SveBeFo

BERGMEKANIKDAG 1995

Föredrag

STIFTELSEN SVENSK BERGTEKNISK FORSKNING
SWEDISH ROCK ENGINEERING RESEARCH

STIFTELSEN SVENSK BERGTEKNISK FORSKNING
SWEDISH ROCK ENGINEERING RESEARCH

Föredrag vid BERGMEKANISKT DISKUSSIONSMÖTE I STOCKHOLM 15 MARS 1995

Papers presented at Rock Mechanics Meeting in Stockholm March 15, 1995

Redigerad av Per Andersson

Stockholm 1995
ISSN 0281-4714

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

sid.

Inledningsanförande
Tomas Franzén, SveBeFo

Nytt från ISRM 1
News from ISRM
Ove Stephansson, KTH

Risk and risk analysis in rock engineering 5
Herbert H. Einstein, Massachusetts Institute of Technology

BERGMEKANISK DESIGN ENLIGT GÄLLANDE NORMER OCH KRAV PÅ RISKANALYS
ROCK MECHANICS DESIGN ACCORDING TO EXISTING STANDARDS AND RISK ANALYSIS DEMANDS
Introduktion: P-O Sahlström, Vägverket Region Stockholm

Risk- och beslutsanalys för stora undermarksprojekt med tillämpning på Ringentunnlarna 53
Risk and decision analysis for large underground projects applied to the Stockholm Ring Road tunnels
Robert Sturk, KTH/Skanska Teknik
Jan Johansson, Naturgasteknik
Lars Olsson, Geostatistik
Per Tengborg, KTH/Sydkraft Konsult
Håkan Stille, KTH

Scenario development methodologies 81
Metoder för att ta fram scenarier
Torsten Eng, SKB

The factors involved at immersed tunnel-rock tunnel connecting locations for the Stockholm Ring Road - using rock engineering systems (RES) 91
Tunnelanslutningarna för Ringen vid Saltsjön - En tillämpning av RES-metoden
Ove Stephansson, KTH
John A. Hudson, Rock Engineering Consultants

Dimensionering av sprutbetongdräner i tunnlar utsatta för lufttrycksvariationer vid tågpassage 103
The design of shotcrete drains in tunnels subjected to fluctuating air pressure from passing trains
Jonas Holmgren, KTH

Comparison between prediction and outcome at Äspö Hard Rock Laboratory 117
Jämförelse mellan prediktion och utfall vid Äspölaboratoriet
Ingvar Rhén, VBB VIAK
Göran Bäckblom och Peter Wikberg, SKB
Gunnar Gustafson, CTH
Roy Stanfors, RS Consulting

BERGMEKANIK I SAMBAND MED TBM
ROCK MECHANICS IN TUNNEL BORING
Introduktion: Sverker Hartwig, The Robbins Company

Mechanisms of rock breakage under indentation load 149
Brottmekanismer under inträngande verktyg i berg
Kou Shao-Quan, Per-Arne Lindqvist och Tan Xiang-Chun, LuTH

ZEDEX - An in-situ study at Äspö of the excavation disturbed zone for a TBM and drill and blast excavation 171
ZEDEX - En studie i Äspö av störda zonen för sprängd respektive borrad tunnel
Olle Olsson, SKB

TBM-borrning av tunnlar vid Klippens kraftstation 177
TBM drilling of tunnels at the Klippen Hydropower station
Per-Erik Söder, Vattenfall Hydropower
Anders Lundqvist, Kraftbyggarna Entreprenad
Nils-Olof Sundin, LuTH

TBM-borrning i Äspö - entreprenadmässiga och bergmekaniska erfarenheter 189
TBM-boring at Äspö - Experience from the contractor's and rock mechanical aspects
Pär Olsson, Skanska
Gunnar Nord, Robbins Europe
Ernst Büchi, Geotest AG

FÖRSTÄRKNING
REINFORCEMENT
Introduktion: Bengt Stillborg, LuTH

Dimensioneringsgrunder för bergförstärkning 213
Design of rock support
Håkan Stille, KTH

