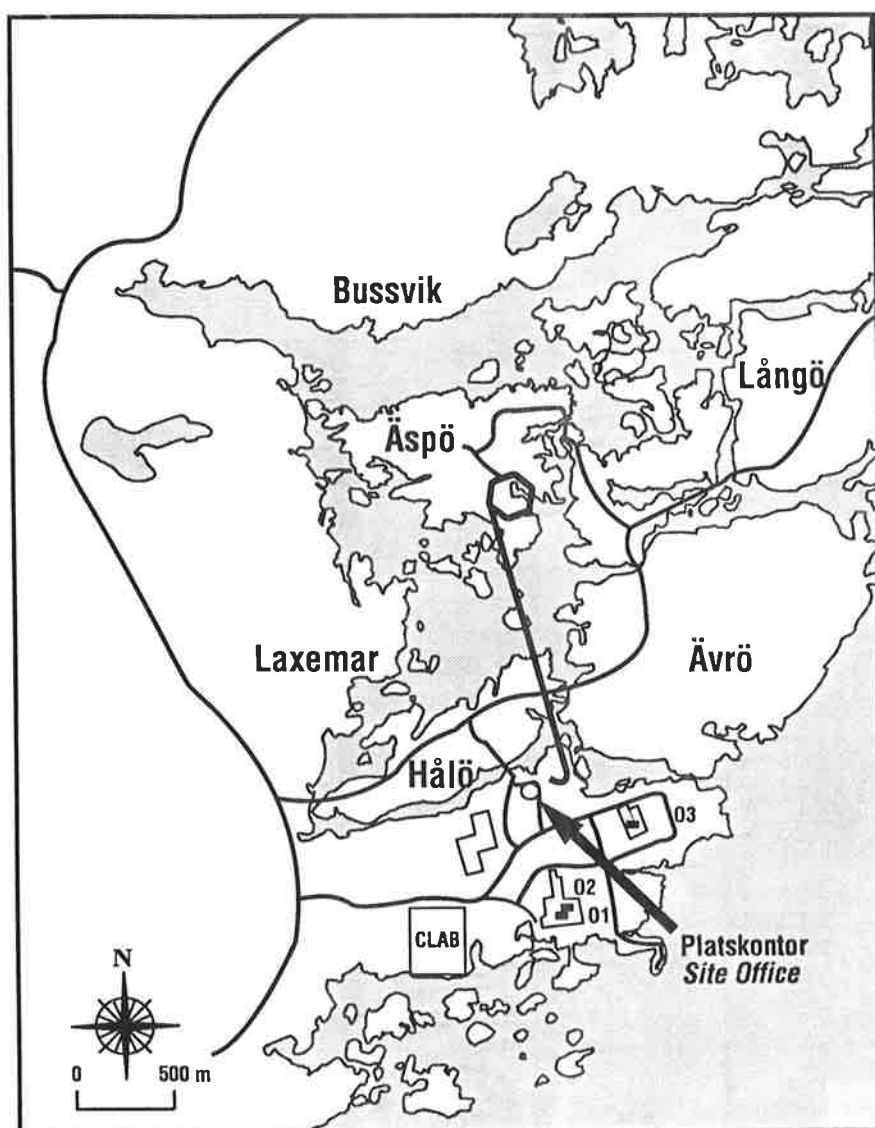


Figure 3. The Simpevarp area with environs.

Extensive pre-investigations preceded the start of construction in October 1990. [2]. Regional investigations comprised e.g. air-borne surveys, gravity measurements, interpretation of digital terrain models. Several target areas were investigated. It was finally decided late 1988 to site the laboratory at the small island Äspö. The characterization has comprised comprehensive surface measurements and investigations in 35 percussion holes (100 - 200 m deep) and 19 cored holes (500 - 1000 m deep). Of general interest is maybe the application of a new drilling technology that earlier has been used in oil exploration. Figure 4 shows how a cored hole was drilled along the tunnel. The diameter of the cored hole is 56 mm and guided along the tunnel close to 700 m in length.

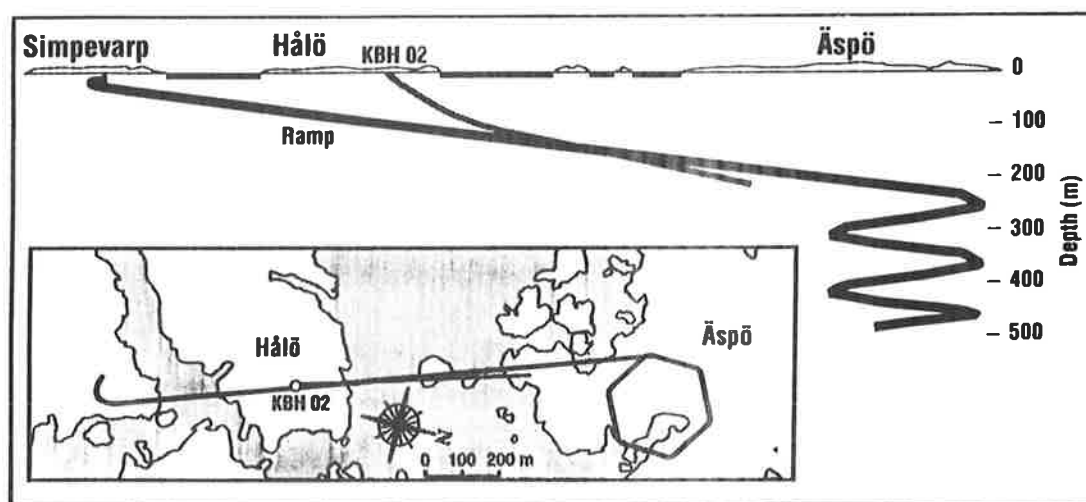


Figure 4. New drilling technology was used in order to core almost horizontally, starting from the surface.

The geological- structural models, Figure 5, co-interpreted with extensive hydraulic testing and data on groundwater chemistry was used as input into numerical models. One of the numerical model predicts what will happen with the ambient groundwater situation during construction of the laboratory. It predicts inflow to the tunnel, pressure changes in the monitored drill holes and how the interface between fresh and saline water below the island will move. Later evaluation of the fit between the predicted and measured values will be used in order to assess the completeness and exactness of the conceptual and numerical models.

The first 700 m of the access ramp encompassed only predictions on the geological structural model. The outcome of these predictions is deemed to be reasonable.

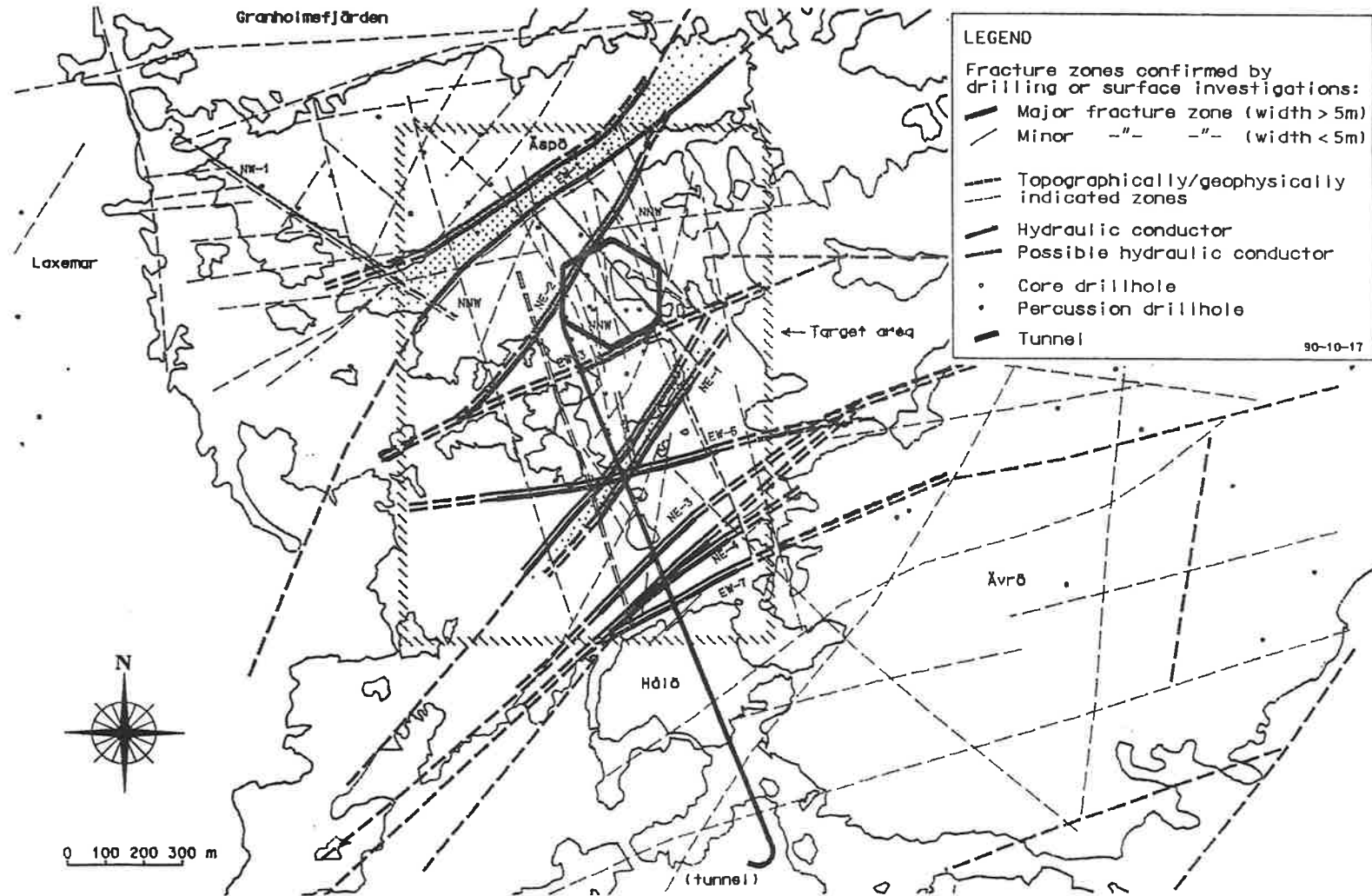


Figure 5 The geological-structural model in site scale has been co-interpreted with results from geophysics, hydraulic tests and results from the sampling of the groundwater chemistry

THE ON-GOING CONSTRUCTION PHASE

Studies of alternative layouts of the underground portion of the Äspö Hard Rock Laboratory were performed during 1987. A tunnel ramp was found to be preferable to the sinking of a shaft to a depth of about 500 m. The tunnel alternative was chosen primarily because it provides better flexibility and a greater opportunity for collection of data and characterization of the rock mass. Estimates also showed that the cost for tunnel and shaft was in the same.

The inclination of the tunnel is at maximum 14 % on the straight stretches and 10 % at the bends. The area of the tunnel is 25 - 43 m². After evaluation of six tenders, considering price, quality and flexibility SKB awarded the contract to the Swedish contractor SIAB AB. They use a computerized TAMROCK for the drilling operation. In order to improve the working environment mucking is done with an electric TORO wheel-loader. The haulage vehicles are equipped to decrease the environmental effect of the exhaust gases. The construction schedule is divided into two phases. The first construction phase starting in October 1990 encompasses the tunnel to a depth of 330 m and the raises to surface. After that a period of minimum six months will be devoted to renewed prediction work. The construction phase is planned to end during 1994.

A detailed account of the goals for the construction phase is presented in the background report to R&D Programme 89. Specific goals are to:

- validate the predictions made during the pre-investigation phase and correlate the results of the pre-investigations with the results of tunnelling;
- develop the methodology for characterization of rock from underground;
- make predictions of the rock down to the 500 m level based on data obtained after about 2500 m (depth 330 m) of excavation and thereby designate suitable areas for experiments during the operating phase.

Data collection during the Construction phase shall also increase knowledge of geological zones of weakness and provide additional material for description of the so-called "disturbed zone" surrounding the tunnel. Furthermore, the extent of possible recent rock movements will be studied.

Method reports and evaluations in the Äspö Hard Rock Laboratory can naturally be utilized to plan and execute pre-investigations and detailed investigations on the candidate sites.

Evaluation of the documentation and comparison with predictions set up prior to excavations take place during the construction phase. The results will be reported in several sessions.

Sub-projects have been defined. The sub-project Rock Volume Descriptions is concerned with comparisons of conceptual models of the bedrock in different investigation phases.

The sub-project Passage of Fracture Zones is concerned with developing a methodology to characterize a fracture zone while excavation is in progress. Grouting shall be performed so that a grouted zone around the tunnel will not penetrate to far from the tunnel periphery (10-20 m).

The sub-project Quality Assurance Programme has been set up in order to produce a formal QA plan for site characterization.

One sub-project is aimed at summarizing the experience gained in construction of the facility.

PLANNING FOR THE OPERATING PHASE

After the excavations have reached the final depth in 1994, a number of experiments will be commenced which will proceed for shorter or longer durations during the Äspö HRL's Operating phase. These experiments require preparations and planning throughout the Construction phase.

A preliminary programme for the activities in the Äspö Hard Rock Laboratory during the Operating phase is presented in the background report to R&D Programme 89 [9]. Preparatory work will take place during the period 1991-1994. Planning of the Operating phase will draw on conclusions and experience gained from Stripa Phase 3, the safety assessment project SKB-91, tracer tests at the Finnsjön study site, the Canadian Underground Research Laboratory (URL), previous experience from the Äspö Hard Rock Laboratory and other projects. A more definitive programme will be presented in R&D Programme 92.

Many of the research tasks carried out during the construction phase can be treated as pilot studies for the experiments to be carried out during the Operating phase.

TESTS AND DEVELOPMENT OF TECHNOLOGY

Efforts are made to test and verify all the appropriate methodology and techniques that may be required to construct the final repository. This includes developments on numerical modelling, instruments as well as construction aspects.

The tools for calculation have been enhanced to a degree that was not anticipated a few years ago. The threedimensional groundwater code, PHOENICS, now take into account the density contrast of the water. Fracture zones can be fed into or out of the model without the formidable task of changing the internal mesh for calculation, saving manmonths of work. The model as well allow for the complex geometry of the facility with a high resolution (2m) close to the excavation. The calculations do not need supercomputers but can be run on a working station.

In a project like the Äspö Hard Rock Laboratory Project groundwater monitoring are essential for both the pre-investigation phase and for the documentation of the construction phase. Monitoring during natural conditions, as well as during periods of disturbed hydraulic situations, i.e. pumping tests etc, are important for the characterization of the investigated rock formation. The boreholes are equipped with multi-packer systems allowing for measurements of groundwater level and salinity. In boreholes being monitored with automatic recording systems, which is the case for all core drilled holes and a major part of the percussion drilled holes, the recording intensity is one measure per 4 hours. For some percussion drilled boreholes at Äspö the recording interval is 2 hours. The instruments in the boreholes was during 1991 hooked on-line to a central computer at the site office so that the "EKG" of the geological body can be measured.

During 1991 a Blasting Damage Experiment was executed mainly in order to assess the damaged zone [12]. Evaluation of the experiment show the importance of accurate drilling, as well as the importance of the choice of perimeter explosive.

Ongoing work is a "Passage of Fracture Zone Programme". One of the major objectives of this programme is to pass a major fracture zone, transmissivity 10^{-4} m²/s and perform groutings with a limited penetration of the grout from the tunnel perimeter.

SAMMANFATTNING

Äspölaboratoriet anläggs för att ge möjlighet till den forskning, utveckling och demonstration som behövs innan det svenska slutförvaret för använt kärnbränsle börjar byggas.

Artikeln gör en allmän genomgång av projektets mål, innehåll, tidplan och organisation. SKB har en övergripande målsättning att laboratoriet utvecklas till ett internationellt ledande center för forskning och utveckling av metoder för att projektera och bygga slutförvar. F n har avtal slutits med en kanadensisk systerorganisation och två japanska organisationer. Förhandlingar pågår med flera intressenter.

Förundersökningarna för laboratoriet inleddes 1986 i Simpevarpstrakten, ca 20 km norr om Oskarshamn. Undersökningarna har resulterat i ett flertal prediktiva modeller av berggrunden som nu kontrolleras under byggnadsskedet. Modellerna är i huvudsak inriktade på geologiska strukturer, grundvattenströmning, grundvattenkemi och mekanisk stabilitet.

Efter att nödvändiga tillstånd erhållits, påbörjades sprängningsarbeten i oktober 1990. En ca 4 km lång ramp byggs till ett djup av 490m. Byggnad och undersökningar sker parallellt och vid årsskiftet hade ca 1100 m av rampen sprängts vid årsskiftet 1991/1992.

Planering pågår för laboratoriets driftskede som inleds 1994.

SUMMARY

The Äspö Hard Rock Laboratory was launched 1986 for the main purpose of providing an opportunity for research, development and demonstration in a realistic and previously undisturbed underground rock environment down to the depth planned for the future Swedish final repository of long-lived nuclear waste.

The paper outlines the goals, the scope, the schedule and the organization of the project. SKB has an overall ambition that the laboratory should become an internationally leading centre of research and development regarding the construction of final repositories for high-level waste. Up to now three international organizations participate at the Äspö HRL. Atomic Energy of Canada Limited, Power Reactor and Nuclear Fuel Development, Japan and Central Research Institute of Electric Power Industry, Japan are the present participating organizations. Negotiations are still going on with organizations in France, England, USA and Finland.

Pre-investigations for the project was launched during 1986 in the Simpevarp area, c. 20 km north of Oskarshamn. The investigations have resulted in several predictive models of the bedrock to be verified during the on-going construction phase. The models basically encompass the key questions geological structures, groundwater flow, groundwater chemistry and mechanical stability.

After receiving pertinent permits, the excavations started in October 1990. A c. 4 km ramp is excavated to a depth of 490 m. Construction is integrated with investigations in the tunnel. January 1, 1992 1100 m of the ramp has been excavated.

Planning for the Operational Phase to start during 1994 is in progress.

REFERENCES

- [1] SKB (1986). "Handling and final disposal of nuclear waste. Programme for Research, Development and Other Measures, R&D Programme 1986". SKB, Stockholm.
- [2] Stanfors R, Erlström M, Markström I (1991). Äspö Hard Rock Laboratory. Overview of the investigations 1986-1990. SKB Technical Report 91-20.
- [3] Almén K- E, Zellman O (1991). Äspö Hard Rock Laboratory. Field investigation methodology and instruments used in the pre-investigation phase, 1986-1990. SKB Technical Report 91-21.
- [4] Wikberg P, Gustafson G, Rhén I, Stanfors R (1991). Äspö Hard Rock Laboratory. Evaluation and conceptual modelling based on the pre-investigations 1986-1990. SKB Technical Report 91-22.
- [5] 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 Technical Report 91-23.
- [6] OECD/NEA. "In-Situ Experiments Associated with the Disposal of Radioactive Waste." Proc 3rd NEA/SKB Symp Int Stripa Project, OECD Paris 1990.
- [7] Ahlström, P-E (1992). Stripaprojektet - bakgrund, organisation ... Bergmekanikdagen 1992, ib id, BeFo, Stockholm.
- [8] Bäckblom, G (1991). "The Äspö Hard Rock Laboratory - a Step Toward the Swedish Final Repository for High-Level Radioactive Waste. Tunnelling and Underground Space Technology. Vol 6. No 4. 463-467.
- [9] SKB (1989). "Handling and Final Disposal of Nuclear Waste. Programme for Research, Development and Other Measures. R&D Programme 1989", SKB, Stockholm
- [10] Gustafson G, Stanfors R, Wikberg P (1988). "Swedish Hard Rock Laboratory - First evaluation of 2pre-investigations 1986-87 and target area characterization". SKB Technical Report TR 88-16, Stockholm.
- [11] Gustafson G, Stanfors R, Wikberg P (1989). "Swedish Hard Rock Laboratory - Evaluation of 1988 pre-investigations and description of the target area, the island of Äspö". SKB Technical Report TR 89-16, Stockholm.
- [12] Stanfors R (1992). "Blasting Damage Investigation in the Äspö Hard Rock Laboratory (in Swedish). Bergmekanikdagen 1992, ib id. BeFo, Stockholm

EFFEKTER AV SPRÄNGNING
Effects of blasting

STANDARD FÖR VIBRATIONER I BYGGNADER

Standard for vibrations in buildings.

Ingenjör Henry Sandström Innovation AB

ABSTRACT.

Swedish Standard SS 460 48 66 "Vibrations and shocks - edition no.2 with instrumentation specifications, is now available. The standard is used as a basis for calculations of allowed vibration values in building when blasting. The calculated values which are peak values referring to the vertical vibration velocity are set to avoid damages on buildings.

The standard which concerns all kind of blasting, the Swedish Standard SS 460 4861 "Measurements of vibration and shock in buildings for the evaluation of annoyance" is under consideration.

The Swedish Environmental Protection Agency is presently working on recommendations for control of stone quarries in accordance with the Environmental Protection Law.

1 INLEDNING

Vi är kringgärdade av många lagar och föreskrifter inte minst när det gäller sprängning, vilket jag vill åskådliggöra med inledningsbilden (fig.1).

Visserligen har man i Nybyggnadsreglerna (NR) i avsnitt 9 "Tillsyn" för markarbeten begränsat föreskrifterna till mindre än en sida mot tidigare ett helt häfte. En handbok BYGGVÄGLEDNING 9 har dock nyligen utgivits av Svensk Byggtjänst utgörande praktiska råd till Nybyggnadsreglerna.

Vi har i vår normgrupp försökt samordna nomenklaturen i denna skrift med viss framgång med gällande praxis. Dessutom har vi i MARKAMA 83 under B6 Bergschakt fört in anvisningar gällande krav på sprängplaner och borrhings-toleranser m m.

2 Svensk Standard SS 460 4866 "VIBRATIONER OCH STÖT - RIKTVÄRDEN FÖR SPRÄNGINDUCERADE VIBRATIONER I BYGGNADER".

2.1 Allmänt

Grunden till denna standard är den internationella standarden ISO 4866. Eftersom svensk praxis inte i alla avseenden överensstämmer med ISO-Standarden har denna svenska tillämpning ansetts nödvändig.



Sprängning för Söderleden

Fig 1

En viktig skillnad är att i svensk praxis sedan 50-talet enligt U.Langefors/Kihlström anger tillåtna riktvärden av svängningshastighet (v) i mm/s med mätning i endast vertikal riktning medan man i ISO-Standarden generellt mäter i tre riktningar (3-komponent mätning).

Standarden är idag typgodkänd av Boverket.

Vår övervakningsmätning är därför betydligt enklare och billigare än i delar av övriga världen. Vid analys av ett sprängförlopp tillämpas dock även här 3-komponent mätning. Mätningen sker i byggnadens grundläggningsnivå. Liknande mätstrategi som vi följer i Sverige tillämpas även i Norge och i Finland.

Ett avsnitt i standarden behandlar syneförrättning dvs. besiktning av byggnader före och efter sprängning. Sådan besiktning göres enligt den grafiska metoden beskriven i IVA-rapportern 187, som är under omarbetande.

Byggherren bör i regel stå för denna besiktningskostnad, se utdrag ur artikel i AMA-NYTT 2/90 (fig.2).

En utgåva 2 av standarden har utkommit kompletterad med instrumentspecifikation avsnitt 6 som anger kraven på instrument för kontroll av vibrationer.

2,2 RIKTVÄRDEN

Tillåtna riktvärden för byggnader beräknas med utgångspunkt efter tillämpad praxis (fig.3).

Utgångsvärdena på svängningshastigheten (V_0) ligger i området 18 - 70 mm/s beroende på byggnadens undergrund. Vid kännedom om utbredningshastigheten (C_p) i marken kan V_0 korrigeras enligt en enkel formel.

Konstruktionsfaktorn (F_k fig.4) består av en byggnadsfaktor F_b och en materialfaktor F_m .

Byggnadsfaktorn (0,65 - 1,7) är uppdelad i 5 klasser från tunga konstruktioner som broar till ruiner (fig.5).

Materialfaktorn (0,65 - 1,2) består av 4 klasser uppdelade på material från armerad betong till mexitegel(fig.6).

Avståndsfaktorn (F_d) framtages i ett diagram (fig.7). Som framgår av diagrammet så är faktorn 1,0 på avståndet 10 m och sjunker med ökat avstånd för olika markslag såsom lera, morän och berg. Anledningen till att faktorn reduceras är beroende av att frekvensen på utbredningsvågen minskar med avståndet och förorsakar därmed större risker för skador på byggnader.

Sist i raden av faktorer är verksamhetsfaktorn F_t (fig.8). Denna faktor är beroende av hur lång tid sprängningsarbetet skall pågå. För grund- och anläggningsarbeten är faktorn 1,0 och därmed utan reduktion av vibrationsvärdet. Däremot för fasta fasta anläggningar såsom bergtäkter och gruvor kan en reduktion av tillåtna vibrationsvärden ske till 25 %.

Vi har utifrån standarden konstruerat en tabell (fig.9) för uträkning av tillåtna vibrationsvärden. Det är en fördel om man kan sätta ett slutligt gällande värde för en byggnad.

I standarden finns dessutom 10 punkter om vad en riskanalys skall omfatta (fig.10). Dessa punkter är styrande för konsulternas riskanalyser. Genom punkt punkt 3 erhålles byggnadens grundläggningen. Punkt 7 tillåtna vibrationsnivåer och punkt 9 och 10 erforderlig dokumentation såsom sprängjournaler. Som exempel på riktigt förd sprängjournal visas en sprängjournal från söderleden (fig.11). Notera att man noggrant följt kravet från standarden gällande avståndsuppgifter.

Instrumentspecifikationen (fig.12) anger för övervakningsmätning frekvensområdet 5 - 300 Hz samt med ett mätområde från 1 mm/s till 250 mm/s. Kalibrering skall ske vid 80 eller 160 Hz och detta skall ske minst en gång per år.

Erfarenheten har visat att tillämpningen av standarden gällande upprättande av riskanalyser varierar avsevärt mellan olika konsulter. Man bör därför samordna utbildningen för att få likartad bedömning av ett sprängobjekt.

3 Svensk Standard SS ISO 8569 "Vibrationskänslig elektronisk utrustning"

Standarden gäller för vibrationskänslig utrustning som t ex. datorer (fig.13). Underlaget till normen är en svensk STU-rapport från projektet "Grundläggningsteknik i tätort". I den internationella gruppen ISO 8569 har vi en svensk som ordförande, Gösta Rundqvist Vibraconsult.

Standarden ger i huvudsak måtanvisningar men från vår STU-rapport har man i ett diagram lagt in vibrationsvärde till 1 g eller 10 mm/s gällande datorers tålighet. Vårat förslag till riktvärden på tillåten svängningshastighet för hus med datorer är $v = 20$ mm/s, detta vid mätning i grundnivå. Som framgår av diagrammet (fig.14) så har norrmännen (NGJ) kommit till ungefär samma resultat.

4 Svensk Standard SS 460 4861 "Mätning och bedömning av komfortstörningar i byggnader"

Underlaget till denna standard är ISO 2631-2. Naturvårdsverket lät Statens Provningsanstalt i NORDTESTS namn ta fram ett förslag som blev mycket kritiserat. Därför har Tekniska Komitén ISO 108/2/3 för byggnadsvibrationer omarbetat förslaget radikalt.

Gällande de komfortgränser för vibrationer i byggnader (fig.15) har vi undantagit tillfälliga bygg- och anläggningsarbeten samt gruvdrift och bergtäkter. De värden som är angivna i standarden gällande sannolik störning för människor är $v = > 1 \text{ mm/s}$ eller $a = > 36 \text{ mm/s}^2$ (0,0036 g) är enligt min bedömning mycket låga värden (värdena är vägda RMS-värden). Då frekvensen är känd kan man gå in i diagrammet (fig.16) och därmed erhållas nivån i angivet kriterieskikt.

Denna standard är nu ute på remiss och kommer därefter att omarbetas. I vår normgrupp har vi under arbetets gång kommit fram till att det kan vara rimligt att mäta inkommande vibrationsstörning i första hand i grundnivån istället för mitt på ett golv som beskrivs i förslaget.

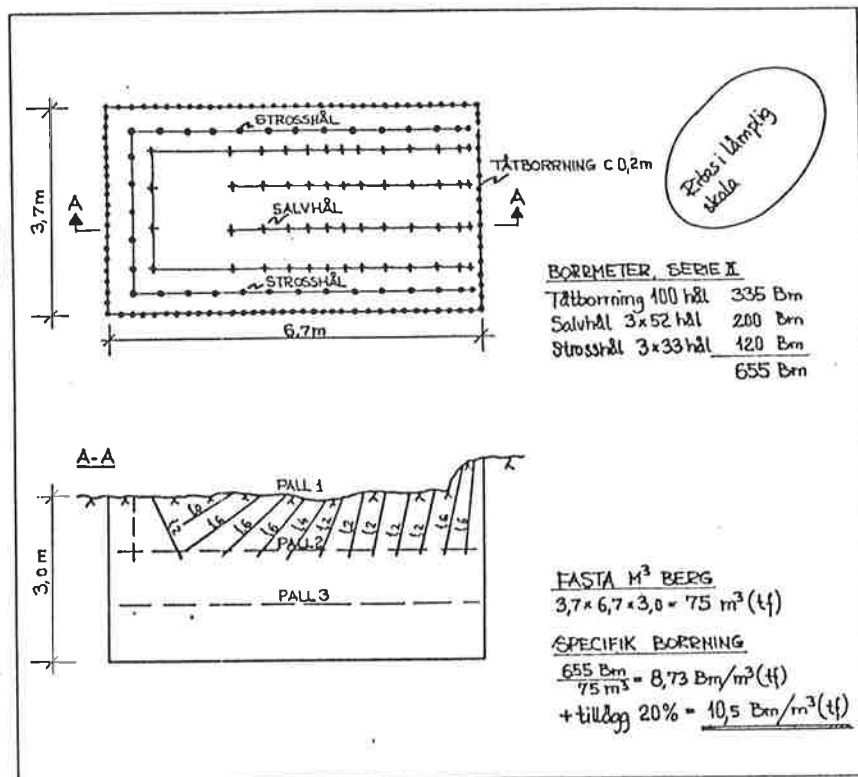
5 Rekommendationer för prövning av bergtäkter enligt miljöskyddslagen

Naturvårdsverket har ett utarbetat förslag på faktablad om prövning av bergtäkter enligt miljölagen. Vi har från normgruppen lämnat synpunkter för samordning av texten i förhållande till övriga standarder. Naturvårdsverket har till en del beaktat dessa synpunkter. Det återstår dock en del förslag till korrigeringar innan den kommer i tryck under året.

Som slutord vill jag påpeka att i normarbetet är det väsentligt att kunna engagera alla berörda parter i arbetet. Detta för att kunna erhålla bästa möjliga praktiska lösningar utan alltför stora ekonomiska konsekvenser.

RISKANALYS

1. Uppdragsredovisning.
2. Riskbedömning - geo, grundvatten, stabilitet, sänningar. Underlag för kompletterande geundersökning.
3. Redovisning närliggande grunder/tunstr.
4. Inventering känslig arbetsområden.
5. Redovisning känsliga arbetsområden.
6. Förteckning - ledningar, tunnlar mm.
7. Tillåten vibrationsnivå.
8. Erforderlig vibrationsmätning.
9. Erforderlig synförrättning.
10. Specifikation erforderlig dokumentation - sprängplaner, sprängjournaler mm.



Innehåll i en riskanalys - kortfattat.

Exempel på sprängplan.

Fig 2

3.1 Okorrigerad svängningshastighet v_0

Följande värden på okorrigerad svängningshastighet v_0 används vid olika markförhållanden

Undergrund	Vertikal svängningshastighet v_0 mm/s
Löst lagrad morän, sand, grus, lera	18
Fast lagrad morän, skiffer, mjuk kalksten	35
Granit, gnejs, hård kalksten, kvartisk sandsten, diabas	70

Om en noggrannare bestämning av svängningshastigheten v_0 erfordras kan tryckvågen (P-vågens) utbredningshastighet, C_p , mätas och följande formel användas. Mätningen skall ske på grundläggningsnivån.

$$v_0 = \frac{C_p}{65}$$

där v_0 anges i mm/s och C_p i m/s

Fig 3

3.2 Konstruktionsfaktor F_k

Konstruktionsfaktorn F_k är beroende av byggnadens vibrationskänslighet och byggmaterial.

Konstruktionsfaktorn F_k beräknas på följande sätt.

$$F_k = F_b \times F_m$$

där F_b = byggnadsfaktor

F_m = materialfaktor

Fig 4

3.2.1 Byggnadsfaktor F_b

Byggnader indelas med hänsyn till vibrationskänsligheten i konstruktionen i följande 5 klasser. Klass 1-4 gäller byggnader i gott skick

Klass	Byggnadsfaktor F_b
1 Tunga konstruktioner såsom broar, kajer, försvarsanläggningar o d	1,70
2 Industri- och kontorsbyggnader	1,20
3 Normala bostadsbyggnader	1,00
4 Speciellt känsliga byggnader såsom muséer och övriga byggnader med höga valv eller konstruktioner med stora spännvidder	0,65
5 Historiska byggnader i ömtåligt skick samt vissa känsliga ruiner	0,50

Fig 5

3.2.2 Materialfaktor F_m

I Byggnader ingående material indelas med hänsyn till vibrationskänsligheten i följande 4 klasser.

Klass	Materialfaktor F_m
1 Armerad betong, stål, trä	1,20
2 Oarmerad betong, tegel, betong- hålstén, lättklinker betong	1,00
3 Autoklaverad lättbetong	0,75
4 Kalksandsten (Mexitegel)	0,65

Faktorn F_m gäller för svagaste materialet i byggnaden.

Fig 6

5.1 Riskanalys

En riskanalys bör omfatta:

- 1 Redovisning av uppdragets omfattning och syfte.
- 2 Bedömningar av risker förenade med geologiska förhållanden, geotekniska förhållanden och grundvattenförhållanden samt stabilitetsproblem och behov av sättningkontroller. När sådana risker föreligger bör en geoteknisk utredning utföras.
- 3 Redovisning av närliggande byggnaders grundläggning och konstruktion.
- 4 Inventering av känslig utrustning såsom datorer, reläer, etc.
- 5 Redovisning av arbetsplatser där känsliga arbetsmoment utförs.
- 6 Förteckning över befintliga ledningar, tunnlar och bergrum.
- 7 Tillåten vibrationsnivå.
- 8 Anvisningar om var vibrationsmätning skall göras och vilka kontroller som skall vidtas.
- 9 Dokument som anger inom vilket område som besiktning (synförrättning), provtryckning av rökkanaler och information till kringboende bör ske.
- 10 Specifikation av erforderlig dokumentation från arbetsplatsen såsom sprängplaner, sprängjournaler m m.

Fig 10

SPRÄNGJOURNAL med vibrationsmätning

VÄSIRA SIDAN
Tid 914 1990 - 274 1990

Datum	9/4	18/4	18/4	25/4	25/4	26/4	26/4	27/4
Klockslag	1350	1055	1350	1055	1350	1055	1350	1055
Salva nr	24	25	26	27	28	29	30	31
Antal hål (Diam. mm: 41)	9	7	9	6	6	6	4	3
Antal Intervallnummer	5	4	5	3	3	3	2	2
Sprängkapseltyp				NONEL				
Max samverk. laddning, kg	0,5	0,7	0,9	0,7	0,9	1,2	1,3	1,3
Total laddning, kg	5							
Pallhöjd/Salvdjup, m	2	3,5	4,5	5,0	6,5	8,0	9,0	9,5
Hålsättning V x E m	0,6x0,8	0,8x1,2	0,8x1,2	0,8x1,0	0,8x1,0	0,8x1,0	0,8x1,0	0,8x1,0
Statistik	Antal borrhör. (Bm)	18	24,5	40,5	30	39	48	36
	Antal fm³	9	24	39	24	31	38	29
Fördämning typ:			GUMMIFÄRRE					
Arbetsområde nr el. sektion	0519	0523	0523	0526	0527	0532	0534	0538
Mätpunkt nr: 1:1	Hastighet, mm/s	1	1	0	0	0	0	0
	Avstånd, m	>120	>120	>120	>120	>120	>120	>120
Mätpunkt nr: 1:2	Hastighet, mm/s	2	1	4	4	3	17	14
	Avstånd, m	32	37	36	40	42	47	48
Mätpunkt nr: 3	Hastighet, mm/s	1	0	2	1	2	1	3
	Avstånd, m	23	20	19	16	14	12	12
Mätpunkt nr: 4	Hastighet, mm/s	7	5	8	8	6	8	10
	Avstånd, m	47	43	41	39	37	34	32
Mätpunkt nr: 5	Hastighet, mm/s	4	3	4	4	4	4	5
	Avstånd, m	41	39	38	38	38	36	36
Mätpunkt nr: 6	Hastighet, mm/s	2	2	3	3	2	2	4
	Avstånd, m	45	43	44	44	43	43	43
Mätpunkt nr: 7:2	Hastighet, mm/s	1	1	1	0	0	0	0
	Avstånd, m	74	76	78	78	80	73	75
Mätpunkt nr: 7:3	Hastighet, mm/s	0	0	1	0	0	0	0
	Avstånd, m	>120	>120	>120	>120	>120	>120	>120
Mätpunkt nr: 1:1	Sankelpavlg 7-9					Instrument: Innareg 8		
Mätpunkt nr: 1:2	Södra lath					Instrument: "		
Mätpunkt nr: 3	Elverket					Instrument: "		
Mätpunkt nr: 4	Tunnelbanan 0+461					Instrument: "		
Mätpunkt nr: 5	" " " 0+407					Instrument: "		
Mätpunkt nr: 6	" " " 0+392					Instrument: "		
Mätpunkt nr: 7:2	repilager 15					Instrument: "		
Mätpunkt nr: 7:3	repilager 13					Instrument: Innareg 7		

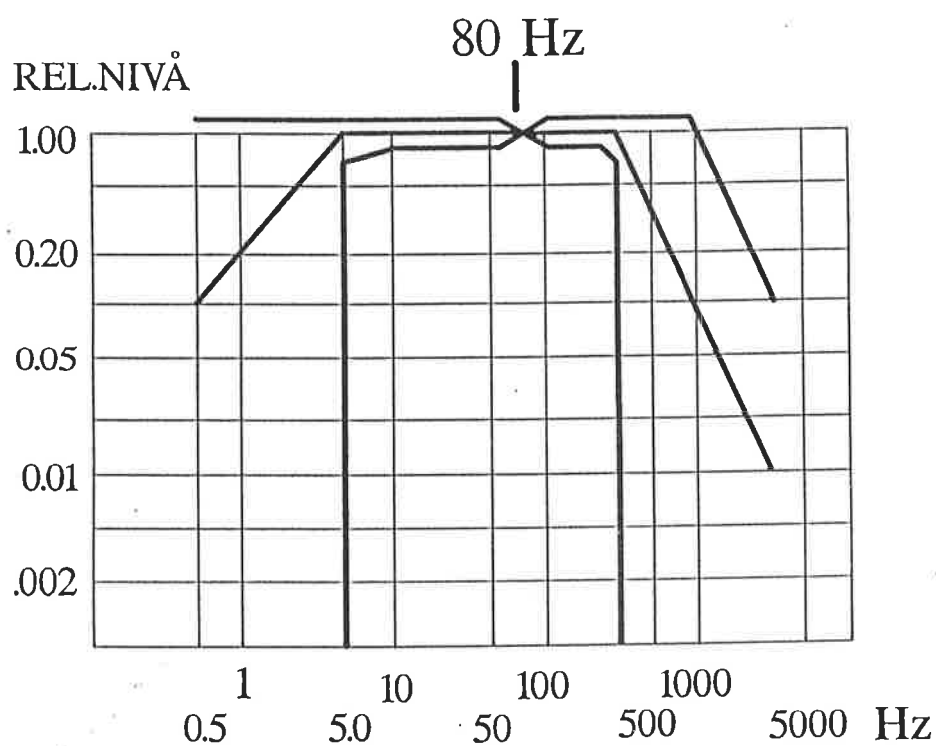


Fig 12

Figur 1 - Amplitudrespons hos mätsystem.
Begränsningskurvor.

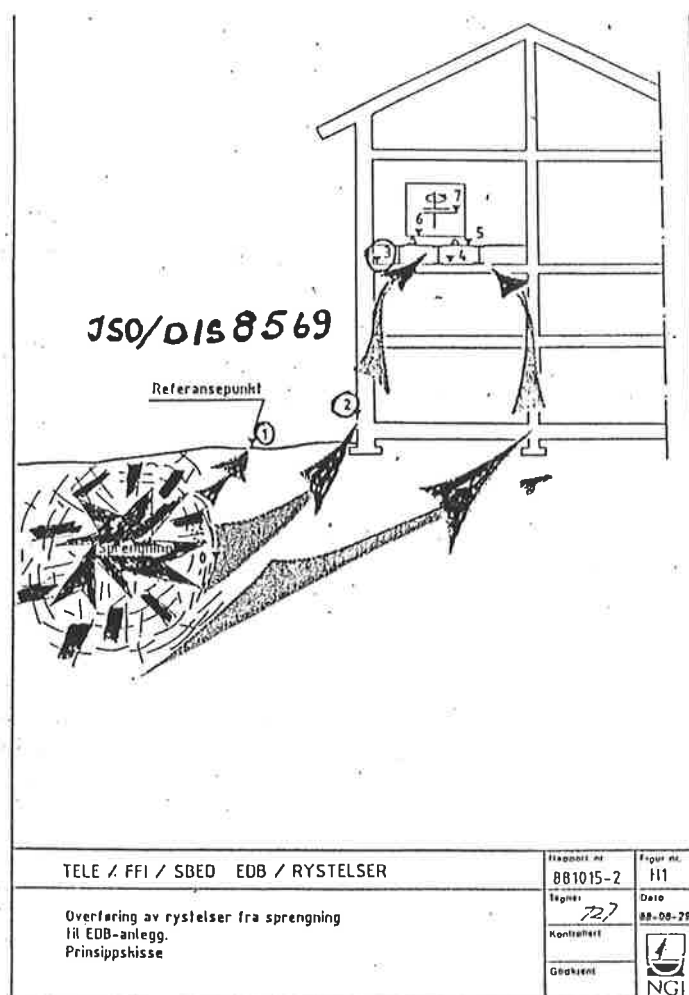
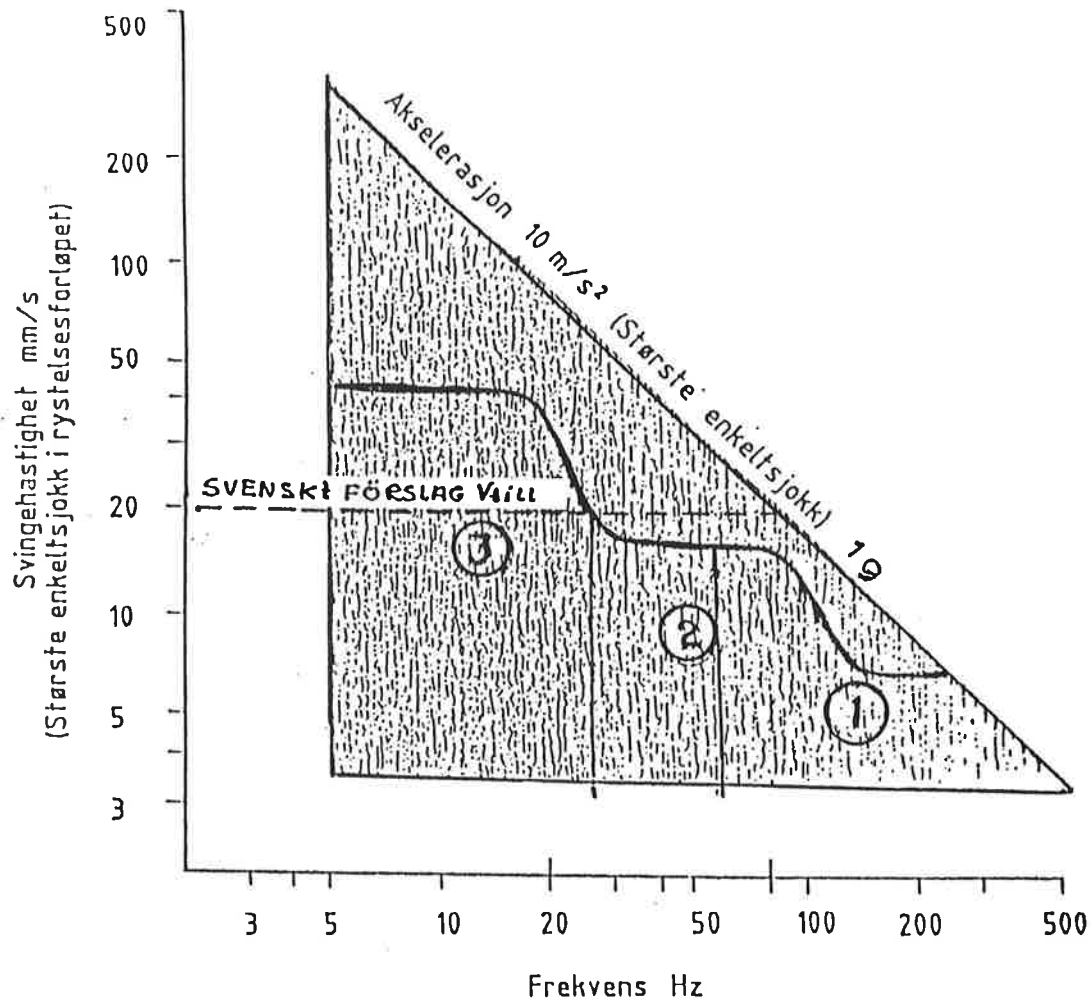


Fig 13



NGI's forslag til grenser for rystelser målt på disk-driverens festeskinne.

Avstand fra sprengning til bygning Her	Etasje der EDB-utstyret er montert	Grenseverdi mm/s	Grensesone NB ! Merk. Sone overganger
0 - 10 m	Opp til 3.-4.	10	①
0 - 10 m	Over 3.-4.	20	②
10 - 100 m	Opp til 3.-4.	20	②
10 - 100 m	Over 3.-4.	50	③
Over 100 m	Alle etasjer	50	③

Tabellen gir nominelle verdier. Frekvensanalyse anbefales der man er i tvil om grensevalg. Frekvensene er avhengig av geologi, fenningsopplegg, fundamentering og bygningskonstruksjon. Fig 14

TELE / FFI / SBED EDB / RYSTELSER

Avstands- og målepunkt- avhengige grenser, basert på et akseptabel rystelsesnivå opptil 10 m/s²

Rapport nr. 881015-2	Figur nr. 1
Tegner 27	Dato
Kontrollert	
Godkjent	

9 Komfortkriterier i byggnader

	Vägd hastighet	Vägd acceleration
Måttlig störning	0,4 - 1,0 mm/s	14,4 - 36,0 mm/s ²
Sannolik störning	> 1 mm/s	> 36 mm/s ²

Fig 15

Om det frekvensvägda värdet domineras av en frekvens, något som ofta är fallet till följd av resonans i byggnader, kan det vägda värdet ersättas av rms-värdet för den aktuella frekvensen och direkt jämföras med resp kriterieskikt.

Hastighet mm/s (rms-värde)

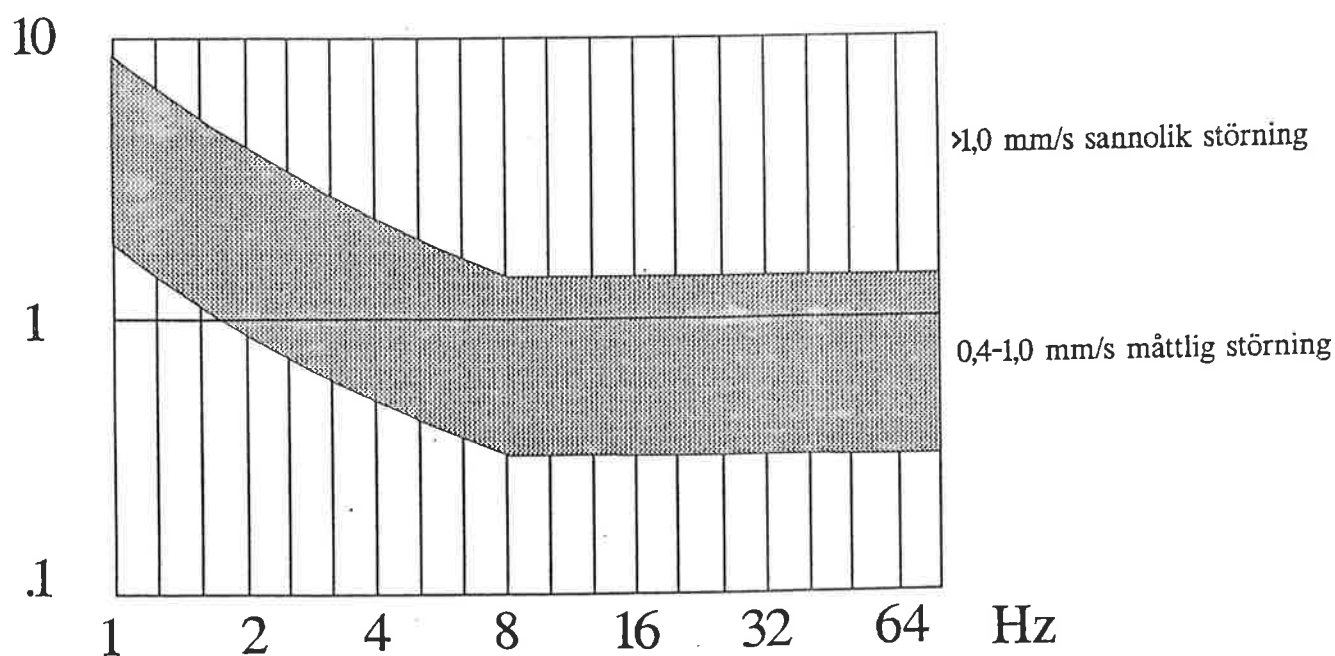


Fig 16

AVLASTNINGSSPRÄNGNINGSFÖRSÖK I PYHÄSALMI OCH LAISVALL GRUVOR

Destress Blasting Experiments in the Pyhäsalmi and Laisvall Mines

Hossein Hakami, SveDeFo, Stockholm
Jouni Kankkunen, Outokumpu Oy, Pyhäsalmi, Finland
Arvid Taube, Boliden Mineral, Laisvall

1 INLEDNING

Avlastningssprängning används i hårda bergarter när problem uppträder till följd av höga bergtryck. Problemen yttrar sig ofta i form av plötslig avlossning av skivformade bergpartier i varierande storlekar s k smällberg. Avlastningssprängning innebär att man genom borrning och sprängning fragmenterar berget inom eller brevid det högt belastade bergpartiet.

På detta sätt erhålles en omfördelning av spänningar till ett ur stabilitetssynpunkt mindre kritiskt område i bergmassan.

Vid sprängning inom ett antal borrhål som är placerade på ett lämpligt sätt bildas en zon kring borrhålen med synliga sprickor och mikrosprickor (den sk mjuka slitsen). Under kritiskt högbelastning sker en tillväxt av dessa sprickor. Dessa sprickor "mjukar upp" bergmassan och leder till att rörelser uppstår som bidrar till att avlasta området(Karowski et al (1979)). Det är emellertid väsentligt att antalet borrhål är tillräckligt för att den borttagna volymen av bergmaterial från borrhålen motsvarar den dilatation som behövs i samband med rörelser längs de erhållna sprickorna.

2 AVLASTNINGSSPRÄNGNINGAR I PYHÄSALMI

2.1 Bakgrund

Pyhäsalmigruvan är en zink-och koppargruva som ligger i norra Finland. Gruvan ägs av Outokumpu Oy. Två brytningsmetoder utnyttjas för närvarande: skivrasbrytning och igensättingsbrytning.

I Pyhäsalmi-gruvan har man problem med höga horisontella bergspänningar(Loven et al(1987), Lappalainen et al(1987)). Tidigare försökte man underlätta brytningen av huvudmalmen genom att först bryta ut parallelmalmen. På det sättet avlastades huvudmalmen innan den bröts ut. Denna teknik är inte alltid möjlig, varför man istället börjat intressera sig för avlastningssprängning.

2.2 Försök med avlastningssprängning

För den första "pilot sprängningen" borrades sex borrhål med en diameter av 89 mm i mitten av huvudmalmen mellan nivåerna 645 och 660 m djup enligt Fig 1. Dessutom kärnborrades två hål före sprängning och två hål efter (Fig. 1), i linje och ca en meter ifrån spränghålen, för att kunna studera utsträckningen på skadezonen runt spränghålen.

Borrhålen laddades över en längd av 3 m i mitten med sprängämnet Penno II. Detta sprängämne är Pentrit-baserat och tillverkas av Oy Forcit AB i Finland. Borrhålen var ofyllda och ej förladdade för övrigt.

Sprängämnet är högbrisant med hög detonationshastighet och har låg gas utveckling. Valet av ett sådant sprängämne och att ingen förladdning användes berodde på att man ville åstadkomma sprickor utan att tillåta att spränggaserna tränger in i sprickorna.

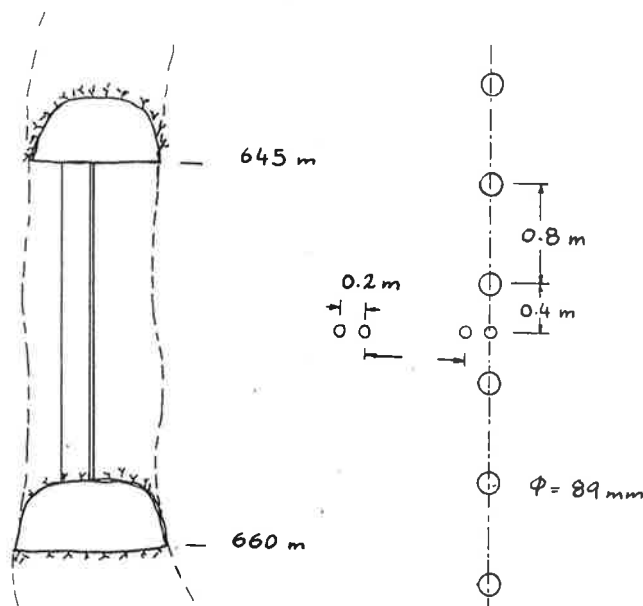


Fig. 1. Ett tvärsnitt av testområdet (a) och borrhållan för pilotförsöket, mindre cirklar: diamanthåll, större cirklar: avlastningshål.

A cross section of the test site (a) and bore hole lay-out for the pilot test, small circles: diamond-drilled holes, big circles: destressing holes.

I området till det första försöken utfördes ett större försök då 24 hål(dia:89mm) borrades i mitten av malmen i samma ort och mellan samma nivåer. Utav dessa hål laddades 13 enligt Fig. 2. Resten av hålen utnyttjades för inspektion av skadezonen.