Corrosion tests on cement grouted rock bolts 217
Korrosionstester på bergbultar
Seija Sundholm och Olof Forsén, Helsingfors Tekniska Högskola

Beständighet hos sprutbetong - en litteraturstudie 225
Durability for shotcrete - a literature study
Erik Nordström, Vattenfall Utveckling

ÖVRIGA PRESENTATIONER
OTHER PRESENTATIONS
Introduktion: Finn Ouchterlony, SveBeFo

The excavation of the machinery hall, Uri Hydroelectric Power Project, India 247
Utsprängningen av maskinsalen för vattenkraftprojekt i Uri, Indien
Johan Brantmark, KTH/Uri Civil Contractor
Anders Heiner,VBB-SWECO
Jüri Martna, geologkonsult
Håkan Stille, KTH

Hydrauliska borrhålstester för bestämning av bergmekaniska parametrar 265
Hydraulic borehole tests for determination of mechanical parameters o rocks
Jonny Rutqvist och Ove Stephansson, KTH

Modelling of coupled thermo-hydro-mechanical processes - DECOVALEX 285
Modellering av kopplade termo-hydro-mekaniska processer - DECOVALEX
Lanru Jing och Ove Stephansson, KTH
Fritz Kautsky, SKI

INLEDNINGSANFÖRANDE

Tomas Franzén, SveBeFo

1995 innebär trettioårsjubileum av de första bergmekanikdagarna, som hölls 1965 i IVA:s regi. Flera av föredragshållarna från 1965 kom att prägla utvecklingen och debatten i ämnet under många år. Namn som Ingvar Janelid, Nils Hast, Tor Hagerman, Carl-Olof Morfeldt, Hans Helfrich, Imre Hansagi, Rudolf Hiltscher och naturligtvis Sten G A Bergman är för många av oss starkt förknippade med gångna års bergmekanikdagar.

Ämnen från konferensen 1965 som fortfarande har hög aktualitet var bergspänningar, klassificering, skalberoende och samverkan mellan berg och förstärkning i form av bult och "armerad ytbetong". Tio år senare, 1975, behandlades bland annat ingenjörsgeologin, och i det sammanhanget den just påbörjade stora studien under ledning av Hans Helfrich i BeFo:s regi, "Förundersökningars värde och omfattning". Sex större undermarksprojekt följdes upp med särskilt stöd av Byggforskningsrådet. En av anläggningarna var den åttio kilometer långa Bolmentunneln, som löper nära Hallandsåsen. En viktig erfarenhet från just den tunneln var svårigheterna att förutsäga behovet av förstärknings- och tätningsåtgärder i detta parti av den svenska berggrunden där man inte tidigare hade byggt några tunnlar.

Samma år, 1975, presenterades de första resultaten av storskaliga försök med "stansbelastad" sprutbetong och fältförsök med bultförstärkning, två arbeten som skulle få stor betydelse med tiden. Jonas Holmgrens demonstration av vidhäftningens betydelse för sprutbetongens verkan och Sten Bjurströms senare utgivna "Riktlinjer för bultförstärkning" har varit vägledande för praktisk dimensionering av bergförstärkning i en mängd projekt sedan dess.

Vid nästa "jubileumsår", 1985, gav Sten Bergman en resumé över de då gångna tjugo åren och reflekterade över den aktuella situationen. En obestridlig utveckling av "baskunskap, teorier, beräkningsmetoder och andra verktyg i den bergmekaniska arsenalen" hade kommit till stånd liksom en

förbättrad produktivitet och kvalitet i brytnings- och byggprocessen. Ändå fanns en känsla av att "våra teoretiska insikter och beräkningsmetoder tenderar att bli en psykologisk tvångströja, som hindrar oss från att göra angelägna framsteg. Vi blir 'försiktighetsbyråkrater' i stället för kunniga och ansvariga utövare av byggnadskonsten."