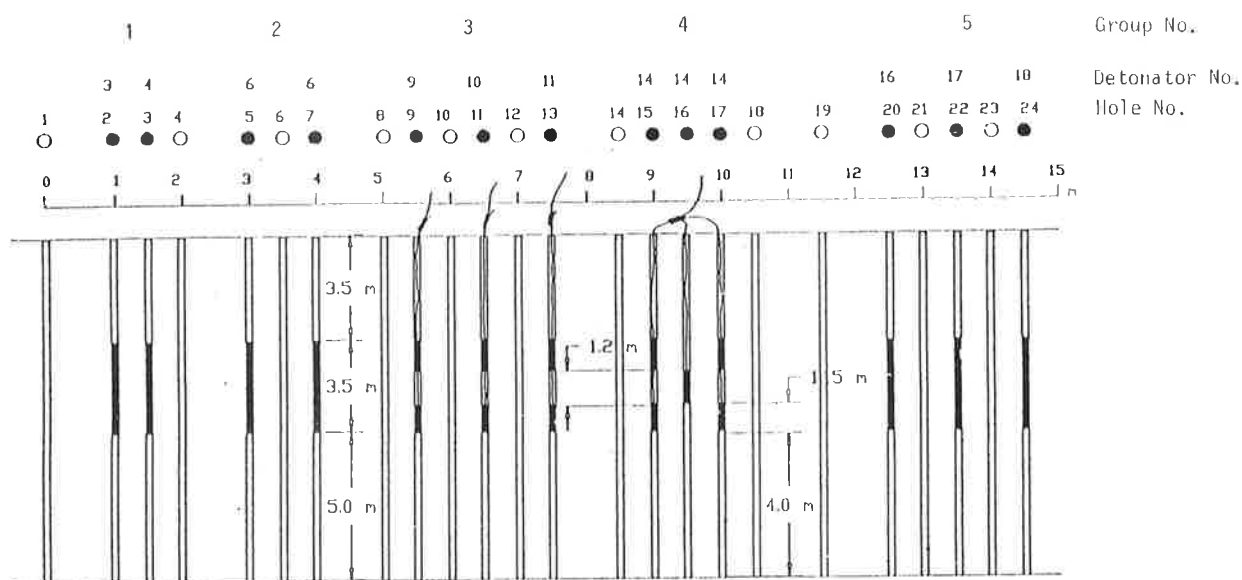


Fig. 2. Borr- och laddplan för avlastningssprängningsförsöket.

Bore hole layout and charge configuration for the destress blasting experiment.

Försökplatsen instrumenterades för att bevaka och mäta de förändringar som förväntades ske till följd av sprängningarna.

Irad-givare (Vibrating Wire Gauges) placerades i borrhål ca 6 m djupt, se Fig. 3. Extensometrar med tre ankarpunkter placerades i borrhål som borrats tvärs igenom malmbredden. Dessa hål borrades med mycket låg stupning från ort AP2.

Dessutom kärnborrades 4 hål ungefär parallellt med extensometerhålen. Syftet med borrhningen var att studera malmkroppen och dess ursprungliga sprickor. Parallella och näraliggande kärnhål planerades till efter sprängningen för att kunna jämföra kärnorna före respektive efter sprängning. På så sätt skulle en uppskattning av sprängskador och dess utsträckning erhållas.

Utav de planerade kärnhålen kom endast ett till stånd efter avlastningssprängningen. RQD och enaxiell hållfasthet bestämdes för borrhkärnan. Dessa värden jämfördes med motsvarande värden som bestämdes från kärnan från ett utav hålen (före sprängning) som låg närmast.

Merparten av hålen sprick- och skadekarterades före respektive efter sprängning med hjälp av en fiber optisk borrhålskikare.

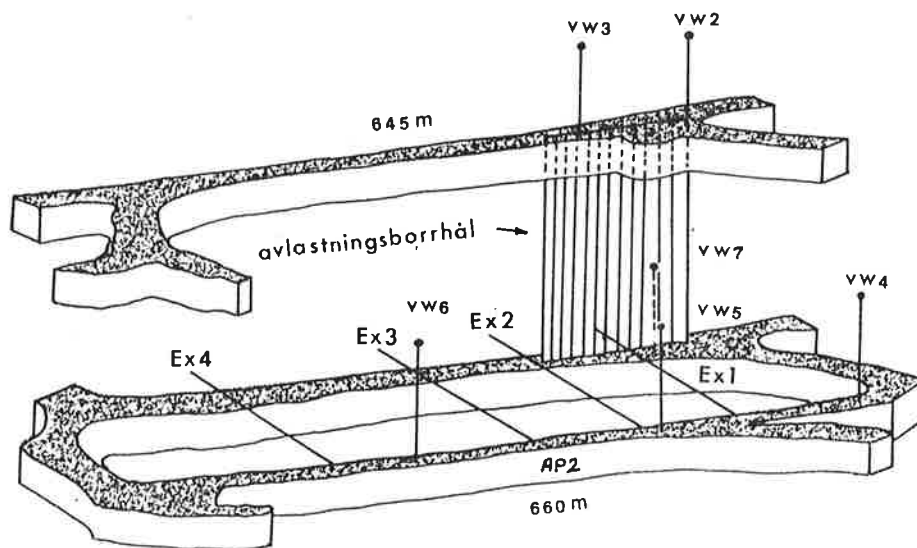


Fig. 3. Avlastningsspränghål och mätgivarhål vid 645 och 660 m nivå. Extensometrar (Ex1 - Ex4) och spänningsmätare (VW2 - VW7).

The locations of the destressing bore holes, vibrating wire gauges (VW1 _ VW7) and extensometers (Ex1 - Ex4).

2.3 Resultat och observationer

Extensometrarna uppmätte små deformationer. Den högsta konvergensen mättes av extensometer 1. Denna extensometer hade sina ankarpunkter ca 2 m ifrån borrhålslinjen på vardera sidan. Den förkortningen som mättes var ca 2.6 mm över en längd av ca 4 m. Figur 4 visar de uppmätta deformationerna under ungefär en månad efter sprängning.

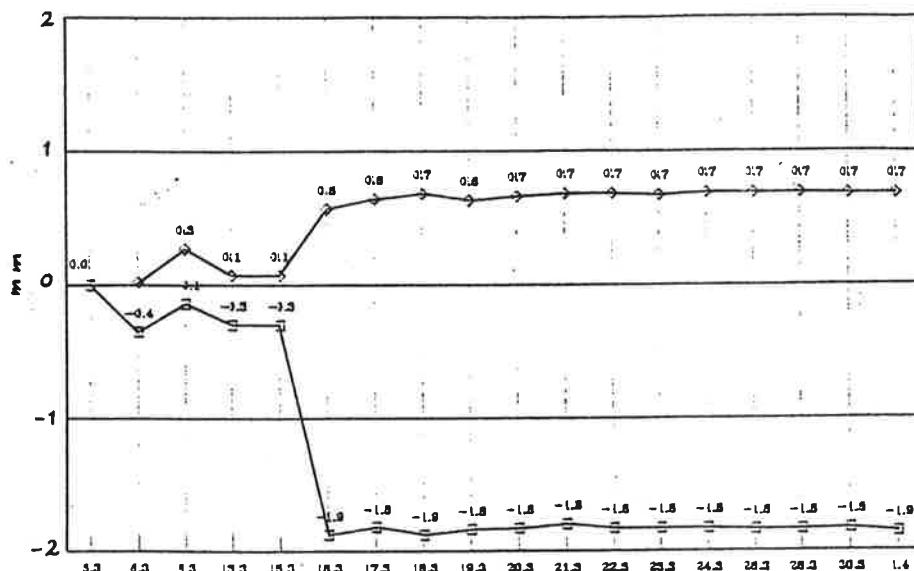


Fig. 4 Mätresultat extensometer 1

Measurements from extensometer 1

Figur 5, 6 och 7 visar en jämförelse mellan värden på E-modul, enaxiell hållfasthet och RQD som bestämdes före respektive efter sprängning. En minskning av dessa värden kan konstateras till ett avstånd av ca 3 m på vardera sidan av borrhålslinjen. Några värden följer dock inte denna trend.

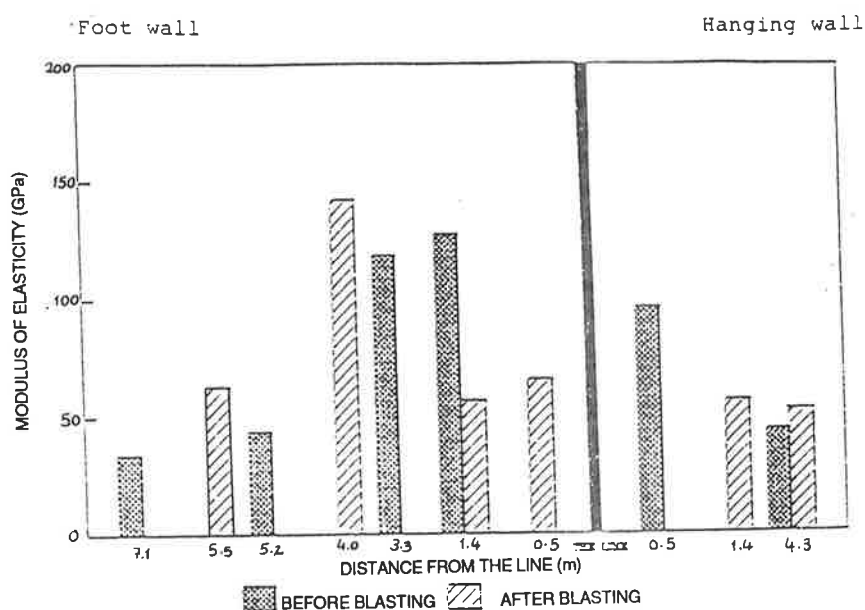


Fig. 5 E - moduler bestämd genom enaxiell hållfasthetstester före respektive efter sprängning

The modulus of elasticity from uniaxial tests before and after blasting

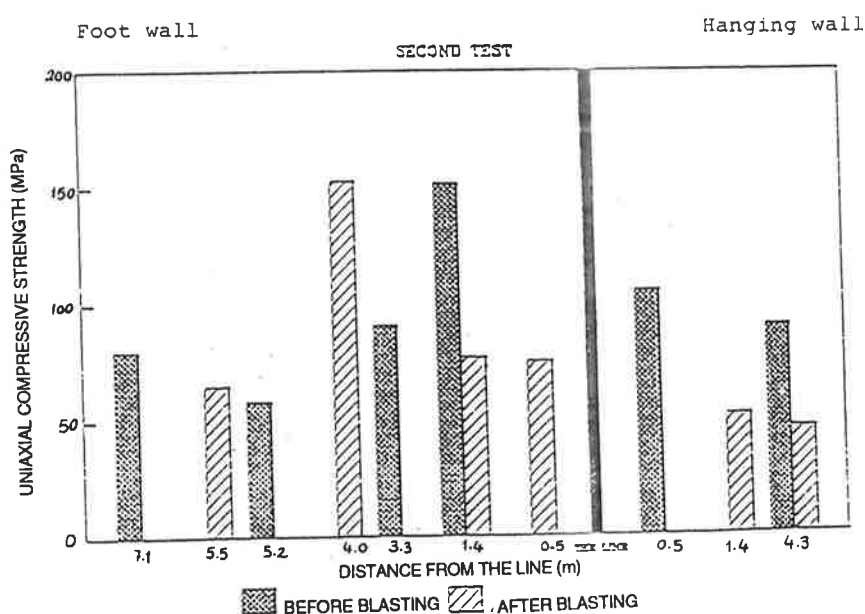


Fig. 6 Enaxiell hållfasthet hos prover tagna före respektive efter sprängning

The uniaxial compressive strength measured from samples taken before and after blasting

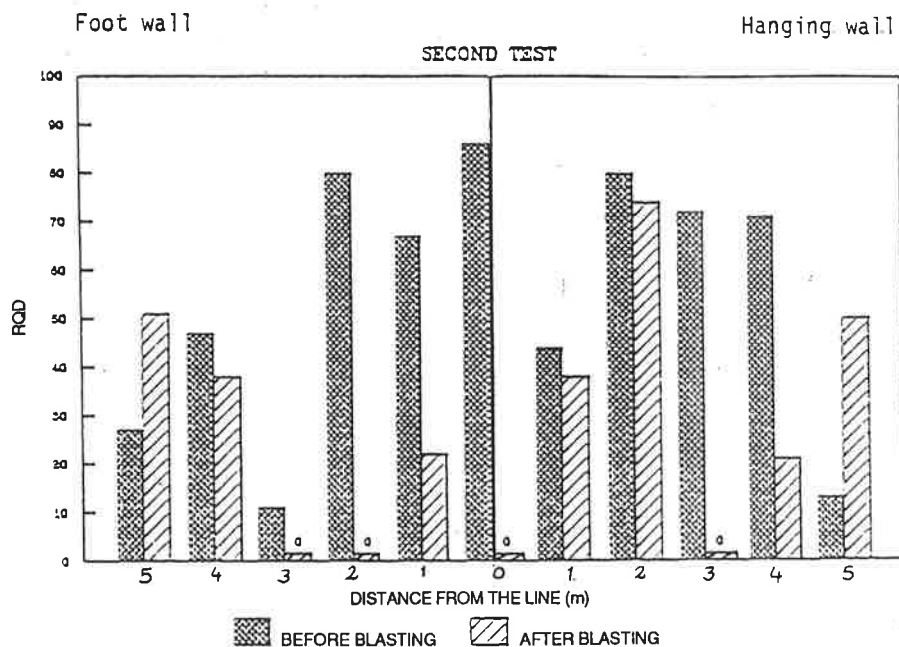


Fig. 7 RQD- värden före respektive efter sprängning

RQD values before and after blasting

Spänningsändringarna som mättes av Irad-givarna var mycket små. Mätningarna bedömdes vara opålitliga därför att givarna hade lossnat i hålen, troligen pga sprängningsvibrationerna. Den högsta spänningsminskningen uppmättes av VW5. Den var ca 16 MPa och horisontell.

Mera detaljer av försöken och dess resultat är angivna i Hakami et al(1990) och i Kankkunen(1990).

Borrhålskikningen gjorde det möjligt att direkt studera de sprängorsakade sprickorna. Dessa sprickor var i stort sett radiella och längsgående. De varierade i längd och hade grövre ytor än de naturliga. Utan att först ha definierat ett objektiva mått på ökningen av sprickorna är det svårt att genom borrhålskikning kvantitativt bedöma hur stor skadeökningen var. Man kan inte heller bedöma skadeökningens betydelse för bergmassans styvhet så länge som inte också styvheten uppmäts såväl före som efter sprängning.

Försöken har bl a visat på lämplig sprängteknik samt givit värdefull information om utsträckningen på skadezonen kring hålen. På grund av problem med den bergmekaniska mätutrustningen har det varit svårt att visa hur stor avlastning man i själva verket fått. Laboratorieundersökningarna stöder emellertid avlastningsteorin.

3 AVLASTNINGSSPRÄNGNINGAR I LAISVALLGRUVAN

3.1 Bakgrund

Laisvallgruvan är en bly-och zinkgruva som ligger i Norrbottens län. Gruvan ägs av Boliden Mineral.

Brytningsmetoden är en rum-och pelarbrytning. Primärbrytningen tillgår så att man först driver en öppningsort. Vinkelrät mot denna driver man därefter produktionsortar och avsätter 20 - 40 m långa pelarbalkar. Rumshöjden kan i detta skede variera mellan 3 och 7 m. Om malmen är mäktigare sker därefter uttag av en eller flera horisontal-pallar så att rumshöjden kan bli upp till 24 m. Ortbredderna kan beroende av takbergart variera mellan 8 och 15 m. Ortarna är drivna med rektangulär ortprofil.

I laisvallgruvan har smällberg p g a höga horisontal spänningar sedan länge varit ett svårbemästrat problem. Man har upplevt att smällberg kan uppstå vid moderata orthöjder i takortar som vid stora orthöjder vid uttag av horisontalpallar. Problem kan uppstå i ortgaveln, sulan och i taket. Smällberget kan yppa sig som allt från lättare knäppingar till kraftiga smällar med sulresningar och större utfall av taksdivor som följd. Smällberget kan ofta leda till att berget mellan bultarna trycks sönder. Flera försök med avlastningssprängningar har därför gjorts med varierande resultat (Krauland och Söder(1988).

3.2 Geologi och bergspänningar

Bly- och zinkmineraliseringen i Laisvall ligger i en sandstenpacke. Den totala mäktigheten av sandsten är ca 40 m. Sandstenet är genomskuren av lerskiffer, konglemerat och tunna lerband. Formationen är kraftigt vattenförande i delar av området.

Bergspänningsmätningar har utförts i gruvan så tidigt som 1952. Spänningsmätningar med hjälp av mera avancerade utrustningar utfördes senare och de stämde väl med de tidigaste mätningarna. Den största huvudspänningen är horisontell och ca 22 MPa. Den mindre horisontella huvudspänningen är ca 9 MPa. Riktningen hos de horisontella huvudspänningarna varierar i gruvan.

3.3 Försöksområdet

I det aktuella området i centralmalmen, Fig. 8, hade man gjort ett uttag av en pall varvid takproblem uppstod. I detta skede ökades orthöjden från 4 m till 10 m. Uttaget av den andra pallen (se Fig. 9) stoppades eftersom alltför kraftigt smällberg uppstod i både pallgaveln och i taket som var trasigt sedan tidigare. Denna ort bedömdes som lämplig för att prova avlastningssprängningar.

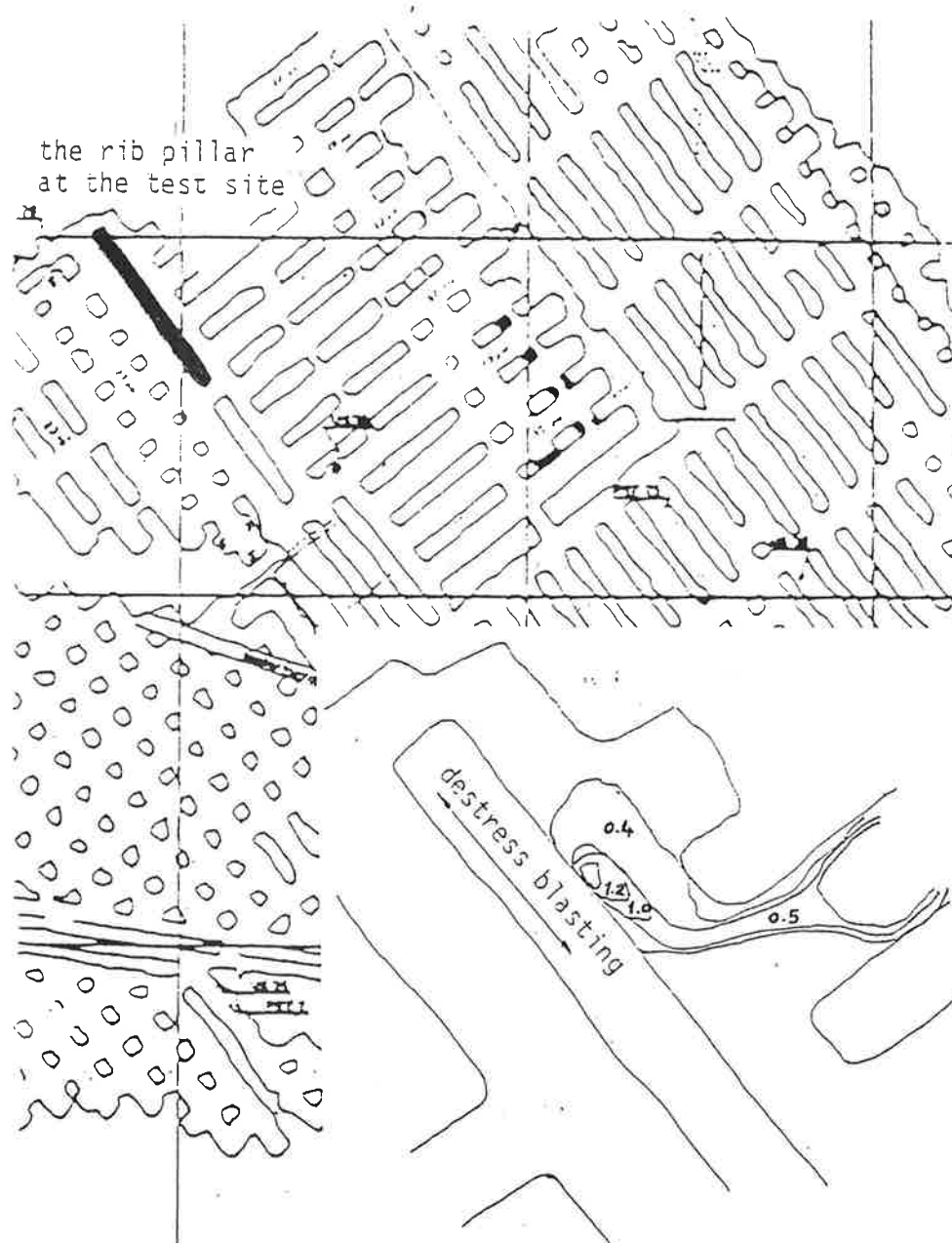


Fig. 8 Plan över gruvan vid centralmalmen . Pelarbulken över vilken avlastningssprängningen utfördes är markerad i figuren. De inrasade delarna av taket visas i den förstörade planen. Djupet på rasen varierade mellan 0.4 och 1.5 m.

A plan view of the minewithin the Central ore body. The rib pillar above which destress blasting was carried out is made dark on this figure. A close-up plan view of the test site is also given in this figure. The caved parts of the roof are shown on the close-up plan view. The depth of the cavings varied between 0.4m to 1.5 m.

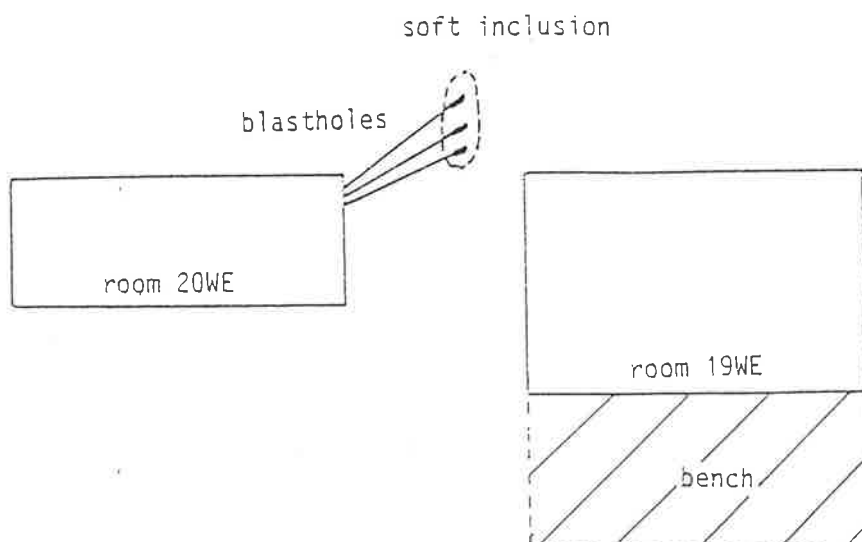


Fig. 9 En tvärsektion av gruvan vid testområdet. Borrhålen och den förväntade mjuka slitsen visas. Avståndet mellan hållraderna var 0.5 m vid anfanget och ca 1 m i botten.

A cross section of the mine at the test site. The blastholes and the postulated soft inclusion are sketched on this figure. The distance between the blastholes on columns was 0.5 m. The distance between the blasthole bottoms (on columns) was approx. 1 m.

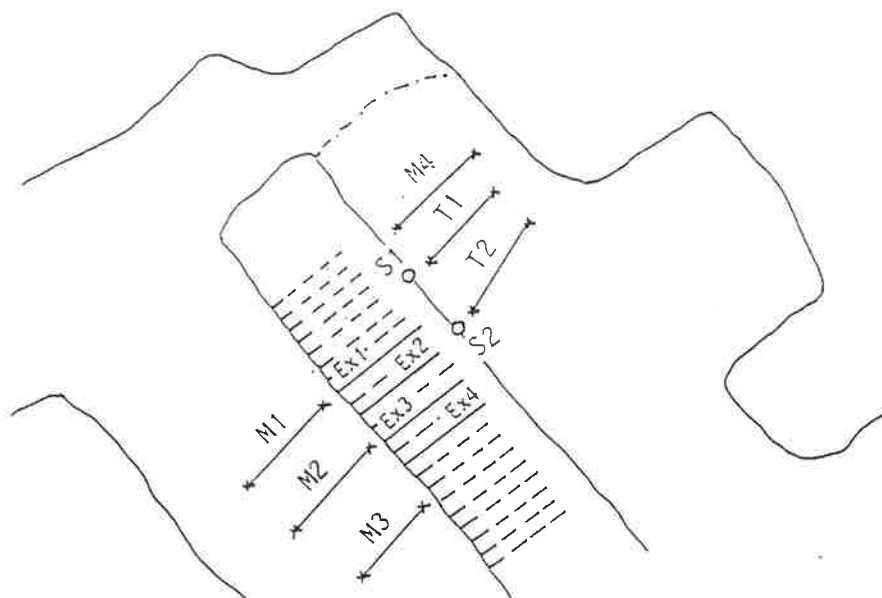


Fig. 10 Plan över testområdet. avbruten linjer: spränghålen, M1, M2, M3, T1 & T2: konvergensmätsträckor. Ex: extensometrar, S1 & S2: skjuvrörelsestationer.

A plan section of the mine at the test site. Broken lines: blastholes, M1, M2, M3, M4, T1 & T2: convergence measurement units, Ex: extensometers, S1 & S2: shear movement measuring set-ups.

3.4 Dimensionering av avlastningssprängningar

För att avlasta taket över rum 19 VÖ borrades 3 rader hål från rum 20 VÖ uppåtstupande i pelarbalken som ligger mellan rum 20VÖ och 19VÖ, se Fig. 9 och 10. Borrhålen hade en diameter av ca 50 mm och en längd av ca 6.7 - 7.8 m. Avståndet mellan borrhål i rad sattes till ca 1.25 m och 18 hål borrades i varje rad.

Avlastningshålen sprängdes med Bonagel, ett brisant sprängmedel med en detonationshastighet av 7500 m/s. Laddmängden var ett kilo Bonagel per hål med en laddningskoncentration av ca 1.5 Kg/m samt en Maxiprime. Borrhålen sprängdes med Nonel kapslar med en intervalltid av 100 ms mellan varje hål.

Sex extensometrar installerades. Fyra utav dessa var egentillverkade med 2 eller 3 ankare och låg ungefär i samma plan som för de nedersta avlastningshålen. Ankare placerades efter 2.4 m (treankarsversionen), 5.5 m och 7.6 m.

Två konvergensstationer, benämnda "tråd 1" och "tråd 2", var monterade i taket i rum 19VÖ. Dessa bestod av en pianotråd, vilken var fäst med en dubb i taket på ena sidan orten och löpte över en trissa på den andra sidan. Tråden spändes med ett lod.

Konvergensmätningar utfördes mellan flera mätankare som var ingjutna i taket. Fyra av mätsträckorna är indikerade i Fig. 10. Rörelse mellan pelare och tak uppmättes med skjuvrörelsestationer, se Fig. 11 och 10 .

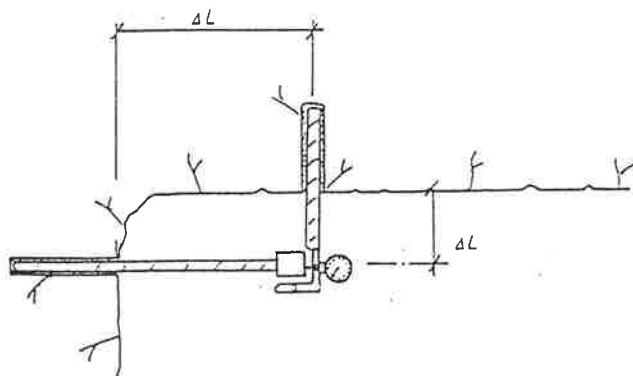


Fig. 11 Skjuvrörelsestation

Shear movement measuring unit

3.5 Bildandet av en mjukslits - en arbetshypotes

Baserat på antagandet att en mjuk slits skulle åstadkommas förväntades deformationer enligt Figur 11.

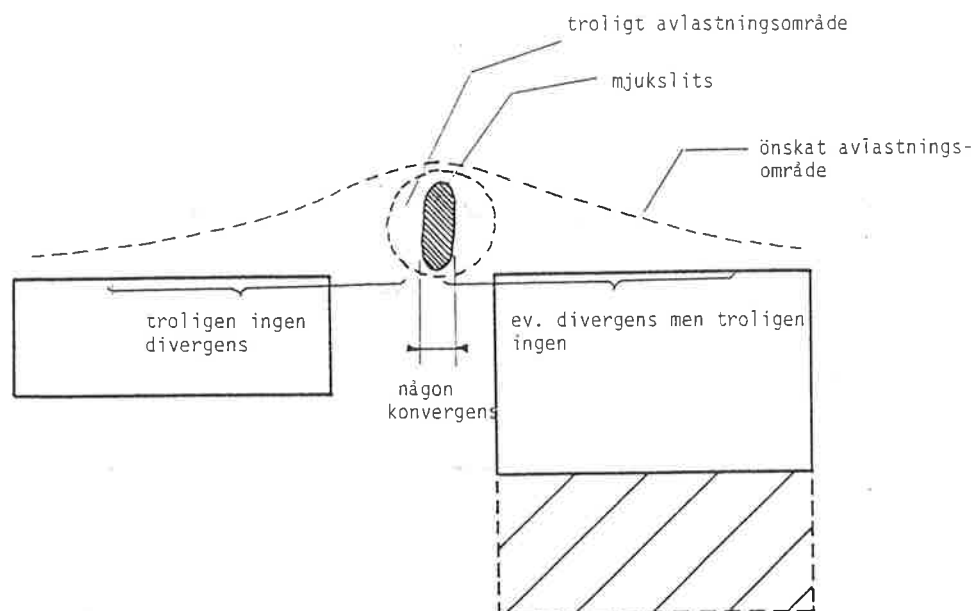


Fig. 12 Ett tvärsnitt skisserat över provområdet med hänsyn till bildandet av en mjukslits som deformationsmodell

A cross section of the mine at the test site. The figure depicts the expected deformations according to the postulated destressing mechanism.

En konvergens över slitsen skulle orsaka divergens i taket av rum 19 VÖ. Divergensen kan emellertid vara försumbar om konvergensen över slitsen är liten. Det är då inte troligt att någon divergens i taket av rum 20 VÖ skulle kunna förekomma eftersom den mjuka slitsen ligger på alltför stort avstånd.

3.6 Mätningar

Mätningar som gjordes på slutet av sprängningarna. Sprängarbetet hade brutits i mindre sprängningar i avsikt att man ville undvika extra skador i taket. I samband med det var mätningarna nödvändiga för bevakning av taksstabiliteten.

Mätningarna utfördes på slutet av sprängningarna utnyttjades för avlastningsbedömning, se tabell 1. De var svårtolkade (Taube et al.(1990).

De slutliga deformationerna överensstämde inte riktigt med de som förväntades enligt avlastningsmodellen: bildandet av en mjukslits. Därför undersöktes andra avlastningsmodeller som skulle möjligen förklara de erhållna resultaten.

3.7 Möjliga deformationsmodeller

3.7.1 Skjuvning längs lerband

Det omedelbara taket över rum 20 VÖ och 19 VÖ består av ett sandstensskikt

Bildandet av en mjukslits Skjuvning längs lerband Skjuvbrott eller uppspjälkning i tak Uppmätta slutdeformationer						
	Instru- ment	Deforma- tions- riktning	Deforma- tions- riktning	Deforma- tions- riktning	Deforma- tions- riktning	Deforma- tionsstor- lek mm
Rum 20V0	M1	inga	ev.ngn.div.	inga	div	+0,4-1,2
	M2	"	"	"		
	M3	"	"	"	div	ca 0,5
Pelare	E ₁ -L ₁	kon	kon	ev.ngn.kon	kon	-0,3
	E ₁ -L ₂	div	kon	div	div	+0,3
	E ₂ -L ₁	kon	"	ev.ngn.kon	-	±0
	E ₂ -L ₂	div	"	div	div	+0,2
	E ₃ -L ₁	kon	"	ev.ngn.kon	div	+0,3
	E ₃ -L ₂	div	"	div	kon	
	E ₄ -L ₁	kon	"	ev.ngn.kon	kon	-0,1
	E ₄ -L ₂	div	"	div	kon	-0,2
Rum 19V0	M ₄	ev.ngn.div.	ev.ngn.div.	kon		ca+0,8
	T ₁	"	ev.ngn.div.	kon		ca-0,5
	S ₁	"	ev.ngn.kon.	ev.ngn.kon/div		ca+0,5
	T ₂	"	ev.ngn.div	kon		ca+2,0
	S ₂	"	ev.ngn.kon	ev.ngn.kon/div		ca+0,5

Tabell 1. Förväntade och uppmätta deformationer. E1 - L1, E2 - L2 betecknar mätsträckor vid extensometer Ex1. Likaså för de andra extensometrarna. M1, .., T1, .., S1 etc. är beskrivna i Fig. 10.

Table 1. Expected and measured deformations. E1-L1, E1-L2 refer to the measuring segments of the extensometer Ex1. likewise is for the other extensometers. M1,..., T1, .. S1 etc. are described in Fig. 3.

med ett dominant och genomgående undre förskiffringsplan. Ett lerband ligger inklämt mellan sandstensskitet och undre formationer. Det är möjligt att avlastningssprängningen leder till en skjuvrörelse längs lerbandet.

En momentan (dynamisk) förändring i spänningsfältet till följd av sprängning kan resultera i en minskning av den vertikala belastningen som verkar över lerbandet. Detta kan i sin tur underlätta initiering av en skjuvrörelse. Fig. 12 skisserar denna situation.

Skjuvrörelsen initieras i en punkt i närheten av den mjuka slitsen och sprider sig längs lerbandet. Skjuvrörelsen är inte obegränsad utan minskar gradvis åt båda håll (till höger och till vänster om initieringspunkten). Rörelsen kommer till en vilo-tillstånd efter ett visst avstånd åt båda håll. Avståndet styrs av den energiinsats som satte igång rörelsen.

I detta fall bör divergens förekomma i taket i de två rummen 20 VÖ och 19 VÖ. Bortsett från den förväntade konvergensen över slitsen skulle man kunna mäta antingen konvergens eller divergens mellan de två ankarpunkterna som ligger på var sin sida om lerbandet. Konvergens respektive divergens uppmättes, beroende på vilken riktning den relativa rörelsen har mellan det övre och nedre planet.

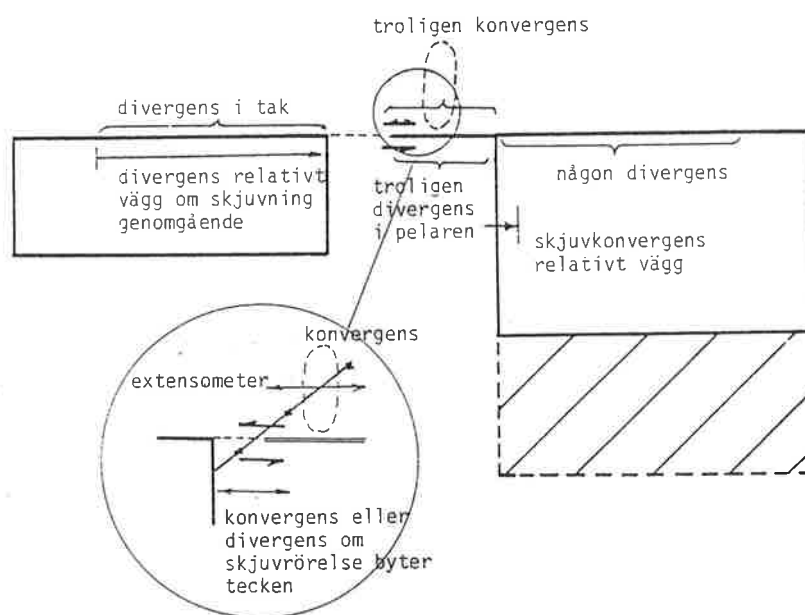


Fig. 13 Ett tvärsnitt skisserat över försöksområdet med hänsyn till skjuvning längs lerband som deformationsmodell. Inslaget visar att antingen konvergens eller divergens kan förekomma i pelaren beroende på skjuvrörelsens riktning.

A cross section of the mine at the test site. The figure depicts the expected deformations according to the destressing mechanism described in 3.7.1

3.7.2 Skjuvbrott eller uppspjälkning i tak

Före och i samband med avlastningsborrning har det förekommit ras i taket över rum 19 VÖ. Skjuvbrott eller uppspjälkning kan tänkas vara mekanismer bakom raset, se Fig. 14. Konvergens i taket av rum 19 VÖ har troligen förekommit till följd av raset. Det nuvarande taket bör vara relativt avlastat. Denna företeelse har i sin tur orsakat divergens över pelarbalken som ligger mellan rum 20 VÖ och 19 VÖ.

Efter raset utfördes avlastningssprängningen i så fall i en relativt avlastad zon. Detta bör då inte ha lett någon konvergens i pelaren utan givit upphov till dilatation av det fragmenterade berget runt borrhålen.

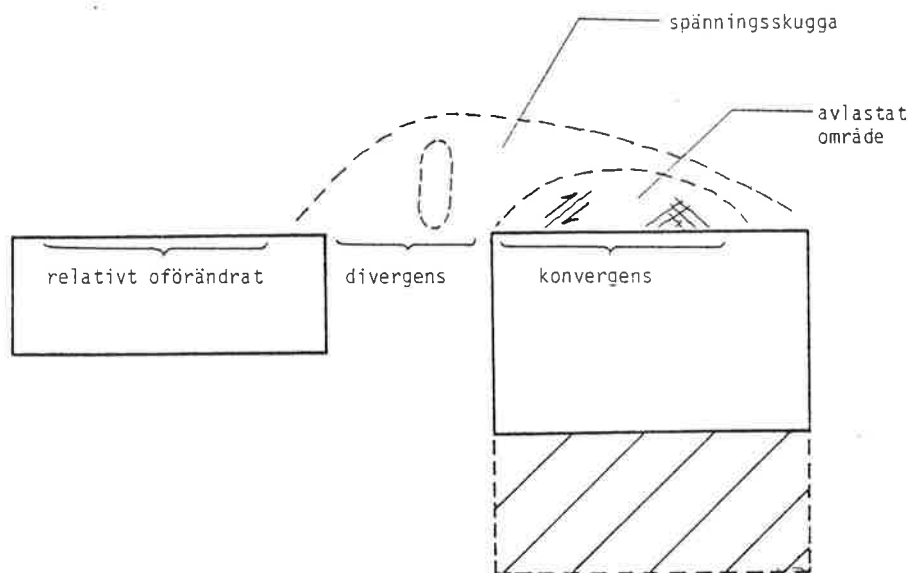


Fig. 14 Ett tvärsnitt skisserat över försöksområdet med hänsyn till "skjuvbrott eller uppspjälkning i tak" som deformationsmodell.

A cross section of the mine at the test site. The figure depicts the expected deformations according to the destressing mechanism described in 3.7.2.

3.8 Jämförelse mellan mätresultat och modeller

Vid en jämförelse mellan uppmätta slutdeformationer med de olika deformationsbilderna kan man bedöma vilken eller vilka mekanismer som orsakat deformationerna. En sådan jämförelse visar att mekanismerna, skjuvrörelse längs lerband i kombination med "skjuvbrott eller uppspjälkning i tak", med största sannolikhet orsakar avlastningen i testområdet, Fig. 15.

Det är intressant att notera att denna analys alltså tyder på att man inte erhåller en mjukslits i sprängningszonen trots att detta var den mekanism som man

ursprungligen eftersträfvade. Däremot har den önskade avlastningseffekten ändå uppnåtts i försöksområdet.

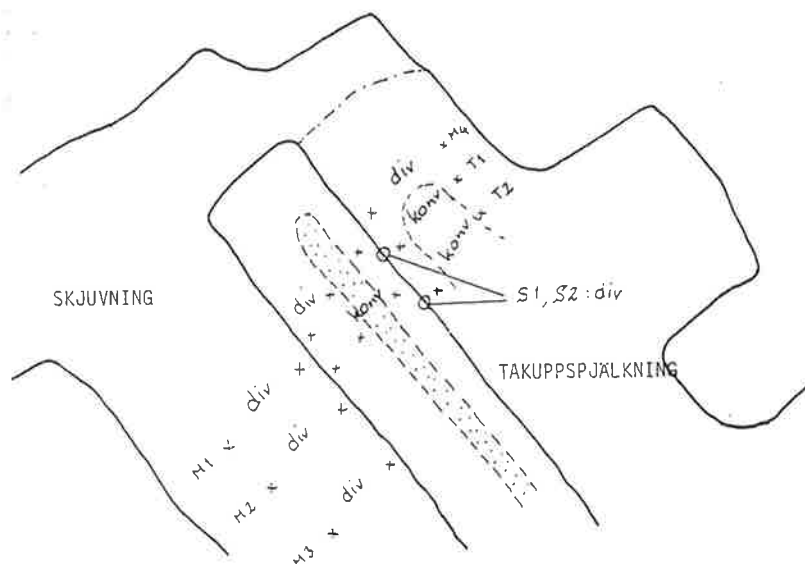


Fig. 15 En bild av uppmätta deformationer över försökplatsen.

Skjuvning i kombination med "skjuvbrott och uppspjälkning" bedöms vara lämpliga deformationsmodeller.

A plan section of the mine at the test site. The measured deformations in terms of divergency and convergency are shown on this figure. Possible destressing mechanisms are also indicated.

4 REFERENSER

Hakami, H., Kankunen, J., O'Flaherty, T & Olsson M. 1990. Destress blasting experiments at the Pyhäsalmi mine, Finland. SveDeFo report DS 1990:3

Kankunen, J. 1990. Destressing by using drill and blast method. M.Sc. Dissertation, Helsinki University of Technology, Laboratory of Rock Engineering. 1990

Karowski, W. J.; McLaughlin, W. C. & Blake, W. 1979. Rock preconditioning to prevent rock bursts - report on a field demonstration. US bureau of mines, report RI8318, 1979.

Krauland, N. & Söder, P. E. 1988. Bergstabilisering genom avlastningssprängning - erfarenheter från Bolidegruvor. BeFo, Bergmekanikdagen 1988.

Lappalainen, P & Antikaninen, I 1987. Mechanized cable bolting in stoping and tunneling at the Pyhäsalmi mine. World Mining Congress, Stockholm, Sweden 1987.

Loven, P., lappalainen, P. & Väisänen, A. 1987. Sublevel stoping under horizontal initial stress condition. World Mining Congress, Stockholm, Sweden 1987.

Taube, a., Krauland, N., Ouchetrlony, F. & Hakami, H. 1991. Avlastningssprängningar i Laisvallgruvan centralmalm. SveDeFo rapport DS 1991:3G

SUMMARY

At the Pyhäsalmi mine, Finland, problems associated with high horizontal stress were previously alleviated by excavating a parallel, narrow ore body in the vicinity of the main ore deposit. Destress blasting has later been considered as a potential technique to replace the forementioned method, not any longer feasible under the prevailing circumstances.

Blasting experiments have been carried out at an unmined stope at depth of 645 m in order to evaluate the performed blasting rounds in terms of destressing.

In the experiments, single rows of bore holes were fired to fracture the ore enclosing the blasted bore holes such that a destressed "inclusion" would be produced in the remaining stiff ore body.

10 - 12 m long bore holes with a diameter of 89 mm were drilled in the middle of the main ore body between levels 645 to 660 m. A pentrit-based slurry charge with a high velocity of detonation was used in the experiments.

The experiments incorporated rock mechanical field and laboratory measurements as well as bore hole endoscopy. Installed instruments included extensometers and vibrating wire gauges.

The investigations provided useful information on limiting blast parameters and on the nature and the extent of the blast-induced damage. Because of the malfunctioning of some of the installed instruments, a part of the field results could not be interpreted. Resorting only to the results from the laboratory tests, however, the likelihood that destressing was achieved was judged to be quite high.

A fairly recently destress blasting at Laisvall mine in the north of Sweden is described in this paper too. The Laisvall mine is a lead and zinc mine and the method of mining is room and pillar.

Figure 9 shows a cross section of the mine at the test site. Destress blasting was carried out along a long pillar in such a way to improve the stability of the adjacent room, room 19 WE. This would then prevent the further undesired concentration of stresses when the extraction of the ore from the underlying bench was to be done.

The destress drill and blast design consisted of bore holes about 7 meters in length and about 50 mm in diameter, drilled on 3 parallel rows from room 20 WE into the pillar and inclined upwards, Figs 9 & 10. The bore holes were charged at the bottom, each with a kilo of Bonagel, and fired in series using detonators with 100 ms delay times. It was presumed that this would form a fractured zone, the so called "soft inclusion", large enough to produce the desired destressing.

The site was instrumented as sketched in Fig. 10. Extensometers were installed in such a way to cross the assumed location of the fractured zone. Measuring bolts were installed in the roof of the neighbouring rooms, 19WE and 20 WE,

in order to measure the deformations expected to occur following the blasting. In addition simple set-ups were installed (Fig. 11) that could detect possible shear movements at the intersections of the roof-pillar sidewalls.

The measurement results were not easy to interpret. An alternation of convergency and divergency at the roof spanning over the two neighbouring rooms, as well as across the blast-induced fracture zone, suggested that other mechanisms for destressing than that associated with the so called "soft inclusion" could also have been responsible for the measured deformations.

UNDERSÖKNING AV SPRÄNGSKADOR I ÄSPÖLABORATORIET

Blasting Damage Investigation in the Äspö Hard Rock Laboratory

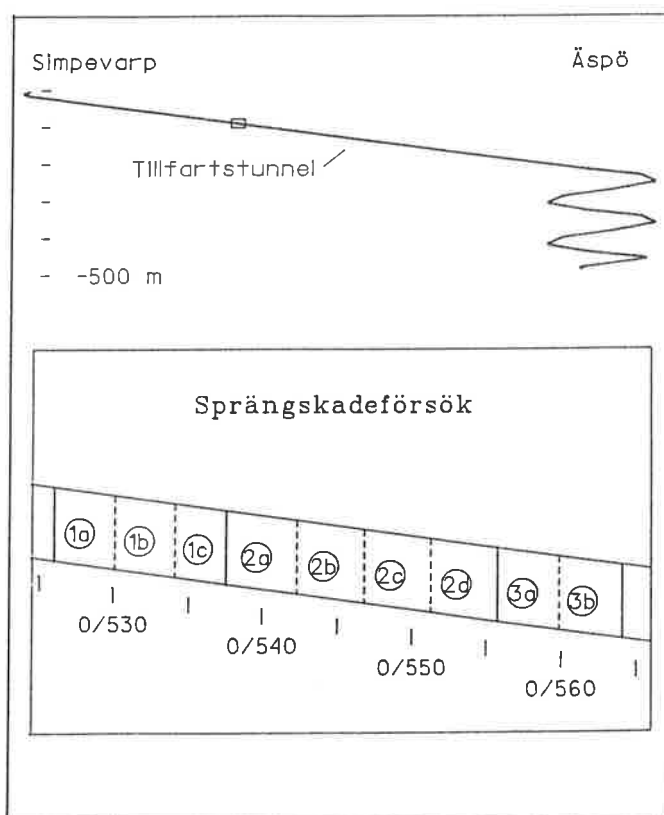
Fil dr Roy Stanfors, Roy Stanfors Consulting AB, Lund

INLEDNING

Äspölaboratoriet är en underjordisk forskningsanläggning som är under byggnad i SKB:s regi vid Simpevarp, c 20 km norr om Oskarshamn /Bäckblom & Ericsson 1992/.

Samtidigt med utbyggnaden av anläggningen - som utförs med konventionell sprängning till ett djup av c 500 m i Smålandsgranit - utförs ett antal experiment. Ett av dessa avser studier av den sk "störda zonen" som uppstår runt konturen av ett hålrum som sprängs ut i berg.

En första del av detta experiment utfördes i tillfartstunneln till Äspölaboratoriet under våren 1991 och avsåg i första hand att studera de direkta effekterna - främst i form av sprickbildning - som kan sättas i samband med olika sprängningsförfaranden (Fig 1).

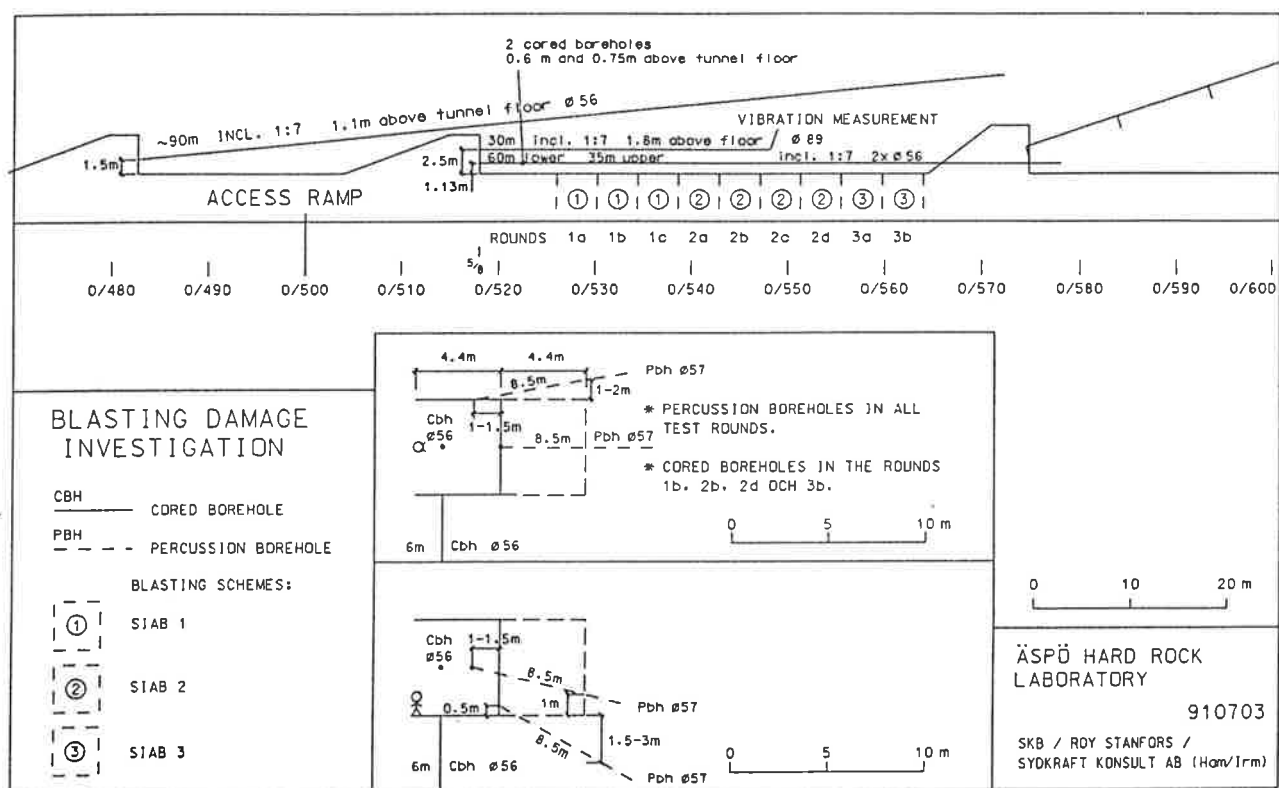


Figur 1. Översiktsskild av Äspölaboratoriet och del av tillfartstunneln där sprängskadeförsöket utfördes.

Figure 1 Section across the Äspö Hard Rock Laboratory with investigated part of the access ramp.

TRE OLIKA SPRÄNGPLANER TESTADES I HOMOGEN SMÅLANDS-GRANIT

Försöket inleddes med borrhning av ett 90 m långt hål från en nisch i vänster tunnelvägg parallellt med den planerade tunnelsträckningen (Fig 2). Syftet med detta borrhål var i första hand att finna ett c 50 m långt avsnitt med likartade bergförhållanden. Hålet utnyttjades också för diverse loggningar och tester före och efter utsprängning av försökssalvorna. När lämplig teststräcka med ledning av detta borrhål var bestämd borrades från en nisch i tunneln ett 60 m långt kärnborrhål c 1 m från och parallellt med vänster tunnelvägg för undersökningar före och efter sprängning. Efter sprängning av samtliga nio testsalvor borrades ett 35 m långt kärnborrhål parallellt med och endast c 0.5 m från det föregående för jämförande sprickstudier.

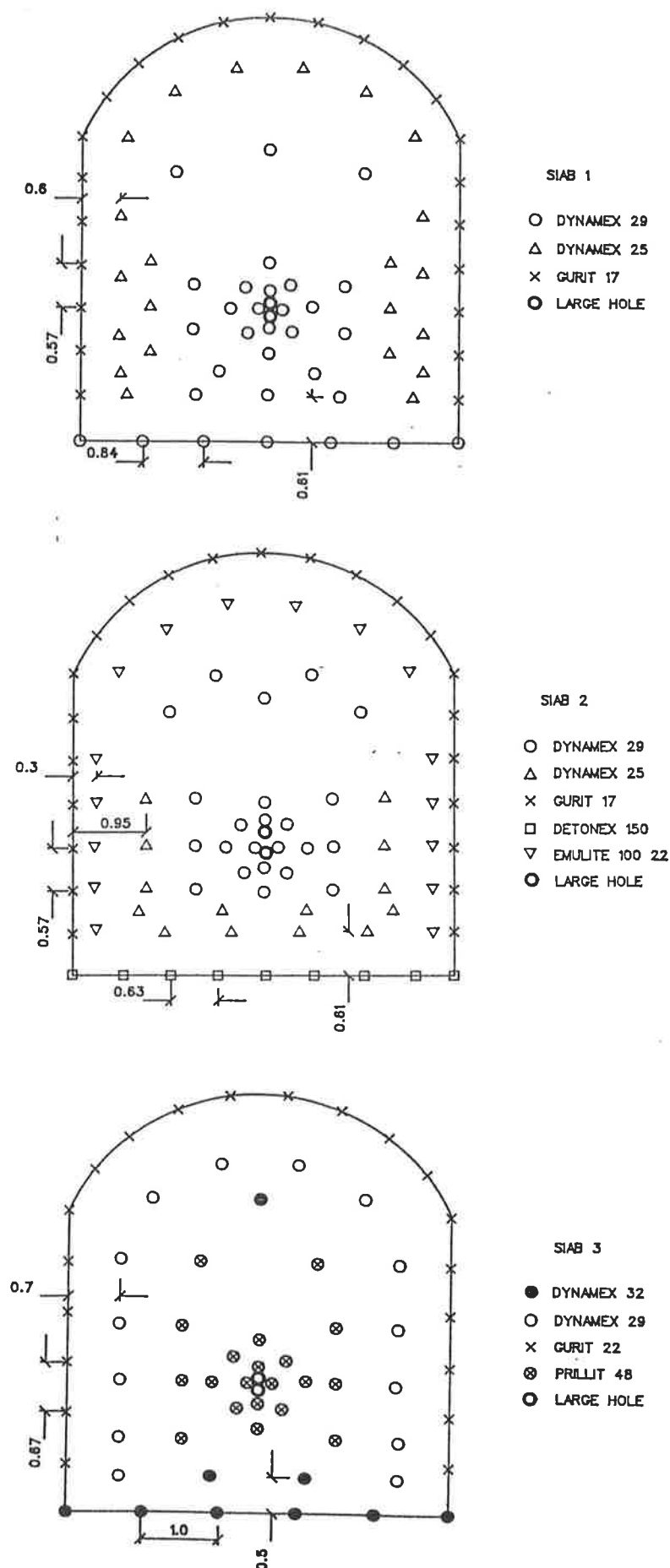


Figur 2. Planskiss över den del av tunneln där sprängskadeförsöket utfördes.

Figure 2. Plan view of the test site for the blasting damage investigation.

I förberedelserna för försöket ingick också borrhning av ett 30 m långt hammarborrhål - parallellt och c 2.5 m innanför planerad vänstervägg i tunneln - för installation av vibrationsmätningssutrustning.

Sprängförsöket utfördes med tre olika borrh- och laddplaner i sammanlagt 9 salvor. De tre planerna som sammanställdes av entreprenören, Siab, fick benämningen Siab 1, Siab 2 och Siab 3 (Fig 3).



Figur 3

Borr- och laddplaner för Siab 1, Siab 2 och Siab 3 /enligt Christiansson & Hamberger 1991/.