Med hänvisning till hur man på sextiotalet hade kunnat få gehör för en för den tiden stor spännvidd i Riksarkivet (om upp till 25-30 meter i en korsningspunkt) i och med att det visade sig vara funktionellt och ekonomiskt väl motiverat, menade Sten att det rimligen fanns behov och goda motiv för anläggningar med spännvidder om fyrtio eller femtio meter. Likafullt hade man fortfarande och endast med stor tvekan i ett par fall vågat sig upp till drygt trettio meter. *"Om vår kunskap mest används för att undvika risker och inte för att ta rimliga chanser, då halkar vi efter i utvecklingen. Det finns de som hävdar att denna mekanism till en del kan förklara 'kulturers nedgång och fall'."*

Några ytterligare noteringar från 1985 års dag: Ett visionärt inlägg presenterades av Heinz Turner om geofysik och elektronik som hjälpmedel för att förutsäga problem vid TBM-drivning. Tekniken var redan då i princip tillgänglig och en ingående utvärdering av möjligheterna har gjorts, men fortfarande finns ingenting färdigt för praktiskt bruk! - De stora forskningsinsatserna kring värmelagring i bergrum, Avesta- och Lyckeboprojekten, redovisades också 1985, och det är värt att notera att trots att energipolitik och andra omständigheter har gjort dessa tillämpningar mindre aktuella för tillfället, så finns en mycket omfattande och intressant dokumentation, framförallt från Avestaprojektet. Mätresultaten är dessutom av intresse för utvecklingen av kopplade hydro-termo-mekaniska processer, ett ämne som behandlas i dagens avslutande föredrag. Värmelagring i berg kan mycket väl få ny aktualitet i sinom tid. - 1985 var tiden också mogen för det första större fullborrningsprojektet i landet. Kymmenborrningen påbörjades av Skanska med norsk underentreprenör. Sedan dess har följt Saltsjötunneln, Ormen, Klippen och den korta tunneln i Äspö, samtliga tekniskt väl genomförda, och därmed har under ett decennium TBM-tekniken blivit väl etablerad som ett alternativ till sprängning vid tunneldrivning i hårt berg, i fall där tunnelns längd, tvärsnitt och andra omständigheter så medger.

För att återgå till Sten Bergmans farhågor från 1985 kan man konstatera att det stora klivet upp till över sextio meters spännvidd som bekant har tagits - i Norge! Gjövikhallen, som färdigställdes 1993 inför olympiaden i Lillehammer förra året, är ett mycket intressant referensobjekt även för oss. Hallen är byggd i ett tämligen normalt, delvis ganska uppsprucket, skandinaviskt "hårt berg", och frågan inställer sig: Har denna stora berghall kunnat byggas trots eller tack vare nya kunskaper och datoriserade beräkningsmetoder... Eller var det djärvhet i kombination med en befriande brist på byråkratiskt betingade hämningar? Demonstrationsvärdet av modellberäkningarna var säkert betydande och de utgjorde en väsentlig del av beslutsunderlaget. Men en enklare bergmekanisk analys hade rimligen givit i stort sett samma resultat. I båda fallen är den springande punkten att värderingen av ingångsparametrar i analysen grundas på god ingenjörgeologisk insikt och erfarenhet. Eventuella "byråkratiska hinder" har uppenbarligen varit överkomliga i Norge.

Utmaningen för dagens (svenska) bergmekaniker är nu att svara upp mot de delvis nya, eller i varje fall nyformulerade, krav som samhället ställer. "Samhället" är i praktiken direkt eller indirekt vår helt dominerande beställare och där ligger förstås också ansvaret för det övergripande regelverket för allt byggande, inkluderande ansvaret för att våra normer står i samklang med det europeiska byggdirektivet. "Byråkratiska hinder" eller inte, vi kommer inte ifrån att berganläggningar likaväl som annat byggande skall ha erforderlig "bärförmåga, stadga och beständighet". Kraven på verifiering av detta måste dock utgå från de speciella förutsättningar som råder för byggande i berg! Vid traditionellt byggande kan man beställa och foga ihop material och komponenter enligt en given kravspecifikation. Så icke vid bergbyggande, annat än möjligen i mycket speciella fall som kärnavfallsförvaringen. I övrigt är vi hänvisade till att bygga med och i det av naturen givna materialet och på bästa sätt utnyttja dess egenskaper. Dimensioneringsfilosofin måste anpassas till de lokala förutsättningarna, och modifieringar under byggskedet är ett naturligt eller t o m nödvändigt inslag. Att då på förhand redovisa säkerhetsnivåer, baserade på t ex partialkoefficientbetraktelser, kan vara definitionsmässigt ogörligt! Ändå har man byggt ett antal berganläggningar under tidernas lopp, flera av dem med en ganska påtaglig "bärförmåga, stadga och beständighet"... Det betyder att vi som bergmekaniker har en krävande - och stimulerande - vetenskaplig och pedagogisk uppgift att förklara vad som är specifika förutsättningar för just

berganläggningar och övertyga världen om att vi arbetar med rimliga säkerheter, även om vi inte till alla delar kan tillämpa samma regelverk som gäller för annat byggande. Sannolikhetsbaserade resonemang blir säkert nödvändiga, och kanske kan bayeseansk statistik med värdering och successiv uppdatering av "subjektiva sannolikheter" vara en framkomlig väg.

Det här ämnet går igen i flera av dagens föredrag, särskilt under förmiddagens session om risk- och beslutsanalys och i föredraget om dimensionering med hjälp av partialkoefficienter. Här har alltså forskarsamhället i samverkan med praktikens folk mycket viktiga uppgifter, som också kommer att vara ett vägledande tema i planeringen av våra kommande forskningsinsatser. Man ska samtidigt vara klar över att det kan finnas gränser för vad som är rimliga ansträngningar, eller vad som är förnuftigt att försöka visa. Dessa gränser kanske i sin tur kan demonstreras med hjälp av kaosteori eller på annat sätt. Det leder mig i varje fall till sist till en vädjan eller uppmaning:

Låt inte regelverken försvåra eller omöjliggöra en rimlig användning av resursen berg, det genom årmiljoner stabila urberg, som hittills har kunnat utnyttjas med stor framgång i våra skandinaviska länder, en naturresurs som väsentligt har bidragit till exempel till våra låga energikostnader genom vattenkraftutbyggnaden. De övergripande miljömålen om effektivt utnyttjande av våra naturresurser måste få vara vägledande även inom bergbyggandet! Ett tänkvärt citat i detta sammanhang kan man finna i Domarreglerna 16:17, formulerat av Olaus Petri på femtonhundratalet:

"Känd sak är så god som vittnad".

Den gängse tolkningen av detta bör hållas i minnet, både när vi står inför uppgiften att formulera regelverket och när vi har att möta kraven: Det som är uppenbart tarvar ingen ytterligare bevisning!

NYTT FRÅN ISRM

News from ISRM

Professor Ove Stephansson, Teknisk geologi, KTH, Stockholm

INLEDNING

International Society for Rock Mechanics, ISRM, har till uppgift att på olika sätt främja en världsomspännande kunskapsöverföring om den senaste forskningen och forskningsresultaten inom bergmekaniken och dess tekniska tillämpningar. ISRM bildades i Salzburg 1962 genom det kraftfulla arbetet av professor L Müller, och i år kan således vår sammanslutning fira 33-årsjubileum. Det är viktigt att framhålla att ISRM är en ideell sammanslutning som stöds av medlemmarna genom avgifter och särskilda bidrag. Medlemskapet kan vara antingen individuellt eller stödjande och kan ske direkt till sekretariatet i Lissabon eller, som i de flesta fall, genom anslutningen till en nationell grupp. Det totala antalet medlemmar i ISRM är strax över 6000 och antalet nationella grupper är för närvarande 64 stycken. Den svenska nationalgruppen av ISRM har ca 190 individuella medlemmar och drygt 16 stödjande medlemmar. Sveriges deltagande i ISRM handhas av SveBeFo.