Figure 3

Blasting configuration for Siab 1, Siab 2 and Siab 3.

Följande teoretiska skadezoner för de tre planerna beräknades av Nitro Consult och SveDeFo:

	Sula	Vägg/Tak
Siab 2	0.6 m	0.3 m
Siab 1	1.7 m	0.7 m
Siab 3	2.1 m	1.0-1.2 m

Siab 1 var den sprängplan som vid tiden för försöket normalt användes i tunneln. Siab 2 är exempel på mera skonsam sprängning och Siab 3 var den plan som ansågs mest produktionsmässig.

VAD MENAS MED SKADEZON?

Många försök har gjorts att definiera begreppet skadezon i samband med utsprängning av tunnlar och bergrum. De mest påtagliga effekterna är oftast bildning av nya sprickor eller öppning av gamla läkta sprickor i anslutning till den utsprängda bergkonturen. Förändringar av hydrauliska och andra fysikaliska egenskaper i berget närmast en tunnel är ofta också möjliga att mäta.

Nitro Nobel anger en teoretisk gräns för uppkomst av sprängskador i normalt svenskt urberg när vibrationshastigheten överskrider 700-800 mm/s. Effekter av ovan nämnda slag noteras ofta in till ett djup av några dm - ett par meter från tunnelkonturen. Förändringar i kristallernas gitterstruktur och bildning av mikrosprickor som endast kan kontrolleras med hjälp av laboratoriemetoder är ofta mindre påtagliga men når ofta flera meter in i berget.

HUR MÄTER VI SKADEZONENS OMFATTNING?

Från tidigare utförda sprängskadeförsök rapporteras bl a hur resultat från vibrationsmätningar jämförts med direkta observationer och nybildade sprickor med hjälp av borrhålskikare /Sjöberg m fl 1977/.

Mäki /1985/ gjorde jämförelser mellan sprickfrekvensen i borrhärlor borrhålen före och efter sprängning och Li m fl /1988/ rapporterar resultat av Kaisereffektmätningar. Ofta används en kombination av två olika metoder t ex Rosengren /1986/ som kombinerade seismik med loggning av sprickor. I samtliga ovan nämnda fall framgår tydligt att osäkerheten är stor för de enskilda metoderna.

För Äspöförsöket beslöt vi att använda ett relativt stort antal olika metoder - såväl direkta som indirekta. Huvuddelen av undersökningarna utfördes i borrhål. För varje salva borrhålades två c 8 m långa hammarborrhål - ett i vänster vägg (anfangshöjd) snett framåt och ett i salvan som lutade 45° under nästa salva.

Ansättningen och riktningen på dessa hål baserades på de utförda skadezonsberäkningarna. Mätningarna utfördes för varje salva före och efter sprängning. Efter utsprängning av samtliga försökssalvor borrades åtta 6 meter långa radiella kärnborrhål för Kaisereffektmätningar och undersökning av mikrosprickor. Undersökningarnas totala omfattning framgår av följande översikt.

Geofysisk loggning

Vid den geofysiska loggningen användes följande metoder:

- Sonic (P-wave)
- Resistivitet (single point)
- Resistivitet (short normal 0.4 m)
- Densitet
- Avvikelsemätning (Boremac D2 och Fotobor)

Målsättningen var från början att använda alla loggarna i samtliga borrhål. Det visade sig emellertid att Sonic-loggen av tekniska skäl inte var användbar i de korta borrhålen och att densitetsloggen inte gav någon användbar information om sprängningseffekter i berget. Den användes därför inte i samtliga borrhål.

Mätningarna utfördes av ABEM och utvärdering och tolkning av Olle Olsson, Conterra AB.

Vibrationsmätningar

Mätningarna utfördes i ett 30 m långt hammarborrhål med diametern 89 mm som avsåg att täcka 6 salvor (tre Siab 1 och tre Siab 2). Fyra mätpunkter i borrhålet instrumenterades med accelerometrar och geofoner. Under mätningarna visade det sig att den våta miljön och elektriska krypströmmar i tunneln var mera besvärande än väntat samt att accelerometrar är att föredra framför geofoner som sensorer.

Mätningarna utfördes av Nitro Consult AB och SveDeFo. Tolkning och utvärdering utfördes av Finn Ouchterlony (SveDeFo) och Conny Sjöberg (Nitro Consult AB).

Optisk borrhålsundersökning

Undersökning av sprickor utfördes i borrhålen - före och efter sprängning - med hjälp av fyra olika instrument:

- TV-kamera (REES)
- TV-kamera (SKB)
- TV-kamera (Olympus)
- Technoskop (borrhålskikare)

Olympuskameran har den stora fördelen att den ger färgbilder medan de övriga ger svartvita bilder. Nackdelen är den begränsade räckvidden (22 m). Technoskopet är enbart en borrhålskikare och ger inte möjlighet till bildåtergivning som de övriga utrustningarna. SKB-kameran har axiellt synfält vilket är en fördel i kärnborrhål medan de övriga utrustningarna med sina radiella synfält fungerar bättre i hammarborrhålen som vanligen har mera ojämna borrhålsväggar. Mätning och utvärdering utfördes av ABEM.

Geologisk dokumentation

Den geologiska dokumentationen efter varje salva var mycket omfattande. Förutom normal kartering av bergarter och strukturer ingick också:

- Mätning av djupet i kvarvarande salvborrhål i fronten.
- Kartering av borrhålsrör i konturen och beskrivning av synliga sprängskador i anslutning till dessa.
- Detaljerad kartering av alla sprickor - naturliga och nybildade - > 20 cm längs linjer på tunnelväggarna och på den rensade sulan.
- Kärnkartering

Det är oftast svårt att entydigt bestämma om en spricka är inducerad av sprängning eller naturlig, såväl vid tunnelkartering som kärnkartering.

Den geologiska dokumentationen utfördes av Äspölaboratoriets undersökningsgrupp. Sammanställning och utvärdering av Rolf Christiansson och Ulrika Hamberger.

Hydrauliska tester

Hydrauliska tester genomfördes endast i begränsad omfattning i detta försök.

Injektionstester med dubbelmanschett i det 60 m långa kärnborrhålet parallellt tunneln 3-4 dagar efter utsprängning av samtliga salvor.

Injektionstester med enkelmanschett i samtliga hammarborrhål i sulan före och omedelbart efter varje salva. För två av hålen gjordes en kompletterande test 5-7 dagar efter sprängning.

Injektionstester med enkelmanschett i samtliga hammarborrhål i sulan c 5 mån efter föregående mätning.

Mätningarna utfördes av SGAB och utvärdering gjordes av Lars Nilsson VBB-VIAK.

Undersökning av borrhäror

Sammanlagt åtta c 6 m långa kärnborrhål borrades radiellt i vägg och sula för att möjliggöra undersökning av:

- Mikrosprickor i tunnslip
- Akustisk emission (Kaisereffekt)

Undersökningen av mikrosprickor utfördes av Karl-Axel Kornfält och Hugo Wikman, SGU i Lund. Kaisereffektmätningarna gjordes av Erling Nordlund och Li Chunlin, Högskolan i Luleå.

Dokumentation av borrning, laddning och sprängning

I samband med försöket utfördes en mycket detaljerad dokumentation som bl a omfattar följande parametrar:

- Salvhålens exakta position
- Håldjup
- Tändningsföljd
- Mängden och typ av sprängämne i varje hål
- Jämförelse mellan konturhålets position vid ansättning och ändpunkt
- Sprängningsresultat

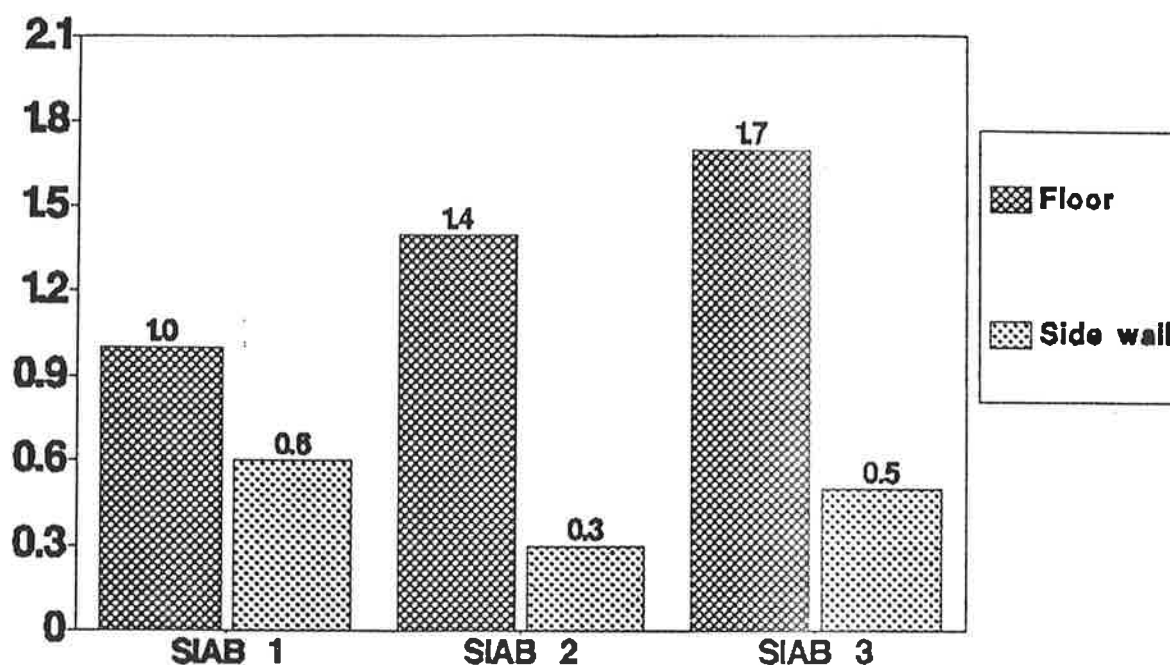
Dokumentationen utfördes och sammanställdes av Ulrika Hamberger.

RESULTAT

Som ovan nämnts var det huvudsakliga målet med det utförda försöket att studera utbredning och karaktär av skadezonen som bildas i samband med utsprängning av en tunnel då olika sprängningsförfarande tillämpas. En ytterligare målsättning var att testa och utveckla metodik för dessa studier.

Resultat från geofysisk loggning och vibrationsmätningar visar god överensstämmelse.

Kombination av resultat från geofysiska loggar med direkta observationer med hjälp av olika TV-utrustningar visar en utbredning av skadezonen enligt Figur 4. Inducerade sprickor har dessutom observerats c 2 m från tunnelns nedre hörn /Olsson 1991/.



Figur 4. Genomsnittliga djup av sprängningsinducerade effekter. Resultat av geofysiska mätningar för de tre olika sprängplanerna (enligt Olsson, 1991).

Figure 4. Average depth of excavation induced effects obtained from geophysical measurements for the different blasting schemes applied.

Dessa resultat kan jämföras med de genomsnittliga resultaten från vibrationsmätningarna /Ouchterlony m fl 1991/.

	Sula	Vägg/Tak
Siab 1	1.3 m	0.35 m
Siab 2	1.3 m*	0.35 m
Siab 3	1.5 m	0.55 m

* Omskjutning företogs i samtliga Siab 2 salvor.

Geologiska observationer

Resultaten av den geologiska dokumentationen i anslutning till sprängningsförsöket kan sammanfattas i följande punkter /Christiansson & Hamberger 1991/:

- * Kartering av borrhälen efter varje salva visade att endast 50% av konturborrhålen var synliga. Framför allt saknades borrhälen i anslutning till hörnen och nedre delen av väggarna samt i hål med onormalt stor stickningsvinkel.
- * 33% av borrhälen visade ingen eller endast obetydliga skador i Siab 1 salvorna. För Siab 2 och Siab 3 var motsvarande procental 35 respektive 19.

- * Flertalet sprängningsinducerade sprickor återfanns runt de bortsprängda konturhålen.
- * De inducerade sprickorna är oftast radiellt utgående från konturhålen. Flertalet av sprickorna är 0.6-0.8 m långa, ett fåtal längre än 1 m. Den längsta observerade sprickan var 3-4 m.
- * Inducerade sprickor - koncentrisk eller parallella med uthålliga naturliga sprickor - observerades också i större enskilda block.
- * Den totala frekvensen av naturliga och inducerade sprickor i väggarna var i stort lika stor för de tre olika sprängplanerna. Antalet inducerade sprickor var dock klart lägre i väggarna på Siab 3 och i sulan på Siab 2.

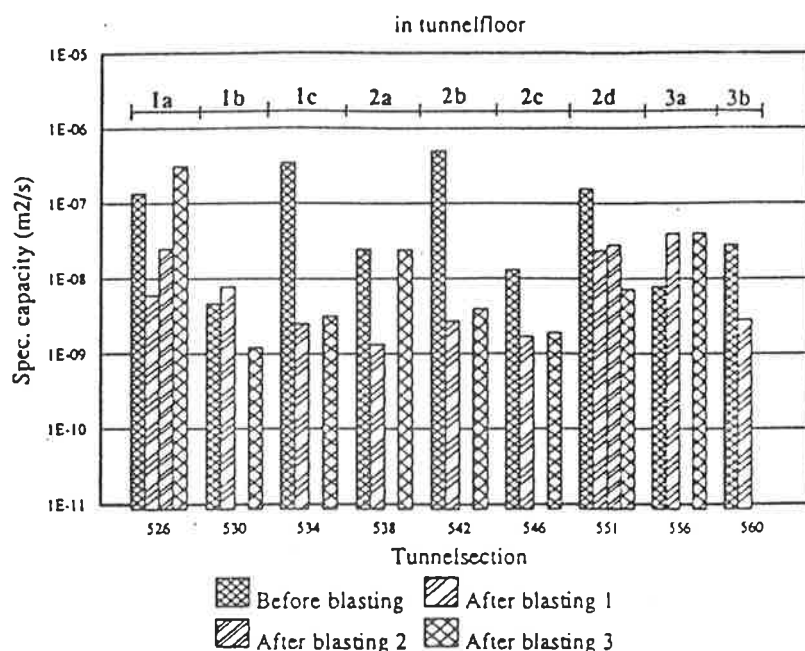
Stora problem med Siab 2 salvorna.

Utsprängning av försökssalvorna gick i stort sett planenligt vad gäller Siab 1 och Siab 3. Av de fyra Siab 2 salvorna misslyckades sprängningen i de tre första. I den första detonerade Emuliten inte varför berget stod kvar i såväl väggar som sula. Även i de båda följande salvorna stod berget kvar i sulan trots att Emuliten då hade skarvats med Dynamex. I den fjärde Siab 2 salvan laddades - bl a av säkerhetsskäl - med ökad tillsats av Dynamex varvid salvan gick ut /Christiansson & Hamberger 1991/.

Orsaken till problemen med Siab 2 salvorna är enligt Nitro Nobel bl a att de svagare sprängämnenas dimensioner inte är anpassade till de grövre borrhålsdimensioner som ofta används idag (48 mm). Detta orsakar urblåsning eller dödpressning av sprängämnet med misslyckade sprängningar som följd.

Hydrotester

Syftet med injektionstesterna var att undersöka skillnaderna mellan de hydrauliska egenskaperna i berget närmast tunnelkonturen före och efter sprängning. Resultaten visar att den specifika kapaciteten i allmänhet avtagit för samtliga salvor utom för en Siab 3 salva där ökning noterats. De mätningar som utfördes fem månader efter sprängningen av testsalvorna bekräftar dessa resultat. Antalet testsalvor är dock allt för få för att dra mera omfattande slutsatser /Nilsson 1991/. Förhållandet att borrhålen i sulan täcker mer än en salva påverkar sannolikt också resultaten (Fig 5).



Figur 5. Resultat av mätning av specifika kapaciteten i hammarborrhålen i sulan före och efter sprängning av de nio salvorna (enligt Nilsson, 1991).

Figure 5. The specific capacity of percussion boreholes in tunnel floor before and after blasting.

Mikrosprickor bildas långt ut från tunnelkonturen.

Undersökning av mikrosprickor har utförts på tunnslip (30 mikron) från borrhälen i fyra testsalvor /Kornfält & Wikman 1991/. Med mikrosprickor avses härvid sprickor i kvartskornen som bedöms vara sprängningsinducerade. Resultaten kan sammanfattas i följande punkter:

- * Mikrosprickor noterades i samtliga undersökta prover.
- * Där finns ingen tydlig korrelation mellan frekvensen av mikrosprickor och avståndet till tunnelkonturen (1-6 m).
- * I två prover från en borrhäla c 45 m från tunnelväggen påträffas flera mikrosprickor.
- * I 5 prover från ett tidigare utförd kärnborrhål på Äspö - c 1500 m norr om försökssträckan - noteras inga mikrosprickor.

Berget "minns" tidigare chockupplevelser:

Med hjälp av den sk Kaisereffekten har försök gjorts att uppskatta utbredningen av de störningar (förändringar i bergarternas inre struktur) som uppstår i samband med sprängning. Kaisereffekten är ett akustiskt emissionsfenomen som baseras på upptäckten att vissa material, som t ex berg, har en förmåga att minnas den maximala stressnivå som det utsatts för vid sprängning. Enaxiella

kompressionstester på ett antal prover från borrhälar har vid detta försök använts för att bestämma Kaisereffekten.

Försöken visar att det tycks vara möjligt att skilja mellan stört och ostört berg med denna metod. Eftersom allt för få tester utfördes för att närmare bestämma utredningen av sprängningseffekterna görs enbart en uppskattning av denna /Nordlund & Li 1991/.

	Sula	Vägg
Siab 1	1.04 m	0.75 m
Siab 2	1.66 m	0.22 m
Siab 3	1.19 m	0.93 m

SAMMANFATTANDE RESULTAT OCH SYNPUNKTER

- * Sprängskador i form av nya inducerade sprickor och öppning av gamla naturliga sprickor kan upptäckas och skadezonens djup bedömas med hjälp av geofysisk loggning och TV-granskning i borrhål.
- * Vibrationsmätningar i samband med sprängningen är ett bra komplement till den geofysiska loggningen.
- * Effekter i form av nybildade mikrosprickor, 5-10 m in från tunnelkonturen, har kunnat konstateras vid mikroskopiska studier av tunnslip från borrhälar.
- * Genom studier av Kaisereffekten tycks det vara möjligt att skilja mellan stört och ostört berg.
- * Hydrotester tyder på att vissa relativa förändringar uppstår i bergets hydrauliska egenskaper närmast tunnelkonturen i samband med sprängningen.
- * De inducerade sprickorna är oftast kortare än 0.8 m och utbreder sig mestadels radiellt från konturhålen. Den totala frekvensen av nybildade och naturliga sprickor i tunnelväggarna är i stort sett densamma för samtliga tre sprängplaner.
- * Praktiskt sett tycks det vara rimligt att uppnå en skadezon på 0.3-0.5 m i väggarna för samtliga tre sprängplaner. Vad sulan beträffar varierar skadezonen mellan 1-2 m med de högsta värdena för Siab 3. På grund av omskjutningar erhöles missvisande resultat från Siab 2.
- * Med idag tillgängliga sprängmedel, som inte är anpassade till salvborrhålens allt grövre dimension, tycks det vara mycket svårt att uppnå mindre skadezon i sulan än 1-1.5 m i samband med effektiv tunneldrivning.

- * Noggrann uppföljning av sprängresultatet visar att avvikelser i konturhållens riktning och lokala geologiska faktorer kan ha väl så stor betydelse för skadezonens utbredning och karaktär som laddningens storlek. Liknande erfarenheter redovisas av Cunningham & Goetzsche /1990/.
- * Det är viktigt att undersökningen betraktas mot bakgrunden av att den endast omfattar nio salvor och att den utförts i samband med ordinarie drivning av en tunnel. Största värdet torde därför ligga i den test av delvis ny metodik som företagits.

REFERENCES

- Bäckblom, G. & Ericsson, L.O., 1992: The Äspö Hard Rock Laboratory; some Notes on the current status. - Bergmekanikdagen 1992, BEFO, Stockholm
- Christiansson, R. & Hamberger, U., 1991: Blasting Damage Investigation in Access Ramp, Section 0/526-0/565 m. No. 1: Tunnel Excavation and Geological Documentation. - Progress Report, 25-91-12, SKB, Stockholm.
- Cunningham, C.V.B. & Goetzsche, A.F., 1990: The Specification of Blast Damage Limitations in Tunnelling Contracts. - Tunnelling and Underground Space Technology. Vol. 5. No. 3.
- Kornfält, K.-A., Wikman, H., Nordlund, E. & Li, C-L., 1991: Äspö Hard Rock Laboratory. Blasting Damage Investigation in Access Ramp, section 0/526 - 0/565 m. No. 4: Optical examination of microcracks in thin sections of core samples and Acoustic emission of core samples. - Progress Report, 25-91-15, SKB, Stockholm.
- Li, C-L., Nordlund, E. & Stephansson, O., 1988: Determination of Stress and Damage Levels of Rock Using Acoustic Emission and the Kaiser Effect. - LuH research report TULEA 1988:5, Luleå University of Technology.
- Mäki, K., 1985: Determination of fracturing in Remaining Rock through Core Drilling (in Swedish). - SveDeFo report DS 1985:5. Stockholm.
- Nilsson, L., 1991: Äspö Hard Rock Laboratory. Blasting Damage Investigation in Access Ramp, section 0/526 - 0/565 m. No. 5: Hydraulic tests. - Progress Report, 25-91-16, SKB, Stockholm.
- Ouchterlony, F., Sjöberg, C., Johansson, S.-E. & Nyberg, U., 1991: Äspö Hard Rock Laboratory. Blasting Damage Investigation in Access Ramp, section 0/526 - 0/565 m. No. 3: Damage zone assessment by vibration measurements. - Progress Report, 25-91-14, SKB, Stockholm.
- Olsson, O., 1991: Äspö Hard Rock Laboratory. Blasting Damage Investigation in Access Ramp, section 0/526 - 0/565 m. No. 2: Geophysical Investigations in Boreholes. - Progress Report, 25-91-13, SKB, Stockholm.
- Rosengren, L., 1986: Smooth Blasting with Gurit and Reduced ANFO in the Laisvall Mine. (in Swedish). - LuH report, 001E, Luleå University of Technology.

Sjöberg, C., Larsson B., Lindström M. & Palmqvist K., 1977: Blasting Method for Controlled Fracture Extension and Improved Safety Underground. (in Swedish). - ASF project. No. 77/224. Nitro Consult AB, Stockholm.

SUMMARY

SKB plans to make studies of the "disturbed zone" created by blasting during the excavation of the Äspö Hard Rock Laboratory.

The initial part of this project has now been completed. It was aimed at studying the distribution and character of the blasting damage around the tunnel contour created using a number of different blasting schemes. This blasting damage investigation involved the use of three different blasting schemes, called Siab 1, Siab 2 and Siab 3.

The blasting damage around the tunnel contour was studied using several different methods both in boreholes (geophysical logging, TV-logging and hydraulic testing) and directly on the tunnel walls and floor. Vibration measurements were made during blasting using accelerometers placed in a borehole along the gauge section. Eight short holes were cored in the floor and in one of the walls after the test rounds had been blasted. Samples of the cores were taken from each hole for measurement of the Kaiser effect and examination of microcracks.

Based on results from geophysical borehole investigation, the TV-log and vibration measurements the depth of the damage zone is estimated to be 0.3-0.6 m in the walls, where the lowest values were obtained for Siab 1 and Siab 3. The extent of the zone in the center of the floor was 1.0 m for Siab 1, 1.4 m for Siab 2 and 1.7 m for Siab 3.

Bad drilling precision seems to be the major reason for the development of blast induced fractures in the contour.

FÖRUNTERSÖKNINGAR
Preinvestigations

PROBING AHEAD OF TBMs BY GEOPHYSICAL MEANS

Geofysisk försondering framför TBM

Gunnar. Nord, M.Sc. and Pär. Olsson, M.Sc., Skanska AB, Stockholm,
Tor Lasse By, Ph.D., Norwegian Geotechnical Institute, Oslo

ABSTRACT

In this paper the potential of geophysical probing methods in TBM tunnelling is discussed. Modern TBMs have made it possible to tunnel through a wide range of geological conditions. However, the development towards more complicated machines has raised prices and often causes delays before the machines can start operating properly. If a reliable probing system were available the machines could be given a simpler design and the tunnelling process could be continuously adjusted to the prevailing ground conditions without jeopardizing safety. Geophysical investigation methods such as seismics and radar now offer the possibility of monitoring ground conditions ahead of the tunnel face. An analysis of a number of TBM projects has shown that if certain requirements on the range and time of the investigations are fulfilled, probing can be integrated into the tunnelling cycle.

INTRODUCTION

The recent development of TBMs has made it possible to tunnel through a wide range of geological conditions. In order to widen the market, great efforts have also been spent on the development of machines for mixed ground conditions. The machines designed for the Strait crossings in Europe are good examples of the scope of present capabilities. However, these highly advanced machines have also brought disadvantages in the form of high costs, technical difficulties and delays related to the complexity of their design.

With a reliable probing system capable of providing information on changes in ground conditions ahead of the face, the machines could be given a simpler design. The information could be used to continuously adjust the tunnelling activity to the prevailing ground conditions without jeopardizing safety. Preparations for adequate support and grouting activities could be made in advance and in soft or mixed ground the TBM advances could be optimized by always selecting the right tunnelling mode.

During the seventies and eighties geophysical methods have developed considerably. Seismic methods and radar

technique have proved that geophysical methods can be applied as a serious investigation tool in various tunnelling activities.

In order to investigate the potential of geophysical investigation methods in connection with TBM tunnelling, a development project has therefore been initiated by Skanska AB. The project is backed by funds from the organization for Swedish Civil and Building Contractors.

The project is being performed jointly with Scandinavian experts on geophysical investigation methods, and contacts have been taken with some of the leading TBM manufacturers around the world.

Geophysical probing methods

Geophysical probing methods for surface investigation are fairly well accepted today. In a large number of tunnel projects conventional refraction seismics are performed as an important ground investigation. However, tunnel probing by means of geophysical methods is rather new. Development has been carried out in connection with conventionally excavated tunnels. In particular, borehole probing techniques ahead of the tunnel face by means of seismic, radar and electrical methods have been developed (By, 1987, 1989), (Schwarz 1972), (Cosma 1990), (Olsson 1990) and (Lile 1990).

An introductory summary of the present state-of-the-art on modern processing technique and conventional tunnel probing procedures is presented below. The geophysical methods that will be discussed are radar and seismics.

Tomographic analysis

Modern data technology has given new opportunities for data processing. Methods such as computerized geophysical tomography (CGT) now offer new possibilities for both presentation and interpretation. The CGT analysis can be performed on data from both seismic and radar measurements.

The general idea behind tomographic reconstruction is that information about properties of the interior of a region can be obtained through measurements at the boundary, (Olsson 1990). In general the transmitter and receiver are located at the boundary of an area and each ray connecting transmitter and receiver can in principle be considered as representing the average of a measured property of the rock along the ray. In order to obtain an estimate of this property at a given point it is necessary that the rays have differ-

ent directions and hence different information content, Figure 1.

In the analysis, the plane between the boundaries is divided into a number of cells and the line integral is calculated as a sum where the contribution from each cell is considered in proportion to the length of the ray within each cell. The problem transforms into a matrix equation which is solved by the interactive method.

Figure 2 shows the set-up from a seismic survey of a subsea road tunnel. The investigation was performed with the receivers on the seabed and the transmitters in a borehole. In Figure 3 a geotomographic plot shows the distribution of geophysical parameters in the investigated area.

As mentioned before, the CGT can be performed on data from both seismic and radar measurements. A short presentation of the two methods is presented below.