KORT OM ISRMs VERKSAMHET

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

Det mesta av arbetet inom ISRM sker i kommissioner. Under 1992 hade ISRM 26 stycken kommissioner i arbete. I de allra flesta fall leder resultaten fram till förslag om normer eller testmetoder som sedan publiceras och distribueras till medlemmarna. Normerna används sedan i de tillämpade delarna av bergmekaniken. ISRM och särskilt dess sekretariat har ett mycket väl fungerande samarbete med sina systerorganisationer som t ex International Commission on Large Dams, International Tunneling Association och International Association of Engineering Geology. Ett flertal av dessa organisationer avser nu gå samman och upprätta ett gemensamt medlemsregister och sprida intressanta uppgifter om organisationernas verksamheter med hjälp av INTERNET-systemet.

Varje år utser medlemmarna i styrelsen för ISRM vinnaren av Manuel Rocha-priset för bästa doktorshandling som publicerats under året. I samband med kongresserna utdelas

också Leopold Müller-priser för att hedra initiativtagaren till och den förste presidenten för ISRM.

ISRM-KONGRESSEN I TOKYO 1995

Sverige har fått möjligheter att redovisa ett axplock forskningsaktiviteter under de senaste fyra åren. Ett tiotal bidrag om sammanlagt 40 sidor kommer att lämnas till organisationskommittén i Japan för att ingå i proceedings från kongressen. I likhet med tidigare år kommer SveBeFo att publicera de svenska bidragen i en separat publikation.

Trots det höga kostnadsläget i Japan kommer Sverige att vara väl representerat. I värdlandet gör man idag stora ansträngningar för att skapa bra arrangemang till för oss rimliga priser. Genom en massiv sponsorinsats från japansk industri har detta blivit möjligt, och kongressens organisationskommitté gör sitt allra yttersta för att tillmötesgå övriga ISRM-länders önskemål om hotell, resor, etc.

Vid kongressen väljs en ny president och en ny styrelse. Det är också rätta tidpunkten att föreslå inrättandet av nya kommissioner för att bearbeta angelägna problem inom bergmekaniken och dess tillämpningar.

ISRM NEWS JOURNAL

För att kunna hålla sina medlemmar informerade om aktiviteterna inom ISRM och dess systerorganisationer samt ge en fullödig information om möten och konferenser publicerades under många år en kvartalstidskrift kallad ISRM News. Denna skrift utkom med nästan 100 nummer under mer än ett kvarts sekel. När den nuvarande presidenten för ISRM - professor Charles Fairhurst - tillträdde sitt ämbete 1991 drev han aktivt frågan om att ersätta News med ISRM NEWS JOURNAL. Det första numret av den första utgåvan publicerades och distribuerades till medlemmarna i samband med den första EUROCK-konferensen i Chester 1992. Förutom upplysningarna som tidigare publicerades i News innehåller det nya medlemsbladet även korta översiktsartiklar samt kommentarer och brev från läsekretsen. Den nya tidskriften är påkostad och kräver därför ett sponsorstöd i form av annonsintäkter och bidrag för att kunna komma ut som tänkt med fyra nummer per år. Jag vill här rikta en vädjan till företag och organisationer att bidra med stöd till den fortsatta utgivningen av ISRM NEWS JOURNAL. Till varje enskild medlem i ISRM vill jag passa på att rikta en uppmaning att lämna skriftliga bidrag till den nya medlemstidningen. Bidragen når en garanterat stor läsekrets.

EUROCK-MÖTEN

I samband med konferensen om bergsprickor i Loen, Norge, 1990 beslutades att de europeiska länderna skulle arrangera årliga bergmekaniska möten för att stimulera forskningen och utvecklingen av ämnet. Det första EUROCK-mötet hölls i Chester 1992 följt av Lissabon 1993 och Delft 1994. Mötet i Delft behandlade tillämpningen av bergmekanik inom petroleumindustrin. 1995 sker ISRM-kongressen och då arrangeras inget EUROCK-möte. 1996 arrangerar Tekniska universitetet i Turin under ledning av professor G Barla ett EUROCK-möte på temat Prediction and Performance. Detta är ett tema som bör locka en betydande grupp svenska bergmekaniker. 1997 års EUROCK-möte kommer med största sannolikhet att arrangeras av den österrikiska nationalgruppen och anslutas till det årets Salzburgmöte.

Norge har pekats ut som lämplig värd för 1998 års EUROCK-möte och organisationskommittén för EUROCK har uppmanat den norska nationalgruppen för ISRM samt SPE att inkomma med en begäran om att få arrangera 1998-års EUROCK med inriktning på bergmekanikens tillämpning på petroleumproblem. Ett slutgiltigt beslut kan ske i samband med kongressen i Tokyo. Sverige bör sikta in sig på att få arrangera ett möte år 2000 eller 2001. Förslag till tema bör diskuteras här hemma under detta år.

SUMMARY

The international Society for Rock Mechanics (ISRM) is the non-profit organisation that exists to promote the understanding and application of rock mechanics world wide. General information of the Society is presented and the organisation of the 1995 ISRM Congress and EUROCK-konferences are discussed. The Swedish National Group of ISRM should have a fair chance to host a EUROCK conference early next century. A suitable team for the conference should be discussed this year to be forwarded to the EUROCK committee next year.

RISK AND RISK ANALYSIS IN ROCK ENGINEERING

Herbert H. Einstein, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge

INTRODUCTION

Engineered structures have to satisfy four criteria:

safety
serviceability
economics
aesthetics

and good engineers distinguish themselves by designing structures which optimally combine economy, aesthetics and serviceability and maintain the required safety standards. The question arises if engineers can be helped by procedures which allow them to formally develop different solutions to satisfying the criteria but not stifle their subjective and creative input. Preferably such procedures should include consideration of the wide variety of technical and non-technical uncertainties affecting both the performance and the criteria.

Risk analysis and related approaches provide such a procedure: Performance of a structure can be predicted considering uncertainties; it can be represented in purely technical terms which can be combined with economic consequences and hence expressed in economic terms, or it can be expressed in terms of non-technical and non-economic values. A basis for comparison with the criteria is thus provided. Since risk analysis also allows one to consider judgement both in the performance prediction as well as in the criteria, it does not impede creative thinking.

Risk analysis is thus a versatile tool in decision making, be these decisions in form of an engineering design, of selecting particular construction procedures or more general decisions made by private or public entities.

In the following lines a few more comments about basic aspects of risk analysis and decision making will be made. This will be followed by a

detailed discussion of three typical rock engineering applications: slope design, flow through fractured media and tunnelling. In the conclusions, a perspective on what has been presented will be provided, particularly addressing the inclusion of judgement.

RISK ANALYSIS AND DECISION MAKING

Basics on risk analysis

The simplest and best known way to express performance uncertainty is to describe it in form of a distribution and relate it to a fixed limit (Fig. 1a) or to a required performance which is also expressed in terms of a distribution (Fig. 1b). This approach replaces the standard usage of safety factors. Also rather than working with distributions, one can use so called reliability diagrams which show how far the predicted performance, e.g. in terms of its expected value, is removed from the critical performance (Fig. 2). Reliability can also be expressed analytically by Hasover's and Lind's (1974) reliability index:

$$\beta = \frac{E(x)-X_c}{\sigma_x} \text{ or } \frac{X_c-E(x)}{\sigma_x} \qquad (1)$$

where X_c is the critical value of a parameter X, E(X) and σ_X are the expected value and standard deviation respectively. This expression is entirely analogous to Fig. 2 in that the difference between critical and expected performance is expressed in terms of the standard deviation; it can be extended to any number of parameters.