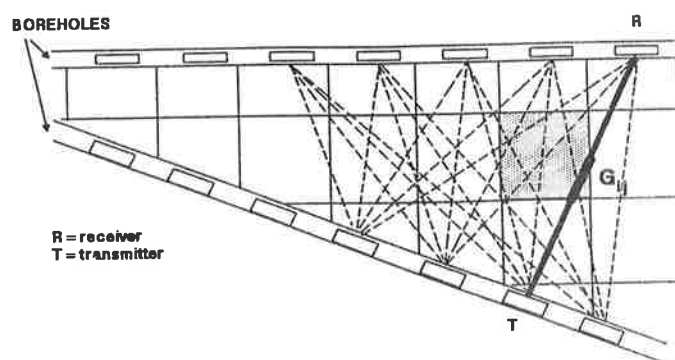
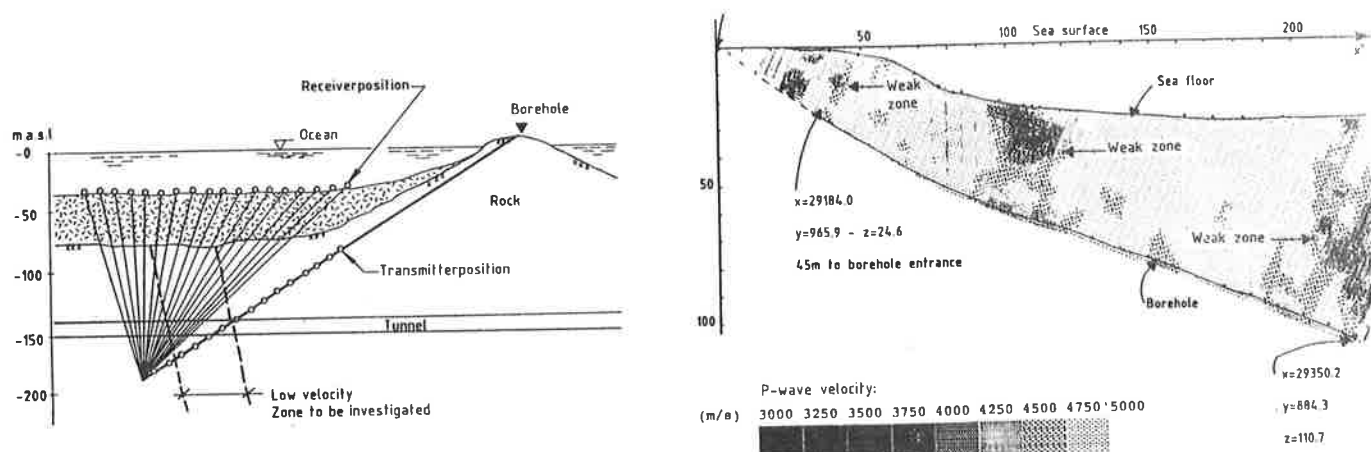


Figure 1. Generalized cross-hole tomography geometry with decomposition into cells and an example of a ray pattern.



Figures 2 and 3. Set-up (left) and tomographic plot (right) from a subsea hole-to-surface investigation.

Overview of the seismic methods

The seismic technique is based on the different seismic velocity of rock determined by its elastic properties. By monitoring contrasts in seismic velocities, different rock types and fracture zones can be identified.

According to the types of waves used for interpretation there are two types of seismic surveys

- transmission surveys, where the waves cross the investigated volume and their parameters are changes according to body properties and
- reflection surveys, where the waves are reflected on the interface of different units.

The transmission surveys provide more quantitative information on the rock quality while the reflection surveys are more accurate for determining the position of well-defined subsurface "objects".

The basic survey set-ups for borehole seismics are: single hole, surface-to-borehole (VSP) and cross-hole.

In single hole measurements both the source and receiver(s) are placed in the same hole. In transmission mode the lateral coverage is limited to the rock in the immediate vicinity of the borehole. These tests are also known as sonic logging. In reflection mode this set-up provides a very efficient way of detecting planar sheets (geological interfaces, fractured zones) and local anomalies (faults, cavities).

In TBM tunnelling, the tunnel itself can be regarded as the "borehole" and transmitter and receivers are placed along the tunnel wall behind the face, (Westerdahl 1991). This method has been tested in a TBM-bored waterway tunnel for the Norwegian State Power Board.

VSP (Vertical Seismic Profiling) generally means a seismic survey where detectors (or alternatively sources) are placed in boreholes and the sources (or detectors) are located on the free surface.

This type of set-up has the advantage of increasing the lateral range in transmission mode by moving the source (or detectors) along the surface still using only one borehole. Tomographic reconstruction can also be applied. In reflection mode, the same interpretation technique can be used as with single hole. In underground applications the VSP set-up could be useful when the rock is probed in a transverse direction to the tunnel.

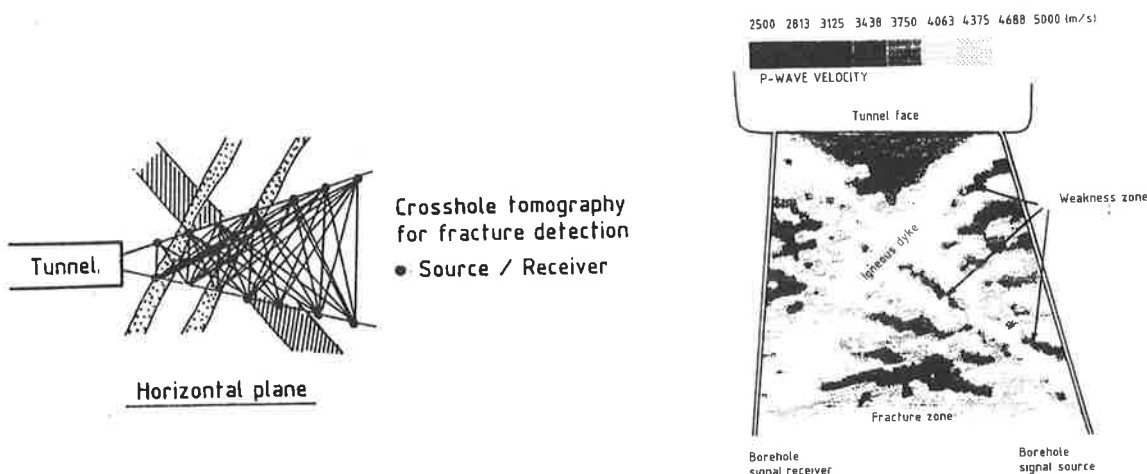
In a cross-hole survey a minimum of two boreholes is needed, one for placing the source and one for the receivers. The investigated area extends in the plane

section between the boreholes. If more boreholes are used the method allows three-dimensional prediction of the structure.

Figure 4 illustrates the geometrical layout of this procedure with two boreholes. Figure 5 shows a typical tomography plot from a cross-hole survey ahead of the Oslo tunnel.

The radar concept

The radar method is based on propagation of radar waves through the ground. Radar waves are electromagnetic waves and respond to electric properties such as electric conductivity of the rock. In a limited frequency band radar waves can propagate appreciable distances through certain rock and soil. Other wave phenomena which behave in a similar way to radar are sound and light.



Figures 4 and 5. Layout (left) and tomographic plot (right) from a cross-hole survey in the Oslo tunnel.

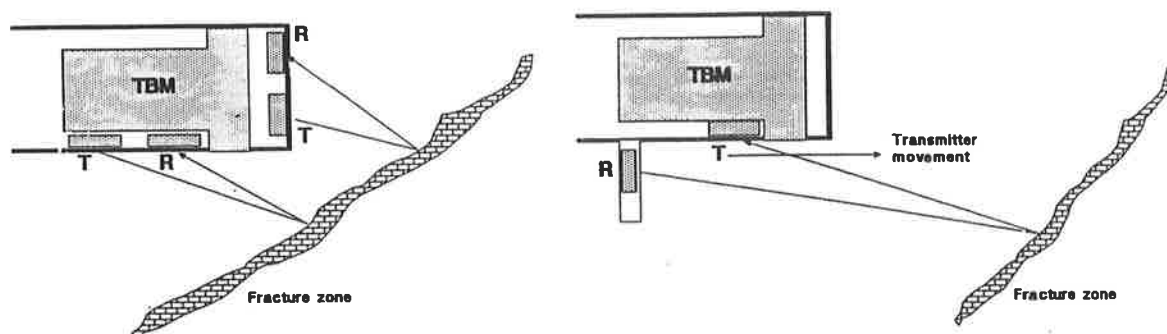
In general radar will be used according to the principal techniques already discussed for the seismic methods.

There are a number of ways of applying radar while excavating a tunnel either by TBM or by drill and blast. For example, single hole reflection measurements can be made from a probe hole through the tunnel front.

Single hole measurements can of course be carried out from holes through the side of the tunnel. This has been done for one subsea road tunnel in Norway.

By developing special antennas, it would be possible to do reflection measurements by moving a transmitter-receiver array along the tunnel. The radar array could either be moved along the side of the tunnel or be applied at the tunnel front, Figure 6. An interesting

alternative would be to put the receiver in a short (2-3 m) radial hole from the tunnel and to put the transmitter either to the side of the tunnel or at the tunnel front, Figure 7. Putting the receiver in a short hole would reduce noise and give better quality of data. It is important to note that the last two configurations do not require any long boreholes in order to perform the measurements.



Figures 6 and 7. Alternative position of transmitter and receiver for radar measurements.

Seismics versus radar - complementary techniques?

The main differences between the two methods are the range, the ground condition dependence and the speed of acquisition.

Radar is used for typical short range surveys, i.e. tens of meters. In this area the resolution (wavelength) depends on the frequency of the transmitted electromagnetic waves and the speed of these waves in the rock. Lower frequencies give longer range but less resolution.

Generally it is advised to use seismic methods for evaluation in wet, saline environments and radar in dry rock, sand, rockfill etc. with low salinity.

The best radar performance is recorded in solid dry granite, well-grained dry sand and glaciers within the permafrost zone.

Seismic methods have to be chosen for long distance (>100 meters) surveys and within geomaterials such as clay, crushed and altered rock with wet, low resistivity material in the fractures and in seashore areas or for seabed investigations.

Integration of the probing into the tunnelling cycle

When introducing a new activity at the tunnel front it is believed that it will benefit the tunnelling operation as a whole. What can be achieved by probing has been described above. A discussion follows on the

efforts that have to be spent on performing the probing, and an analysis of the time losses at the face is included.

The items on the cost side are the investment in the equipment, its running cost and the cost of delays caused by the activity at the tunnel face.

The development costs for a prototype of a properly functioning geophysical probing tool are estimated to be in the range of USD 1 million. This means that the investment is fairly modest in comparison with the value of the information that is generated. Experience from the use of high-tech instruments in the mining environment is not always the best. However, TV cameras have frequently been used and it has been possible to make them operate. The most extreme conditions on a TBM are found behind the cutter head where the instruments are likely to be installed. Therefore special care has to be taken to isolate the tool from vibration, dust and falling rock. A safe location that has been considered is the inside of the gripper pads, at least for one part of the instrument. A well-chosen place for installation of the instrument will mean that the running costs are marginal, as there is almost no wear on equipment of this type.

Analysis of stoppages

So far it has been assumed that the geophysical investigation will take place only when the TBM is standing still. This means that boring has to be stopped, or that probing has to be carried out during normal stoppages. To investigate the possibility of performing probing work during such stoppages, shift reports from three different projects have been analysed, i.e. two projects comprising 1 km of tunnel each and a third project of 3 km which has been split up into three 1 km stretches. All projects have been carried out in hard rock.

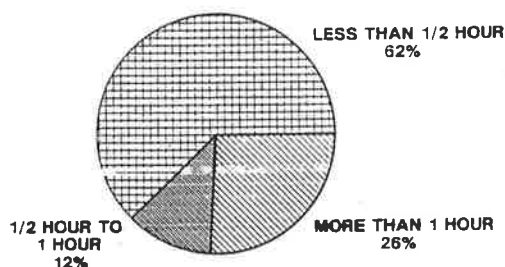
The stoppages have been analysed with respect to:

- (1) length in time,
- (2) frequency of occurrence as regards time and distance
- (3) character.

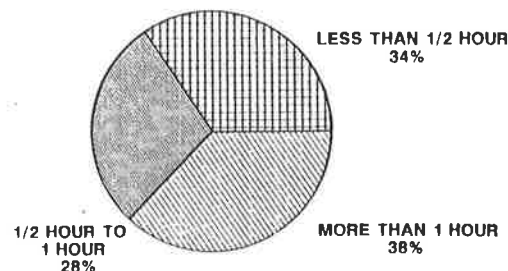
In most of the shift reports the stoppages are grouped in a similar way. Generally there are up to 8 different reasons for stops in a boring operation. It has therefore been easy to compare the three projects. Depending on their duration, the stoppages are separated into three groups, i.e. durations of up to 0.5 hour, between 0.5 and 1 hour and more than 1 hour. How these stoppages are distributed in projects no. 2 and 4 is shown in Figures 8 and 9. Stoppages of less than 5 minutes have been ignored in the analysis as they

are mostly related to minor adjustments which are known to be of short duration.

DISTRIBUTION OF STOPPAGE TIME



DISTRIBUTION OF STOPPAGE TIME



Figures 8 and 9. Distribution of stoppage time in project no. 2 (left) and no. 4 (right).

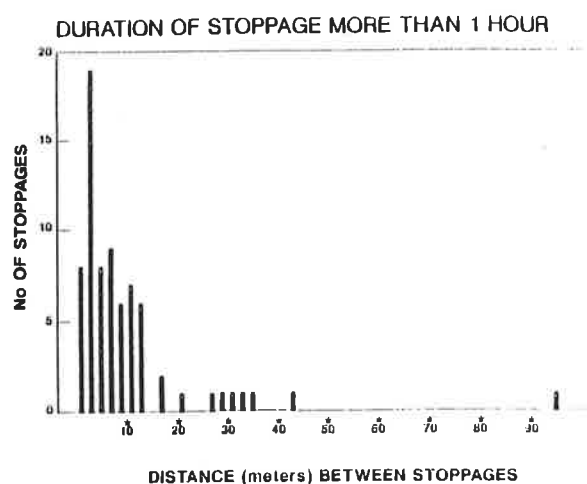
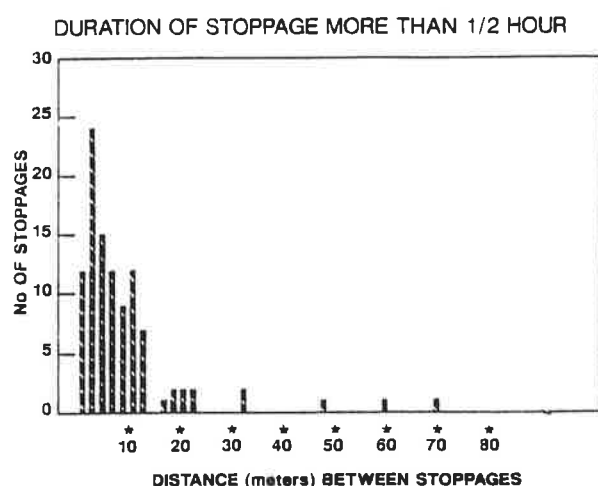
The distribution of the stoppages for all projects is shown in Table 1. The distribution varies somewhat especially in the case of projects 3-5 which are separated stretches within the same project.

If the probing operation takes exactly 0.5 hour, it can only be performed during 28-66% of the stoppages and if it takes 1 hour, during 14-38% of the stoppages. If stops of 0.5 hour or 1 hour do not occur frequently enough, the probing activity will hamper the performance of the TBM. The frequency of the various stoppages has been studied and the results from projects no. 2 and 4 are presented here. In project no. 2, covering all types of stoppage, 97% of all stoppages of more than 0.5 hour's duration occurred at distances of less than 33 meters and in the case of all stoppages of more than 1 hour's duration, 97% occurred at distances of less than 35 meters. Thus the difference between stoppages of 0.5 hour and 1 hour in this case was very small, Figures 10 and 11.

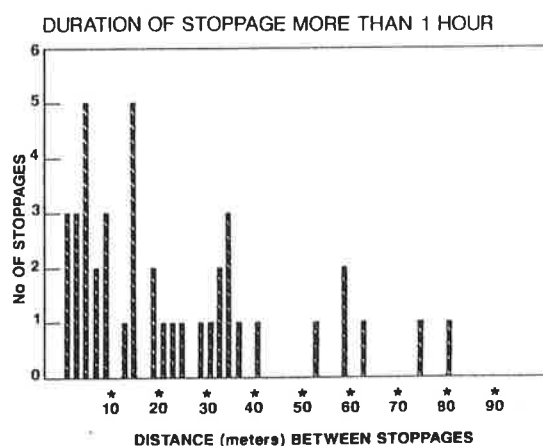
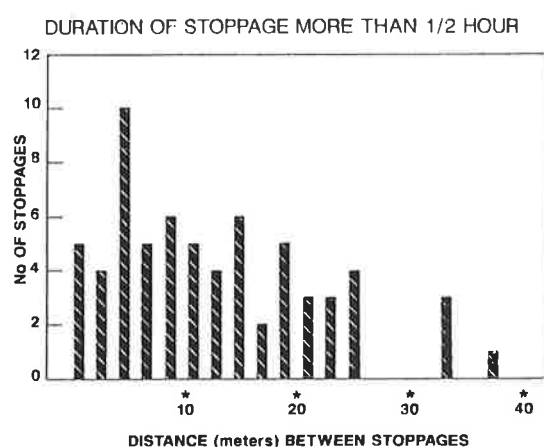
In project no. 4 the corresponding figures for stoppages of more than 0.5 hour show that 98% of all stoppages occurred at distances of less than 34 meters; for stoppages of more than 1 hour's duration the figures are 95% and 64 meters, Figures 12 and 13.

Project No.	<0.5 hr	Stoppages 0.5-1.0 hr	>1.0 hr
1	67%	19%	14%
2	62%	12%	26%
3	72%	14%	14%
4	34%	28%	38%
5	45%	22%	33%
(Average)	56%	19%	25%

Table 1. Distribution of all stoppages for all projects.



Figures 10 and 11. Distance between stoppages of more than 0.5 hour's duration (left) and more than 1 hour's duration (right) in project no. 2.



Figures 12 and 13. Distance between stoppages of more than 0.5 hour's duration (left) and more than 1 hour's duration (right) in project no. 4.

Simulation of tunnelling

For a better understanding of what the disturbances will mean, data from project no. 5 have been used to create a simulation model. In the model the various activities occur as frequently as in the relevant case and the duration of each activity has been randomized from the durations of the activities registered in project no. 5. In the simulation only one rate of penetration has been applied, in this case 2.2 meters-/hour. Thirty simulations were performed to check that the model gave about the same result as the actual

case. Probing was performed in the following way. Three activities of generally long duration were selected and probing could only be done during these activities. The excavated length between each probing had to be less than 50 meters but more than 40 meters.

The simulation starts at chainage 0 and as soon as one of the three activities occurs after chainage 40 probing is performed. If the duration of the defined probing time is longer than the activity time, the excess time is added to the project time.

In a 5 km project simulated according to "project 5" more than 100 and less than 125 probings have to be done if complete coverage is desired. The extra time required to perform the project due to probing depends on how long it takes to carry out each probing. The results from three specified times are given in Table 2. It should be noted that there is no linear correlation.

Probing time hrs	Project time hrs	Extra time hrs
0	5600	-
0.5	5608.1	8.1
1.0	5624.1	24.1
2.0	5697.9	97.9

Table 2. Project time for simulation of 5 km of tunnelling including time losses due to probing.

The loss of a day or less on a 5 km project is a very small expenditure and can almost be ignored. A loss of four days can be accepted but is not recommended and this means that the manufacturer must aim at producing an instrument that can carry out the probing within an hour.

Flexibility of the tunnelling methods

When tunnelling, valuable flexibility is gained by being able to adjust the tunnelling method to the various ground conditions. In fact this flexibility to alter the tunnelling technique to match conditions ahead of the face as indicated by the probing is the only way to benefit from probing activities. The right treatment must be applied if failure in the ground is to be avoided, and it is often necessary to be ready well in advance. The drill and blast method has in the past been considered superior to the TBM technique when it comes to altering the excavation method during tunnelling in hard rock. It has therefore become an ambition amongst TBM manufacturers to improve the flexibility of TBM tunnelling. A record has been kept

of installations and design variations made over the past few decades such as various types of simple shielding in the roof, elongation of the TBM to create more room for support work, expandible cutter heads to allow for support ahead of the cutter head etc.

There are numerous cases of ground collapsing above the TBM, causing months of delay. The advantage of knowing what is ahead of the tunnel face is self-evident in those cases. A common problem is dealing with large water inflows which may also cause instability. The obvious precaution in this case is to apply grout ahead of the tunnel face.

Problems may be avoided by a slight deviation of the tunnel route if this does not interfere with the function of the tunnel. If this option is used the probing range must be extended up to 100 meters or the frequency of the probing operations must be increased in order to avoid the obstacle if it is of moderate size.

The ultimate probing system

Probing by drilling ahead of the tunnel face is a well-proven technique today and it is used on some projects, albeit not frequently. The limited use of this method is assumed to be due to its cost. Geophysical probing on the other hand is thought to have the capacity to replace drilling ahead of the face to a certain degree and in other instances offers probing at attractive prices.

Ultimately it is envisaged that there will be a probing system equivalent to aircraft radar and ship radar. The system will continuously record the ground conditions ahead of the tunnel face while the TBM excavates its way through the rock.

One possibility would be to use the TBM drillhead noise as a seismic source, thus establishing a continuous signal. Drillhead noise is, however, an unexplored source although registration of this has been going on for years.

An idea for the the future is to design the radar and seismic systems to fit within the TBM's gripper pads. This design would secure the utmost contact with the rock and a rapid and continuous installation would be established.

However, the realization of a continuous probing system depends on the development of both hardware and software. The system must also be designed so that the interpretation of the data can be done by ordinary members of the tunnelling crew. Given modern processing techniques it is most likely that this requirement can be met.

SUMMARY

Tunnelbormaskiner utnyttjas i alltmer komplexa bergförhållanden. TBM-metoden är mindre flexibel än t.ex. borrhning-sprängning. Det betyder att risken för att möta förhållanden som kan äventyra ett tunnelarbete i form av förseningar och ökade kostnader är större. Vid borrhning-sprängning kan man relativt enkelt skaffa sig kännedom om förhållandena framför tunnelfronten genom s.k. pilothålsborrning. Samma teknik kan självfallet tillämpas vid TBM-drivning men det är inte alls lika enkelt. Det innebär bl.a. stopp i framdriften om inte särskilda arrangemang göres för att undvika detta. Ett sätt att möta en komplex berggrund är naturligtvis att göra sin TBM mera komplex så att den kan hantera ett brett spektrum av bergförhållanden. Det betyder att maskinen blir dyrare och sannolikt tar det längre tid innan man får den att fungera till sin fulla kapacitet.

Hade man tillgång till ett pålitligt system för undersökning av bergförhållandena framför tunnelfronten skulle man kunna ge TBM ett enklare utförande, och kontinuerligt anpassa drivningstekniken efter förhållandena utan att för den skull äventyra säkerheten.

Radar- och seismiktekniken har potential att kartlägga förhållandena framför tunnelfront och så har skett vid några projekt där borrhning och sprängning har tillämpats. För att analysera vilket hinder ett kontinuerligt användande av försondering med radar eller seismik betyder har ett antal TBM-projekt studerats. Försondering har där gjorts som en integrerad del av det simulerade drivningsförloppet.

REFERENCES

By, T.L., 1987. Geotomography for rock mass characterization and prediction of seepage problems for two main road tunnels under the city of Oslo, pp.37-39. International Congress on Rock Mechanics, Montreal 1987.

By, T.L., 1989. Geophysical sounding ahead of the tunnel face (in Norwegian). Norwegian National Conference on Rock Mechanics, Oslo, 1987.

Cosma, C., 1990. Application of borehole seismics to crystalline rock engineering. Int. journal of rock mechanics and mining science, p.22. Finnish issue.

Lile, O.B., H.Elvebakk, K.Reitan 1990. Report on resistivity measurements in the Maursund subsea tunnel (in Norwegian). Report IPT-AG-1-4/90, University of Trondheim, Institute of Technology, Division of petroleum engineering and applied geophysics.

Olsson, O., 1990. Ground probing radar as an investigation tool in connection with construction work experience and potential. ABEM report 90002. p.70.

Schwarz, S.D., 1972. Geophysical measurements related to tunnelling. RETC Proceedings, Volume 1, Chapter 15, pp.195-208.

Westerdahl, H., 1991. Seismic field test TBM 251, Svartisen 1990. NGI-R&D Report 541060-6 p.23.

BERGSPÄNNINGSMÄTNINGAR I SYDOSTASIEN – RESULTAT OCH TILLÄMPNING

Rock Stress Measurement in the South East of Asia

Anders Carlsson, Rolf Christiansson, Per-Erik Söder
Vattenfall HydroPower AB
Box 800, S-771 26 Ludvika

INLEDNING

I mitten av 1960-talet började man inom Vattenfall att intressera sig för bergspänningsmätning och som första metod valdes den av Leeman utvecklade **doorstopper-metoden** (Leeman 1964). Metoden förbättrades i tekniska detaljer och dessutom introducerades en efterkalibreringsmetod för mätkroppen för att möjliggöra provning av varje töjningsgivares rätta funktion. På så sätt uppnåddes stor teknisk säkerhet med metoden. Senare infördes en kombinerad metod som bestod av dels en vanlig hålbottenmätning och dels en mätning av längsspänning genom friborrning av en rörkärna försedd med invändig töjningsgivare (Hiltscher 1976). Denna metod tillämpades inom Vattenfall från 1971, men metoden gav inte den tredimensionella spänningstensorn utan enbart spänningarna i ett ortogonalt xyz-system.

Forsknings- och utvecklingsarbetet inom bergspänningsområdet fortsattes därför inom Vattenfall och under 70-talet utvecklades en teknik för mätning av bergspänningar i djupa vattenfyllda borrhål, ner till flera hundra meters djup, som medgav bestämning av den tredimensionella spänningstensorn. Tekniken började användas inom Vattenfall 1976 med mycket goda erfarenheter (Hiltscher et al 1979, Scherman et al 1980, Hallbjörn 1986). Mellan åren 1976 – 1988 genomfördes cirka 500 mätningar och användes i vattenfyllda borrhål ned till 500 meters djup under markytan. En modifierad sond användes också i lutande och horisontella borrhål.

En av nackdelarna med utrustningen var den tunga mät- och bärkabel som försvårade genomförandet av mätningar, framför allt på stora djup och vid marktransport i svårtillgängliga områden, då inte minst i samband med utlandsuppdrag. En annan nackdel med mätmetoden var, att det inte gick att mäta töjningen under hela överborrningsförloppet. Man hade endast möjlighet att mäta före samt efter överborrningen. Tiden mellan dessa läsningar var hela 0.5 till två timmar. Under denna relativt långa tidsperiod hann störningar, på grund av temperaturvariationer samt krypeffekter, påverka mätningen. Det optimala är att kunna mäta töjningen under hela överborrningsförloppet.

Därför utvecklade Vattenfall en datoriserad mätsond som möjliggjorde kontinuerlig mätning under hela överborrningen (Hallbjörn et al 1989). Det blev nu mycket lättare att korrigera och finna störningsmoment under mätningens gång, vilket gav en mycket säkrare mätning. Metodutvecklingen innebar också, att man fick en utrustning som blev lätthanterlig även under mycket svåra fältförhållanden.