So far, predicted performance was simply compared to required performance but the consequences of malperformance were not considered. This is done in risk analysis where risk is expressed as performance uncertainty combined with potential worth of loss:

$$\text{Risk} = R = P[\text{Performance}] \times \text{Potential worth of loss} \qquad (2)$$

where loss can involve life loss, capital loss or non-monetary environmental effects, for instance. The simplest way in which risk can be expressed is to set the potential worth of loss equal to the cost of consequences as one might do for a slope failure:

$$R = P[\text{Failure}] \times \text{Cost of Consequences} \qquad (3)$$

Risk as expressed in equation (2) and as used throughout this paper is also used by many others. There are, however, other definitions of risk such as: risk = "cost of consequences" or = "uncertainties about the occurrence of an event"; for more details on various usages see e.g. Ioannou (1989); Vanmarcke et al., (1982); Baecher (1981).

Expressing risk as shown in equation (3) has the disadvantage that it assumes performance is directly associated with a cost and that risk has always to be in form of a cost. A more general expression avoiding these limitations is:

$$R = P[\text{Performance}] \times P[\text{Consequence}|\text{Performance}] \times u(\underline{X}) \qquad (4)$$

where P[Performance] expresses the performance uncertainty, P[Consequence|Performance] is a conditional probability expressing the fact that a given performance may have different consequences, and $u(\underline{X})$ is the utility of a vector of attributes.

A few more comments will help in understanding what this means: For instance, the "performance" can be a movement of a structure. P[Consequence|Performance] can then be used to express safety, i.e. the consequence is failure given a certain movement. Another probability P[Consequence|Performance] can be used to express aspects of serviceability, e.g. the consequence is the occurrence of cracks given a certain movement. The simplest case for $u(\underline{X})$ is that there is a single attribute X_1 and that there is a linear relation between utility and cost; in the above mentioned slope failure example, $u(X_1) = C_1$. For instance, C_1 can be the cost of cleaning up the debris from a slope failure. Expanding this somewhat but staying with the same example if there is now $u(\underline{X})$, the vector $\underline{X}$ may include the attributes X_1 = cleanup, X_2 = repairing a road, X_3 = replanting. Very important with regard to the use of utilities is the possibility to have non linear relations with cost, i.e. to include risk-proneness and risk-aversion as a function of the magnitude of the consequences. A step further is to use attributes other than those related to cost in which case $u(\underline{X})$ is a multi-attribute utility function (see e.g. Keeney and Raiffa, 1976, Baecher, 1981).