VATTENFALLS MÄTSOND FÖR TREDIMENSIONELL BERGSPÄNNINGSMÄTNING

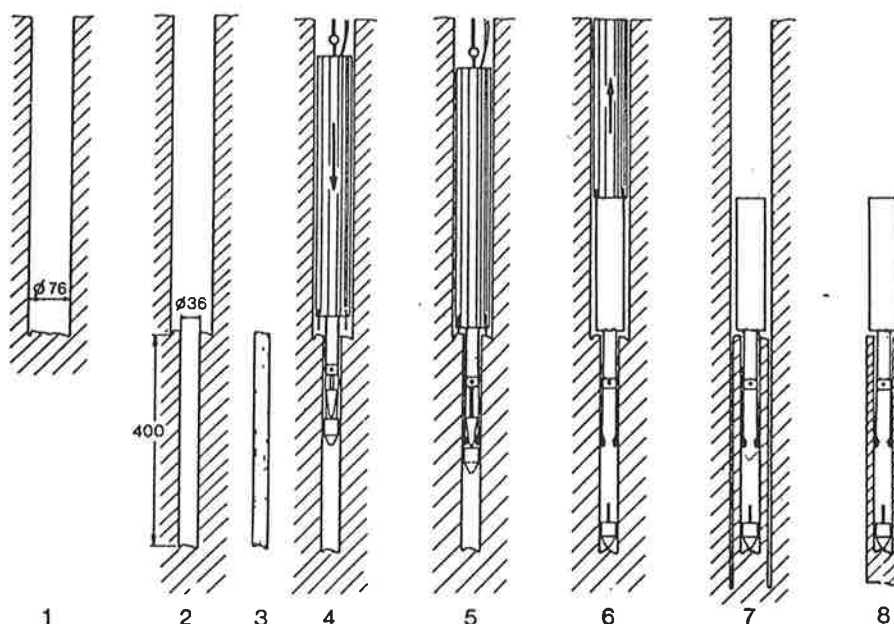
Dagens version av Vattenfalls utvecklade bergspänningssond har tidigare beskrivits t ex på Bergmekanikdagen 1989 (Hallbjörn et al 1989).

Mätcellen består av tre trådtöjningsrosetter med vardera tre givare, monterad på plastläppar. Givarvärden registreras av en datorenhet, som sitter högre upp på sonden. Sondens orientering i borrhålet registreras med kompass. Efter mätning dumpas data från loggen till en PC för databearbetning och rapportering. Utrustningens format framgår av figur 1.

Borring för och montering av sonden samt mätning framgår av figur 2. Givarna limmas med ett akryllim vid bergtemperaturer upp till cirka 10 grader. Vid högre bergtemperaturer används ett epoxilim. Typiska härdtider för limning är två timmar för akryl och 8 – 12 timmar för epoxi. Den överborrade kärnan mäts med avseende på E-modul och tvärkontraktionstal i en biaxial cell. Dessa parametrar används vid utvärdering av spänningarna.



Figur 1. Bergspänningsmätutrustning: borrhålssond och dator.



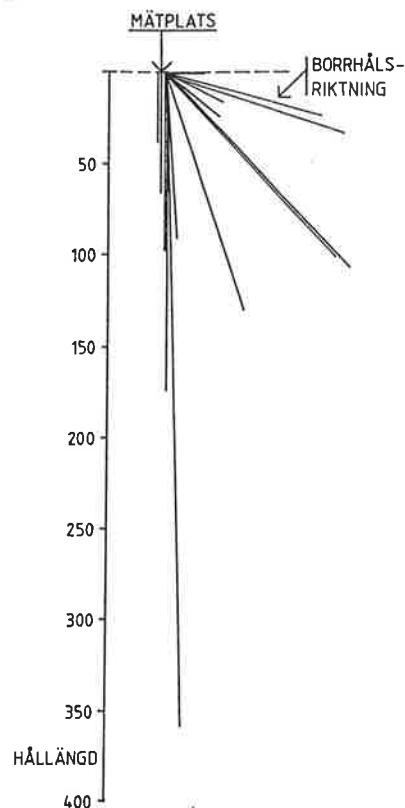
Figur 2. Borrning för och mätning med sonden.

Utrustningen är fältmässigt transporterad i sex kollin med en sammanlagd fraktvikt av 300 kg. Vid mätning i gradade borrhål tillkommer stänger för att trycka in sonden.

STATISTIK ÖVER UTFÖRDA BERGSPÄNNINGSMÄTNINGAR

Hittills har 50 mätuppdrag utförts och omfattar mer än 600 mätpunkter, varav 14 uppdrag och cirka 110 mätpunkter med den datoriserade sonden. Av mätinsatserna har cirka 1/3 utförts i minst 100 m djupa borrhål och den hittills djupaste mätningen utfördes på 502 meters djup. De djupaste mätningarna har utförts i vertikala borrhål, som också kan sägas vara den enda möjliga hålorienteringen för rationell hantering av sonden i djupa borrhål. Förutom ett antal mätningar i flacka borrhål utförda från tunnlar har även mätningar utförts i längre flacka hål. Se figur 3 för variationer i lutning och längd av hål, som mätts med den datoriserade sonden.

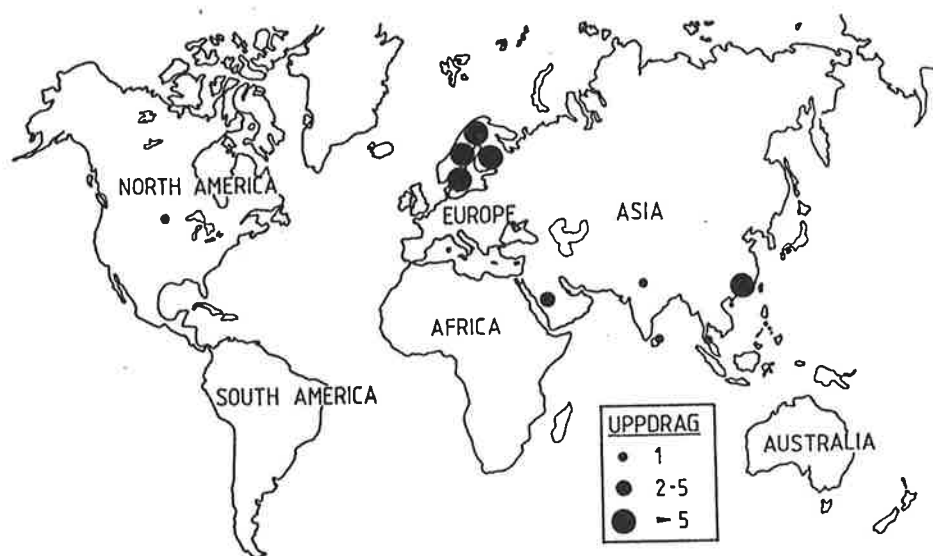
Stora variationer i bergtemperatur förekommer i olika delar av världen. Kunskap om limningsteknik är därför i samband med utlandsuppdrag fundamental för att lyckas med mätningarna. Hittills har mätningar utförts inom temperaturintervallet $+5^{\circ}\text{C}$ till $+45^{\circ}\text{C}$.



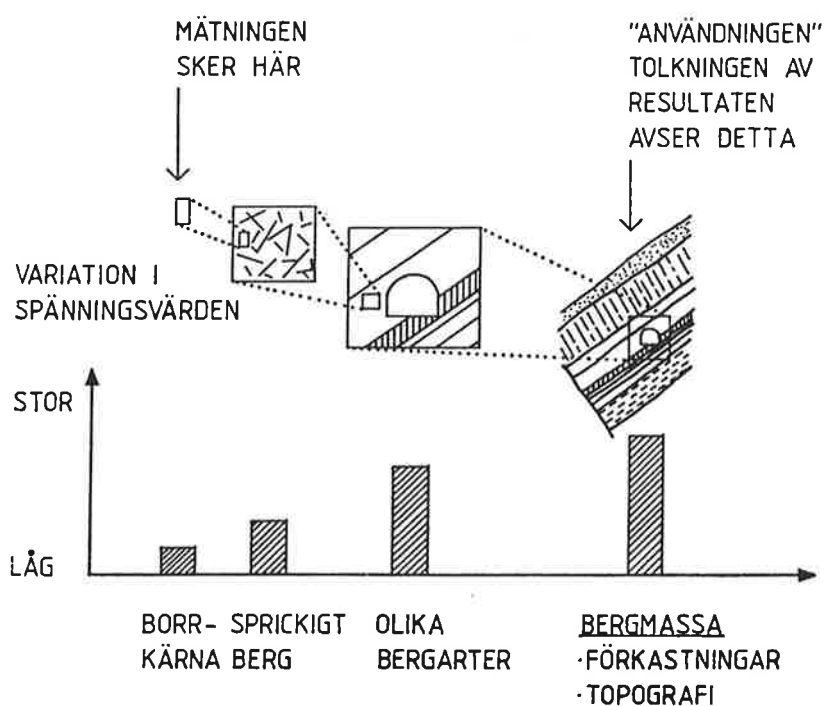
Figur 3. Lutning och längd av bergspänningsmätthål mätta med datasonden.

NÅGRA ERFARENHETER FRÅN BERGSPÄNNINGSMÄTNINGAR

Den stora databas som finns från bergspänningsmätningar med Vattenfalls unika utrustning omfattar många skilda geologiska och tektoniska miljöer (figur 4). Mätningarna har utförts i såväl gammal som ung kristallin berggrund samt i sedimentärt berg. Variationen i bergmassans sprickighet har varierat från extremt sprickfattigt till mätningar i större regionala krosszoner. Generellt sett kan mätresultaten uttryckas som beroende av den geologiska bilden på den aktuella byggnadsplatsen (figur 5).



Figur 4. Läget av olika mätprojekt.



Figur 5. Variation i spänningsbild beroende av varierande geologi.

I huvudsak kan fyra olika tolkningskriterier urskiljas:

- * Bergarten och bergmassan är mycket homogen – liten spridning i mätresultat mellan de olika mätpunkterna.
- * Bergarten är mycket uppsprucken och stor variation mellan de enskilda mätningarna kan ofta påvisas även över ganska korta avstånd i borrhålen.

- * Olika bergarter, med sinsemellan olika elastiska egenskaper, förekommer i bergmassan. Spänningsvärdena varierar mycket från bergart till bergart.
- * Bergmassan genomkorsas av förkastningar och/eller mycket ojämnt fördelad sprickighet. Större strukturer styr också upp spänningsvärdena lokalt.

Mätningar har gjorts i många lägen för att bestämma tektonikens inverkan på spänningsfältet inom ett byggplatsområde. Resultaten har alltid varit sannolika, men måste ibland sättas in i sitt läge relativt tektoniska förhållanden för att bli rätt uttolkade. Oftast är nämligen in situ spänningen påverkad i magnitud och orientering av närliggande svaghetszoner. Ett tydligt exempel på detta är från södra Kina, som beskrivs nedan, där bergspänningsmätningar utförts i några närliggande tektoniska block. Liknande trender för tektoniska strukturers inverkan på bergspänningar har också uppmätts i Forsmark (Carlsson och Christiansson 1986).

För själva genomförandet av mätningen krävs, att borrentreprenören har bra utrustning och erfaren borrarpersonal. Normalt har inte detta varit något problem, men i samband med något enstaka uppdrag har detta vållat stora bekymmer.

Den låga utrustningsvikten har visat sig vara mycket betydelsefull i samband med transport upp till mätplatser i extrema terrängförhållanden. All utrustning kan utan större svårigheter bäras för hand.

Mätningar med den nya datoriserade sonden har utförts, förutom i Skandinavien, i Saudi Arabien, Indien, Kina, Hong Kong och i Malaysia. Någon utförligare beskrivning kan för närvarande inte göras på grund av restriktioner kring vissa av anläggningarna. Mätningarna har utförts med bra resultat med avseende på mätningarna som sådana. Däremot har oftast tolkningarna ej varit helt enkla.

Guangzhou pumpkraftverk, Kina

Ett pumpkraftverk är under byggnad cirka 100 km norr om Guangzhou (Kanton) i södra Kina. Kraftverket består bl a av en maskinsal 146x22x45 meter samt transformersal och mer än nio kilometer tunnlar.

Kraftverket ligger helt i granit från Juraperioden och är ur bergteknisk synpunkt att betrakta som mycket kompetent. De problem som uppstått under utsprängningen av anläggningen är främst orsakade av leromvandling och vittring längs hydrotermala kvartsgångar. Maskinsalen är projekterad i ett block där bergmassan håller en mycket hög kvalitet (tabell 1).

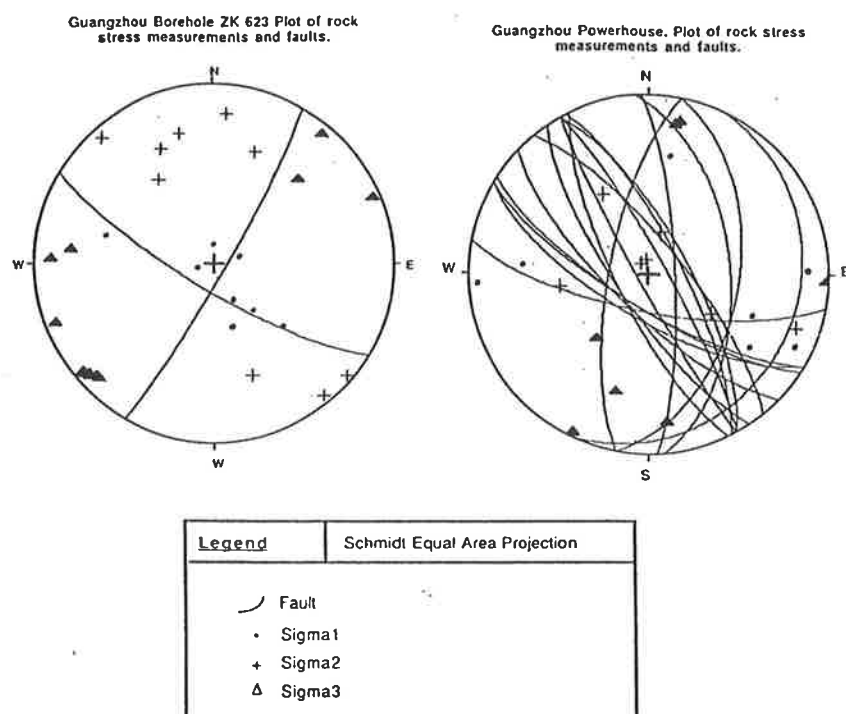
Tabell 1. Bergmassans kvalitet i maskinstationsområdet, Guangzhou pumpkraftverk, Kina.

Parameter	Value	Rating
Rock strength	90 MPa	7
RQD	90 %	20
Joint Spacing	1–3 m	25
Joint condition	1 mm	20
Inflow	Nil	10
TOTALS		82
Joint orientations favourable		–2
ROCK MASS RATING		80
ROCK MASS QUALITY		Good–very good

Bergspänningsmätningar utfördes i två borrhål med vår utrustning och personal. Bergspänningsmätningar genomfördes även av en kinesisk mätgrupp. Borrhål ZK-623 är ansatt ungefär 100 meter sydost om maskinsalen och borrhålet frånges från markytan ned till ett djup av cirka 350 m. Bergspänningsmätningar utfördes på nio olika nivåer. Det andra borrhålet BH-8 är ett brant lutande 100 m långt hål, som borrhålet frånges från en byggtunnel strax ovanför maskinsalen. Totalt utfördes sju mätningar på tre olika nivåer i det senare borrhålet.

I bägge borrhålen uppmättes storleken av högsta huvudspänningen till cirka 12 MPa och är subhorisontell med en riktning av E–W till WNW–ESE. Den lägsta huvudspänningen är också subhorisontell och har en storlek, som ungefär motsvarar halva högsta huvudspänningen. Den vertikala huvudspänningen uppgår till cirka 8 MPa, vilket är i paritet med den teoretiska vertikalspänningen på cirka 9 MPa.

Figur 6 är en stereografisk projektion av uppmätta huvudspänningar. De uppmätta spänningarna på varje nivå har en tydlig spridning avseende såväl riktning som storlek. Variationen i riktning och storlek sammanhänger med inverkan av större diskontinuiteter i närheten av eller i direkt anslutning till mätpunkterna.



Figur 6. Stereografisk projektion av mätta huvudspänningar och större förkastningar.

Spänningsrelaterade problem förekom inte under utsprängningen av maskinsalen eller transformatorsalen. Orienteringen av bergrummen i förhållande till huvudspänningarnas riktning och spänningarnas storlek i förhållande till berghållfastheten var härvid en avgörande faktor. Den högsta uppmätta upptriktade deformationen av taket uppgick till 5 mm och den högsta uppmätta deformationen av väggarna är 9 mm.

Hong Kong

Hong Kong har en relativt lång erfarenhet av traditionellt tunnelbyggande i berg för främst transportändamål. Bergrumsbyggande för olika installationer, lagring etc är dock ett relativt nytt begrepp i Hong Kong.

Det finns emellertid exempel på större bergrum, bl a tunnelbanestationen Taikoo, som har en längd av 250 m, höjd 16 m och en spännvidd av 24 m. Under 90-talet planeras ett flertal större undermarksprojekt innefattande större bergrum. I en studie (SPUN, A Study of the Potential Use of Underground Space 1989), som leddes av Geotechnical Control Office, kunde man i utredningen konstatera, att undermarken är ett realistiskt och fullt genomförbart alternativ till konventionell planering ovan mark. Utredningen fann att undermarksförläggning erbjuder klara och viktiga fördelar ur miljösynpunkt.

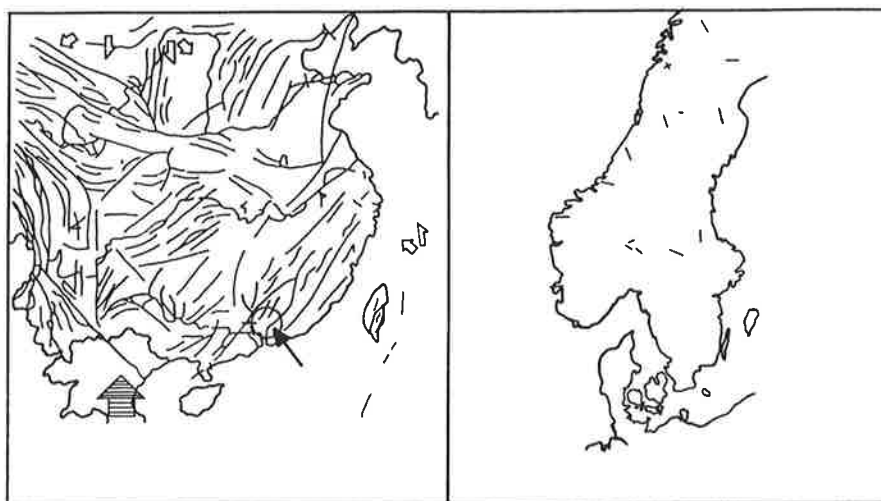
Inom i stort sett hela Hong Kong-området erbjuder de geologiska förhållandena utmärkta möjligheter för bergrumsbyggande särskilt i de intrusiva bergarterna av vilka framför allt granit dominerar. Trots att de vulkaniska bergarterna uppvisar mer varierande egenskaper än graniterna, har de flera likartade karakteristika med graniterna såsom ålder och omvandlingsgrad.

I Hong Kong är det framför allt graden och djupet av vittring samt bergmassans sprickkarakteristika och svaghetszoner och förkastningar, som styr placeringen av ett bergrum. Djupvittring längs diskreta sprickzoner eller förkastningar kan ofta förekomma, vilket givetvis i hög grad kan påverka stabilitetsförhållandena. Subhorisontella sprickor (sheeting joints) som följer topografin finns på ett flertal platser i Hong Kong, vilka främst kan påverka takstabiliteten. Subhorisontella sprickor som inte följer markytans topografi (cooling joints) har också påträffats i granitområden i Hong Kong. Dessa sprickor påträffas också på stora djup till skillnad från de förstnämnda, vilka uteslutande förekommer relativt ytnära.

Hong Kong kännetecknas av extrema topografiska skillnader (cirka 500 m). Inom ett område av cirka 250 kvadratkilometer bor cirka sex miljoner människor. Enbart en fjärdedel av Hong Kongs yta är möjlig att bebygga och då inkluderar detta även mycket branta områden som orsakat många och svåra släntstabilitetsproblem genom åren. Problemen med släntstabilitet sammanhänger oftast med ytvittringen av graniterna i kombination med nederbörd.

Under 1990 genomfördes bergspänningsmätningar inom tre olika lägen på själva ön Hong Kong. Mätningarna ingick som en del av förundersökningar för planerade undermarksanläggningar. Mätningarna utfördes såväl i kompetent granit som i vulkaniska tuffer och sandstenar med relativ hög sprickfrekvens. Totalt utfördes 11 mätningar i sex borrhål med ett största mätdjup av cirka 145 m.

De horisontella spänningarna var låga, cirka 0.5 till 6 MPa. De lägsta horisontalspänningarna är troligtvis topografiskt påverkade. Spänningsriktningarna uppvisar stor variation inom Hong Kong ön. Detta bedöms i huvudsak bero på, dels veckstrukturer och dels den lokala topografin för den enskilda mätplatsen. De horisontella spänningarna är dock generellt högre än de vertikala. Detta har också tidigare påvisats som vanligt förekommande i den sydkinesiska plattan, och är troligen att hänföra till tektonisk inverkan (jämför spänningsfält i Sverige, figur 7).



Figur 7. Spänningar i SO-Kina och strukturella element (veckaxlar och spänningsriktningar) enligt Chen 1989 samt uppmätta spänningar i Norge och Sverige enligt Klein och Barr, 1986.

SLUTSATSER

Spänningsvärdena och sättet att mäta spänningar tror vi oss ha god kontroll på. Svårigheter att tolka de uppmätta bergspänningsvärdena kan givetvis alltid förekomma beroende på områdets geologiska och tektoniska historia, lokala strukturer etc. Dessutom kan en tidig förväntningsmodell, som uppställts för den aktuella anläggningen innan bergspänningsmätningarna utförts, medföra svåröverbärliga låsningar inom en projektgrupp. Det är därför vid tolkningen och utvärderingen väsentligt, att utnyttja bästa tänkbara sakkunskap och erfarenhet och inte minst ett ingenjörsmässigt praktiskt tänkande.

Införandet av den datoriserade borrhållssonden har medfört möjligheter att mäta under själva överborrningen. Detta har i ett flertal fall räddat mätningarna, då kärnan kan brytas sönder under upptag från stora djup och då speciellt om läkta sprickor har funnits runt mätpunkten.

Vad som är viktigt att påpeka vid användandet av bergspänningsresultat är det faktum, att det givetvis inte är enbart bergspänningarnas riktning och bergspänningsnivåer, som är styrande vid utformningen av ett bergrum eller en tunnel. Vid större byggnadsobjekt där geologiska förutsättningar är avgörande för lönsamhet och vid stora projekt med stor komplexitet och stora krav på tekniskt underlag för byggnadsprocessen är dock kunskapen om bergspänningsnivåer och riktning värdefull, och ibland helt nödvändig i designprocessen.

SUMMARY

A number of rock stress measurements has been carried out by the Swedish State Power Board (since 1988 the Vattenfall HydroPower AB) during the past 25 years. In total more than 50 assignments have been performed in Scandinavia and overseas involving more than 600 measuring points. The method has successfully been used in water-filled boreholes down to a depth of 500 metres. The measurements have been made in a great variety of geological material and geological and tectonic history. The method has been used in very competent rock masses with few fractures and in heavily fractured regional faults. The temperature interval within the rock mass has varied between +5° C to +45°C.

The technique used today for measuring the in situ rock stresses has been developed by the Swedish State Power Board and incorporates experience from about 25 years of rock stress measurements and equipment development. The method uses a computerized triaxial downhole probe (**Borre**) which allows continuous measurements of the strain and temperature before, during and after the overcoring process. Prior to the measurements the computer of the probe is connected to an external PC and receives instructions about time for the start of the measurements and the measurement intervals. The strain and the temperature values are stored in the logger unit. No connection with ground surface is needed and overcoring is carried out with the probe left at the bottom of the borehole. The probe is during lowering connected to an adapter which contains a compass to give the orientation of the probe.

The total weight of the stress measurement equipment is 300 kg and is packed for active service in six separate boxes which facilitate the handling of the equipment and transportation. This is especially important in connection with assignments overseas and in areas with rugged topography. All the equipment has occasionally been carried by hand to the site due to lack of access roads.

During the last three years the computerized triaxial downhole probe has been used for measurements (except in Scandinavia) in Saudi Arabia, India, China, Hong Kong and in Malaysia involving 14 assignments and about 110 measurements.

REFERENSER

Carlsson, A. & Christiansson, R., 1986: Rock Stresses and Geological Structures in the Forsmark Area. Proceedings of the International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurements, Stockholm.

Chen, G., 1989: Tectonics of China 1-258. Pergamon Press, Oxford.

Hallbjörn, L., 1986: Rock Stress Measurements performed by the Swedish State Power Board. Proceedings of the International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurements, Stockholm.

Hallbjörn, L., Ingevald, K., Martna, J. & Strindell, L., 1989: A New Automatic Probe for the Measurement of Triaxial Rock Stresses in Deep Bore-holes. BeFo, Bergmekanikdag 1989, Stockholm.

Hiltscher, R., Martna, J. & Strindell, L., 1979: The Measurement of Triaxial Rock Stresses in Deep Boreholes. Proceedings of the 4th International Congress on Rock Mechanics. Montreux.

Hong Kong Government, 1989: A Study of the Potential Use of Underground Space, SPUN. Hong Kong Government, December 1989, Hong Kong.

Klein, R.J. & Barr, M.V., 1986: Regional State of Stress in western Europe. Proceedings of the International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurements, Stockholm.

Leeman, E.R., 1964: Rock Stress Measurements using the trepanning stress-relieving technique. Mine Quarry Engng., 22.

Scherman, K-A., Hiltscher, R. & Martna, J., 1980: Erfarenheter från femton års bergspänningsmätningar vid Vattenfall. BeFo, Bergmekanikdag 1980, Stockholm.

FÖRUNDESRÖKNINGAR FÖR JÄRNVÄGSTUNNEL GENOM HALLANDSÅSEN

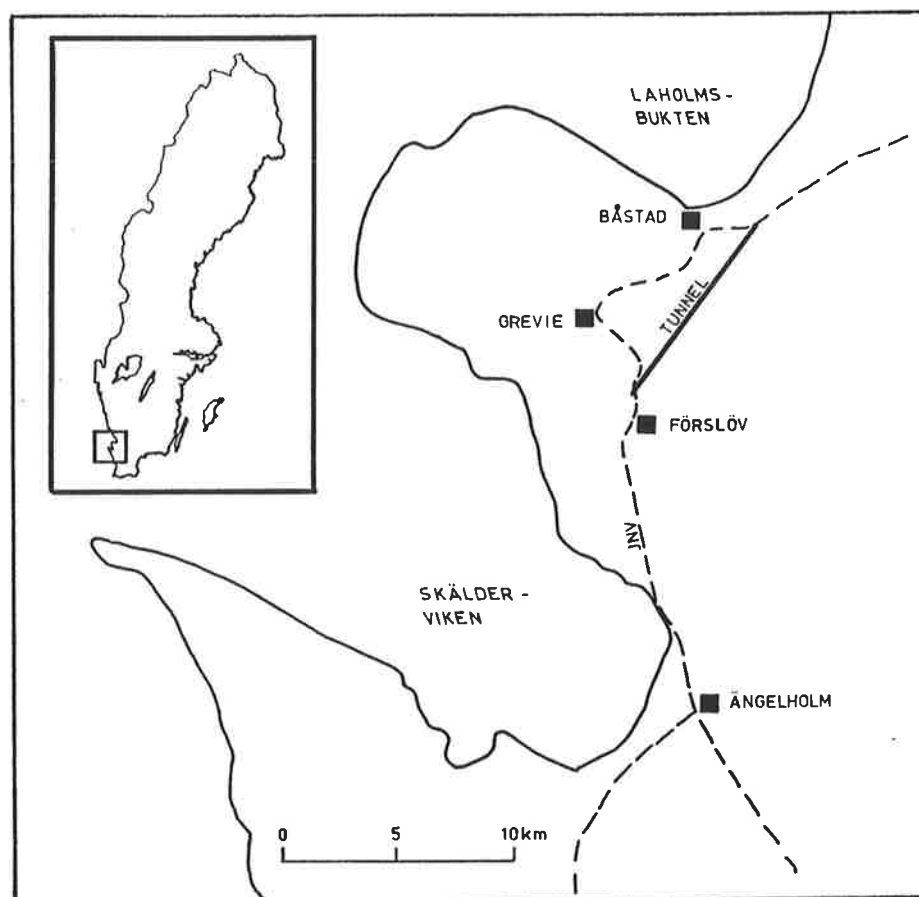
EN METODSTUDIE

Preinvestigations for a railway tunnel through the Hallandsåsen Ridge, Southern Sweden

Fil Dr Olof Andersson, VBB VIAK, Malmö
Civ.ing Hans Jeppsson, VBB VIAK, Malmö
Docent Kennert Röshoff, BEMEK, Vällingby

BAKGRUND

För att möta de krav som kommer att ställas på det svenska järnvägsnätet i och med införandet av snabbtåg planerar Banverket idag för en upprustning av Västkustbanan. Detta projekt omfattar bl a en ca 8.6 km lång järnvägstunnel genom Hallandsåsen, mellan Förslöv och Båstad, se figur 1.



Figur 1. Planerad sträckning för tunnel genom Hallandsåsen, översiktskarta

Figure 1. Location of planned tunnel through the Hallandsåsen Ridge

Hallandsåsen utgör, trots sitt namn, en urbergshorst vilken reser sig som högst ca 200 m över omgivande sedimentära berggrund på gränsen mellan Skåne och Halland. Tidigare erfarenheter, bl a från byggandet av Bolmentunneln, har visat att urberget i horsten kan vara kraftigt uppsprucket och vittrat. Det har därför funnits anledning att antaga att bergbyggnadsarbeten i Hallandsåsen kan medföra både omfattande och varierande typer av problem.

Hösten 1989 fick VIAK AB (numera VBB VIAK) i uppdrag av Banverket, Södra Regionen, Malmö att utreda förutsättningarna för en järnvägstunnel genom Hallandsåsen. Inom ramarna för uppdraget ingick en bergteknisk utredning.

Målsättningen med den bergtekniska utredningen var att beskriva de bergtekniska förutsättningarna så djupgående

att slutlig tunnelsträckning och alternativa tunnelutformningar kunde fastläggas

att tillräckligt underlag för erforderliga beräkningar och omfattning av förstärkningsarbeten kunde erhållas

att erforderligt tekniskt underlag för ansökningar om tillstånd kunde erhållas.

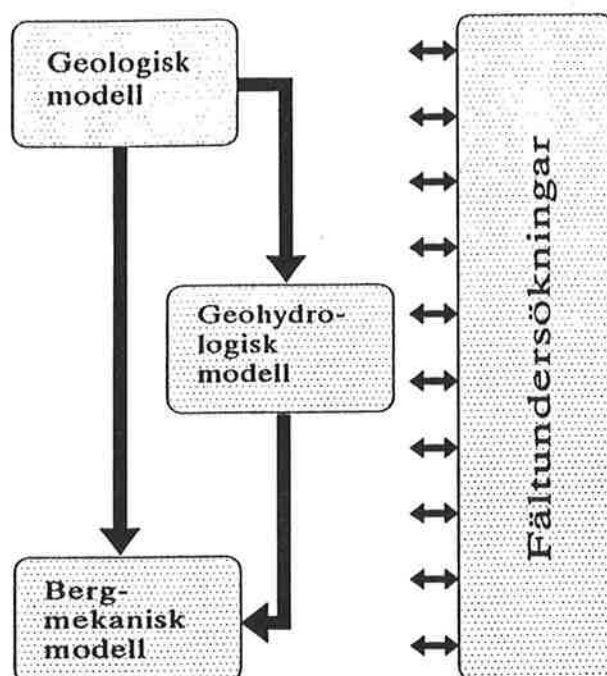
MODELLARBETE

Utredningsarbetet genomfördes till stor del som ett modellarbete i flera steg. I ett första steg arbetades en geologisk och en geohydrologisk modell fram. Med dessa som grund togs därefter fram en bergmekanisk modell.

För ett få indata till modellerna genomfördes ett fältundersökningsprogram vilket omfattade

- Berggrundsgeologiska och tektoniska undersökningar
- Geofysiska undersökningar
- Hammarborrningar
- Geohydrologiska undersökningar
- Kärnborrningar
- Bergmekaniska undersökningar

Arbetsgången vid modellarbetet kan sammanfattas enligt figur 2.



Figur 2. Arbetsgång vid modellarbete, principfigur

Figure 2. Principles of model work (*Bergmekanisk* = rock mechanical, *Fältundersökningar* = Field data sampling)

Modellarbetet utfördes hela tiden interaktivt med fältundersökningarna så att modellen kunde revideras efter hand som nya undersökningsresultat blev tillgängliga.

Med detta arbetssätt kunde också hela tiden fältundersökningarna planeras utifrån en aktuell modell med maximalt utbyte och effektivitet som följd.

GEOLOGISK MODELL

Syftet med den geologiska modellen var att få en uppfattning om berggrundens uppbyggnad vad gäller bergarter, plastiska deformationer och tektoniska svaghetszoner.

Berggrundsgeologiska och tektoniska undersökningar

Arbetet med den geologiska modellen inleddes med berggrundsgeologiska och tektoniska undersökningar. Dessa omfattade två huvudmoment: detaljundersökningar i fält och översiktliga undersökningar med hjälp av speciellt framtagna kartor.

Detaljundersökningarna omfattade huvudsakligen sprickkartering på hållar, men även en viss berggrundskartering utfördes som komplement till SGU:s berggrundskarta över området.

Efter statistisk bearbetning av sprickdata kunde ett antal sprickdiagram tas fram vilka visade hur de dominerande sprickriktningarna varierade inom olika områden.

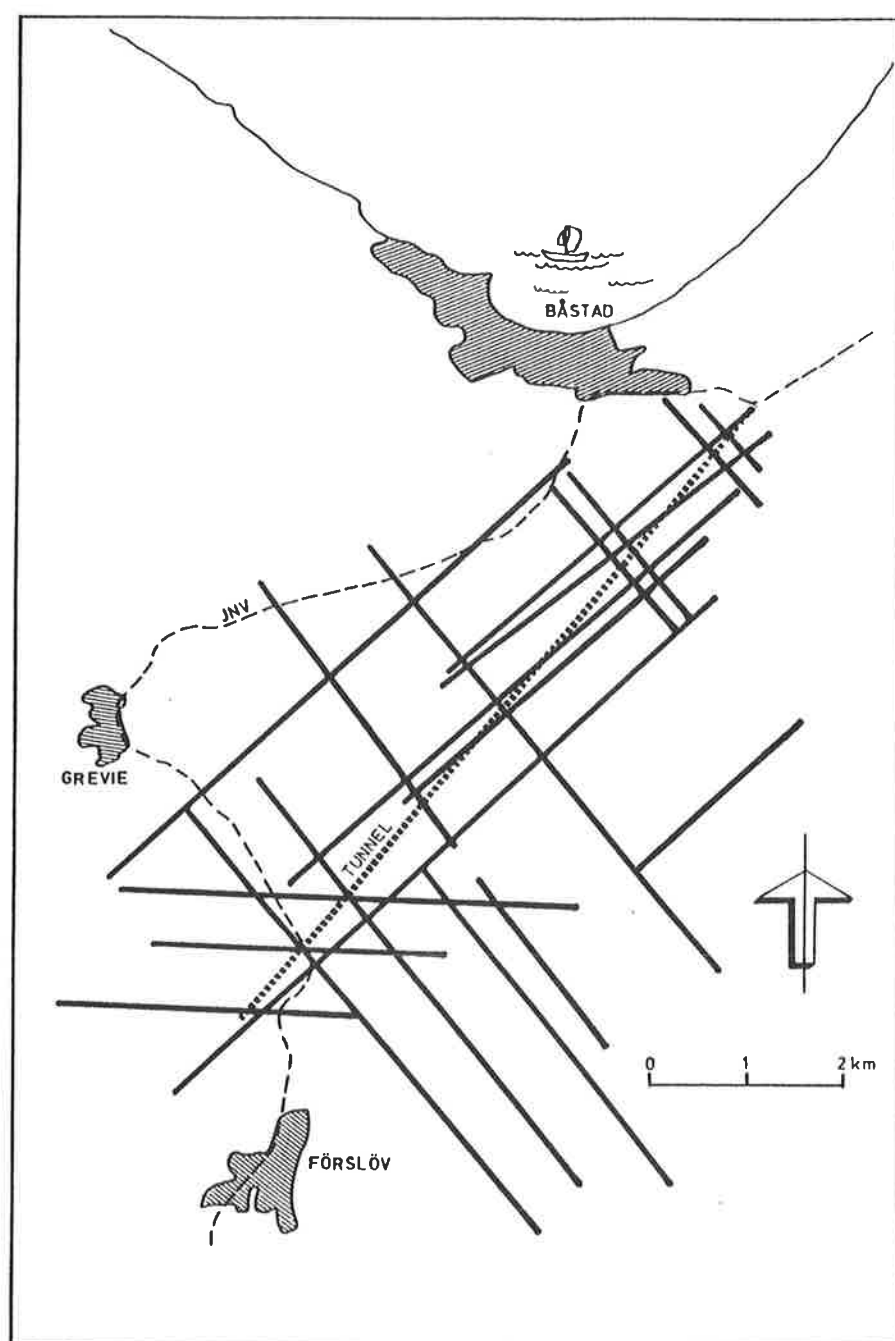
De översiktliga undersökningarna omfattade tektonisk och strukturegeologisk tolkning utifrån ett speciellt framtaget kartmaterial i skala 1:20.000, vilket bestod av en topografisk karta och en karta visande magnetisk totalintensitet.

Den topografiska kartan framställdes genom bearbetning av LMV:s höjddatabas. Genom färgsättning av olika höjdintervall framträder områdets tektoniska huvuddrag tydligt.

Den magnetiska kartan framställdes genom bearbetning av data från SGU:s flygmätningar.

På den magnetiska kartan framträder magnetiska bergarter och strukturer. Med hjälp av kartan kunde förekomsten av diabasgångar översiktligt karteras och berggrundens veckstrukturer studeras.

Resultatet av de berggrundsgeologiska och tektoniska undersökningarna sammanställdes till en geologisk startmodell vilken visar berggrundens uppbyggnad i stort. I figur 3 visas de tektoniska lineament som ingår i modellen.



Figur 3. Geologisk startmodell, tektoniska lineament

Figure 3. Geological start model, tectonic lineaments

Geofysiska undersökningar

De geofysiska undersökningarna planerades med utgångspunkt från den geologiska startmodellen.

Syftet med undersökningarna var att mera i detalj kartera svaghetszoner,

diabasgångar, vittringszoner med mera och försöka bedöma deras kvalitativa egenskaper som t ex bredd, stupning och sprickintensitet.

De metoder som användes var VLF, geoelektrik (resistivitetmätning), magnetometermätning, refraktionsseismik och slingram. Magnetometermätningarna samt delar av geoelektriken och refraktionsseismiken hade utförts i en tidigare förundersökning sommaren 1989 och erhöles som uppritade fältdata.

Valet av geofysiska metoder styrdes av målsättningen att undersökningarna skulle ge maximalt utbyte och så mycket information som möjligt om förhållandena i berggrunden. Undersökningarna omfattade därför både snabba och billiga översiktliga metoder vilka användes över större områden och mer tidskrävande och dyrare metoder, med högre detaljupplösning, vilka användes inom begränsade områden.

VLF är en kostnadseffektiv geofysisk metod vilken användes i stor omfattning för att detektera och kartera svaghetszoner. Den totala längden av mätprofilerna uppgick till nära 20 km. Totalt kunde ca 140 svaghetszoner detekteras och karteras.

Geoelektrisk profilering utfördes längs tunnellen. Syftet var att ge ytterligare information om detekterade zoner, främst vad gäller bredd, sprickintensitet och vittring.

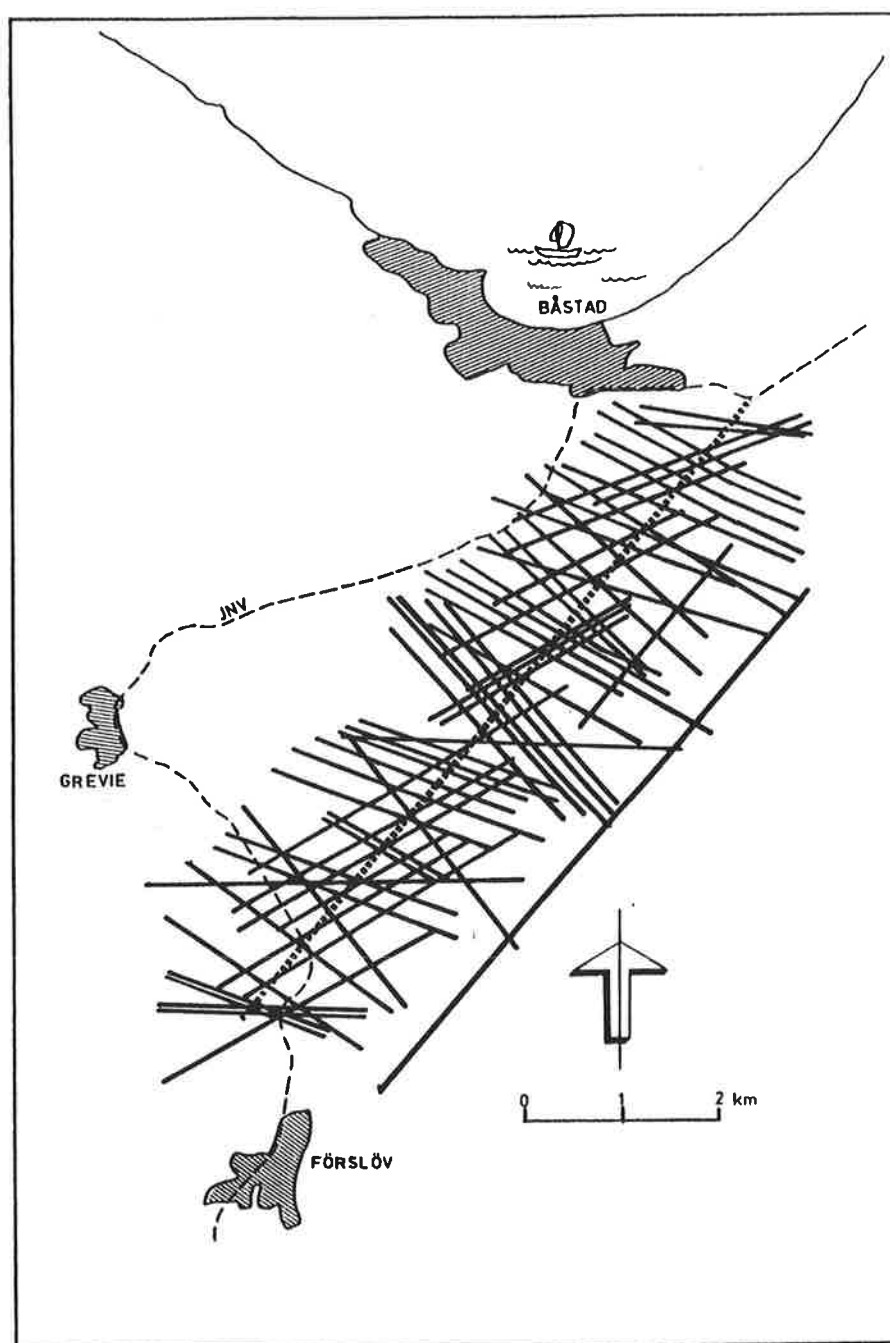
Geoelektriska sonderingar utfördes vid ett antal utvalda punkter längs tunnellen. Syftet var att erhålla information om sprickighetens variation med djupet. Sonderingarna visade på en allmän tendens med avtagande sprickighet med ökande djup mellan sprickzoner.

Magnetometermätningar utfördes längs hela tunnellen. Syftet var att i detalj lokalisera magnetiska bergarter, främst diabaser. Totalt kunde ca 20 diabasgångar lokaliseras.

Refraktionsseismik utfördes längs hela tunnellen och längs några tvärprofiler. Syftet var dels att försöka bedöma berggrundsytans läge, dels genom tolkning av uppmätt gånghastighet i berget försöka bedöma sprickigheten.

Slingramsmätningar utfördes längs några profiler över detekterade zoner med syfte att bedöma deras stupning.

Efter tolkning och utvärdering av geofysikresultaten kunde en mer förfinad och tillförlitlig modell presenteras, speciellt vad gällde de tektoniska svaghetszonerna, se figur 4.



Figur 4. Geologisk modell visande tektoniska lineament framtagna från geologiska, tektoniska och geofysiska undersökningar

Figure 4. Geological model, showing tectonic lineaments, constructed from geological, tectonic and geophysical investigations

Hammarborrningar

Syftet med hammarborrningsprogrammet var **dels** att undersöka strukturer som kommit fram i de tektoniska och geofysiska undersökningarna och därmed kunna verifiera och justera den aktuella modellen, **dels** att placera hålen så att flertalet av dessa kunde utgöra förborrning till kärnborrning.

Hammarborrningsprogrammet omfattade undersökningar i 25 punkter längs tunnelsträckningen. Utsättning av borringarna gjordes utifrån geofysikresultaten och den aktuella geologiska modellen. Samtliga borrhål lutades mellan 15 och 30 grader från vertikalplanet.

Under borrningsarbetet utfördes kontinuerlig kaxprovtagning samt mätning av borrhålsvattning och vattenflöden. Med hjälp av dessa data erhöles underlag att bedöma vissa för den geologiska modellen väsentliga parametrar som jorddjup, bergartsfördelning, sprickighet, hårdhet och relativ vattenföring.

GEOHYDROLOGISK MODELL

Det geohydrologiska modellarbetet utfördes med två huvudsyften, **dels** att klarlägga förväntade vatteninläckage och trycknivåer i berggrundsmagasinet på tunnelnivån, **dels** att klarlägga effekterna i närheten av markytan av en framtida tunnels dränerande inverkan.

Provpumpningar

För att undersöka berggrundens hydrauliska egenskaper genomfördes ett provpumpningsprogram omfattande längre provpumpningar i två borrhål och kortvariga kapacitetstester i de övriga borrhål där detta var möjligt, totalt sex stycken.

Resultatet av provpumpningarna och kapacitetstesterna gav underlag att bedöma förekomsten av större vattenförande zoner, hydrauliska anisotropier knutna till sprickriktningarna samt en områdesvis bedömning av berggrundens vattenförande förmåga.

Matematisk modellanalys

För att studera läckvattenmängdernas storlek till tunneln samt påverkan på de marknära grundvattenförhållandena genomfördes matematisk modellanalys med analytiska och numeriska modeller.

Den numeriska modelleringen utfördes med finit-element teknik varvid resultatet från provpumpningarna användes för att kalibrera modellen.

SAMMANSTÄLLNING AV FÖRHÅLLANDENA PÅ TUNNELNIVÅN

Som en förberedelse för det bergmekaniska modellarbetet gjordes en

sammanfattning av de tredimensionella geologiska och geohydrologiska modellerna i form av en sammanställning av förhållandena på tunnelnivån. Denna endimensionella modell visade sprickzoners läge, bredd och typ, bedömning av vattenflöde, bedömning av vittringszoner, diabasgångars läge och bredd samt berggrundsytans bedömda läge.

BERGMEKANISK MODELL

I förundersökningen har bergmekaniska analyser utförts vilka haft som målsättning att

- Bedöma storleken av de primära bergspänningarna
- Bedöma bergkvaliteten längs tunnelsträckningen
- Analysera olika tunnelgeometrier
- Identifiera bergmekaniska och bergtekniska problem

Den bergmekaniska modellen bygger på de geologiska och geohydrologiska förundersökningsresultaten samt speciellt utförda bergmekaniska undersökningar omfattande

- Resultat från sprickkartering på hållar
- Resultat från kärnborrning och kärnkartering
- Bergmekanisk klassificering
- Parameterbestämningar från kärnprover

I denna rapport presenteras endast bedömningen av bergspänningarna samt bergkvaliteten.

Bergspänningar

Någon uppmätning av bergspänningarna på Hallandsåsen har inte utförts inom ramarna för denna undersökning. Bergspänningarnas storlek har därför uppskattats med hänsyn till tidigare gjorda uppmätningar i omgivningen bl a från Stidsvig, beläget ca 15 km söder om Hallandsåsen, samt med hänsyn till den geologisk-tektioniska situation som råder på Hallandsåsen.

De primära bergspänningarna följer ekvationen

$$S_h = K S_v$$

där

$$\begin{aligned} S_h &= \text{Horisontella bergspänningen} \\ S_v &= \text{Vertikala bergspänningen motsvarande bergmassans} \\ &\quad \text{egentyngd} \end{aligned}$$

K-värdet varierar normalt mellan 0,5 och 3,0. I Stidsvig är det bestämt till 2 på 100 m djup. (Ångman 1984, "Bergspänningsmätningar med hydraulisk spräckning i Stidsvig, Skåne". 1984:035E. Högskolan i Luleå).

Kärnborrningar

Kärnborrprogrammet omfattade 13 borrhål förlagda längs tunnellen. Kärnborrningarna koordinerades med hammarborrningsprogrammet genom att hammarborrhålen utgjorde förborrning till 12 av kärnborrhålen. Ett av borrhålen utgjorde ett 250 m långt horisontalhål borrarat i norra påslaget. Övriga borrhål är lutade mellan 15 och 30 grader från vertikalplanet.

Kärnborrhålen är placerade såväl i anslutning till indikerade svaghetszoner som i relativt bra berg för att erhålla en representativ kärnprovtagning.

Kärnorna är karterade enligt ISRM:s rekommendationer. Alla kärnor är bergklassificerade med Q-indexsystemet. Resultatet från borrhål KB 9 presenteras i figur 5.

Bergmassans egenskaper

En sammanfattning av resultatet av hållkarteringen och kärnborrningen ger en bild av de berggrundsgeologiska förutsättningarna.

Dominerande bergart i tunnelnivå är gnejs. Amfibolit/diabas förekommer med varierande inslag från några dm tjocklek till flera meter i form av gångar eller smala skikt. De ligger ofta parallellt med gnejsens foliation.

Vittring och kemisk omvandling förekommer lokalt och är i de flesta fall knutna till någon spricka. Lokalt är bergmassan starkt genomvittrad med bl a lerbildning.

Uppsprickningsgraden varierar starkt. RQD-värdet är ett mått på detta. Värdet kan växla snabbt mellan 0 och 100.

Genom hållkarteringen har ett antal sprickgrupper urskiljts. På grundval av sprickornas orientering har tunnelsträckningen indelats i tre sprickområden; Södra, Mellersta och Norra området. Dessa motsvarar ungefärliga tunnelavsnitten 0-3000 m, 3000-6000 m och 6000-8600 m räknat från södra påslaget.

Varje delområde innehåller i huvudsak 5 dominerande sprickriktningar. Dessa är listade i tabell 1.

Tabell 1 Huvudsprickriktningar inom Norra, Mellersta och Södra området. Uppmätning från hållkartering, strykning/stupning

Södra området	Mellersta området	Norra området
N55W/70E EW/45-70N NS/90 N15W/90 N30E/70-80E N50E/90	NS/90 N60W/90-70N EW/90 N30E/90-70N N15W/70W-70E N45E/90 N30E/20NW	N70W/90 N35/90 N50W/90-70N N25E/90-70N N50E/90-70N N85E/90-70N Horisontell

Sprickornas egenskaper är bestämda i samband med besiktning av de olika hållarna och i samband med kärnkarteringen.

Generellt kan sägas att sprickorna normalt har en ytråhet som ligger lägre än ett JRC-värde av 5, dvs relativt plana sprickor med liten ytråhet. Ytråheten minskar ytterligare när mineralfyllnad finns på sprickytan. Kärnkarteringen har visat att dominerande mineralfyllnader är klorit, kalcit, biotit och lera.

I flera fall observeras vittring i sprickplanen. Vittringen medför att sprickan och bergmaterialet runt sprickan är omvandlad till lera eller grus.

Sprick- och krosszoner uppvisar i huvudsak samma orienteringar som observerade sprickor.

Zonernas egenskaper har kunnat studeras i de fall där kärnborrningen penetrerat en krosszon.

Kärnkarteringen har visat att zonerna i stort kan indelas i tre huvudtyper:

1. Sprickzon bestående av individuella tätt liggande sprickor;
RQD = 0
2. Krosszon bestående av ett omätbart antal riktningar och individuella sprickor; vittring och lerbildning kan förekomma
3. Mekaniskt och kemiskt omvandlad zon bestående av vittringsprodukter; grusvittrad eller helt omvandlad

Bergmekaniska bestämningar av det intakta bergets egenskaper har utförts på bergartsprover från kärnborrningen samt från block i samband med ytkarteringen.

Analysen omfattar:

- Punktlastindex med omräkning till enaxiell tryckhållfasthet
- Draghållfasthet
- Elasticitetsmodul
- Tvärkontraktionstal

Resultatet av testningen presenteras som medelvärden för de två dominerande bergarterna i tabell 2.

Tabell 2 Parameterbestämningar

Bergart	Enaxiell tryckhållfasthet (MPa)	Draghållfasthet (MPa)	E-modul (GPa)	Tvärkontraktionstal
Gnejs	147 + /-49	8.8 + /-1	56 + /-11	0.22 + /-0.08
Amfibolit	126 + /-59	7.9	55 + /-23	0.20 + /-0.04

Bergmassans kvalitet

Med underlag från den geologiska karteringen, bergklassificeringen från kärnborrningarna och de geofysiska mätresultaten har bergmassans kvalitet preliminärt bedömts längs tunnellen.

Bergklassificeringen baseras på indata företrädesvis från resistivitetsmätningar (geoelektrik) och seismik. VLF har använts för lokalisering av de olika zonernas lägen. Resistivitetsmätningarna har gett viss information avseende svaghetszonernas karaktär.

Q-index bedöms variera mellan Extremt Dåligt berg ($0.01 < Q < 0.1$) till Ganska Bra berg ($Q > 4$). Lokalt finns partier där $Q < 0.01$.

RESULTAT

Något sammanfattande resultat, som visar hur de framtagna modellerna verkligen lyckats förutsäga förhållandena på tunnelnivån, går ej att presentera idag eftersom tunneln ännu inte är byggd. Byggstart är emellertid planerad till 1992.

Den använda modelleringsmetodiken, där modellerna arbetats fram stegvis och med inlagda kontrollpunkter, gör dock att man kan förvänta sig att modellerna i stora drag beskriver verkligheten.

SUMMARY

The Swedish National Rail Administration, Banverket, is planning for an upgrading of the Swedish railway net to make it possible to use high speed trains. This project includes an 8.6 km long railway tunnel through the Hallandsåsen Ridge in Southern Sweden, see figure 1. The ridge is built up from crystalline rock known from earlier investigations to be partly very fractured and weathered.

In 1989 VIAK AB (now VBB VIAK) was entrusted with the task of performing a study of the possibilities to construct a railway tunnel through the Hallandsåsen Ridge. This study was also to include a rock mechanical study.

The study was performed as an extensive modelling. In a first step a geological and geohydrological model was completed, see figure 2. These served as a base for a rock mechanical model.

The modelling was performed interactively with an extensive field data sampling so that the actual model was continually revised. With this way of working the field data sampling could also be planned out from an actual model.

Geological and tectonic investigations were made in order to obtain a geological start model, see figure 3. After having made an extensive geophysical survey it was possible to present a more detailed tectonic model, see figure 4.

Pumptests were completed to get indata to the geohydrological model.

As a preparation for the rock mechanical model a one-dimensional model of the assumed conditions at the tunnel level was constructed from the three-dimensional geological and geohydrological models.

The rock mechanical model is based upon the geological and geohydrological surveying results and specially performed rock mechanical investigations comprising

- *Results from fracture mapping of outcrops*
- *Results from core boring and core mapping*
- *Rock mechanical classification*
- *Determination of parameters from core samples.*

A part of the rock mechanical modelling was the estimation of the rock quality expressed as Q-index. The estimated Q-index varies considerably along the tunnel, from below 0,1, indicating extremely bad rock, to above 4, indicating rock with a rather fair quality.

At present it is not possible to judge how well the presented models correspond to the real conditions as the construction of the tunnel has not yet started. However the construction is planned to start in 1992.