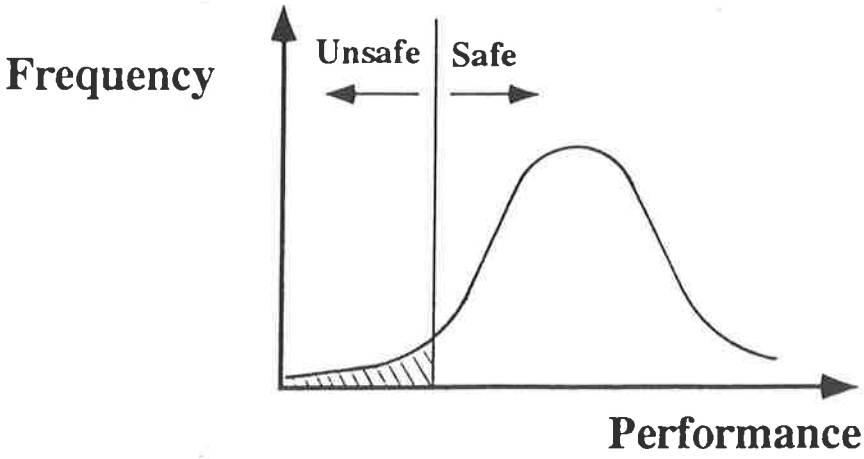


Figure 1a. Performance Distribution and Fixed Performance Limit

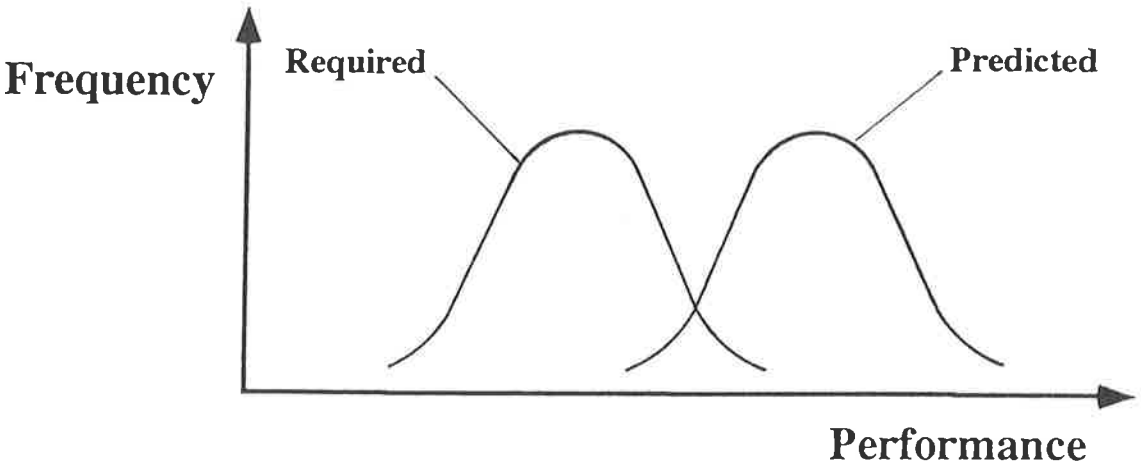


Figure 1b. Distribution of Predicted and Required Performance

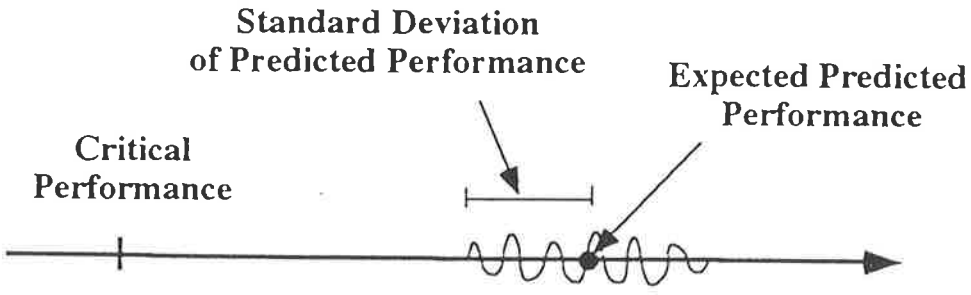


Figure 2. Reliability Diagram

From this description it has become clear that risk as expressed by Equation (4) makes it possible to compare it to any of the criteria mentioned at the beginning of the paper and to do this in terms of cost or using other values. Rather than going into more details on risk analysis at this point, this will be done in the applications later in this paper.

Decision making

Decision making under uncertainty makes use of risk analysis or analogous approaches. A possible structure of the decision making process is shown in Fig. 3 (see also Raiffa, 1964). What one does is to collect information, establish relations between parameters and performance (i.e. performance models, or what in engineering is usually called "analysis") and do this first deterministically and then probabilistically. The latter results in P[Performance] and P[Consequence|Performance]. Decisions such as selecting a particular design alternative are then made on the basis of a comparison between predicted and required performance. A decision may also be the decision to "update" or change the predicted performance. Updating can be in form of changing the parameters, e.g. flattening a slope as will be discussed in the slope example, or it can be a decision to collect more information. Prior to collecting more information, one may first want to examine (model) the effect of additional information. - As with the risk analysis, details of this decision making process will be illustrated in the applications in which the decision cycle

Collect information including uncertainty determination
Deterministic and probabilistic performance modelling (analysis)
Decisionmaking
Updating (collect additional information, modify
parameters affecting performance)

will be followed with emphasis on the discussion of uncertainty aspects. Before discussing the applications, a brief discussion on uncertainty determination is necessary.

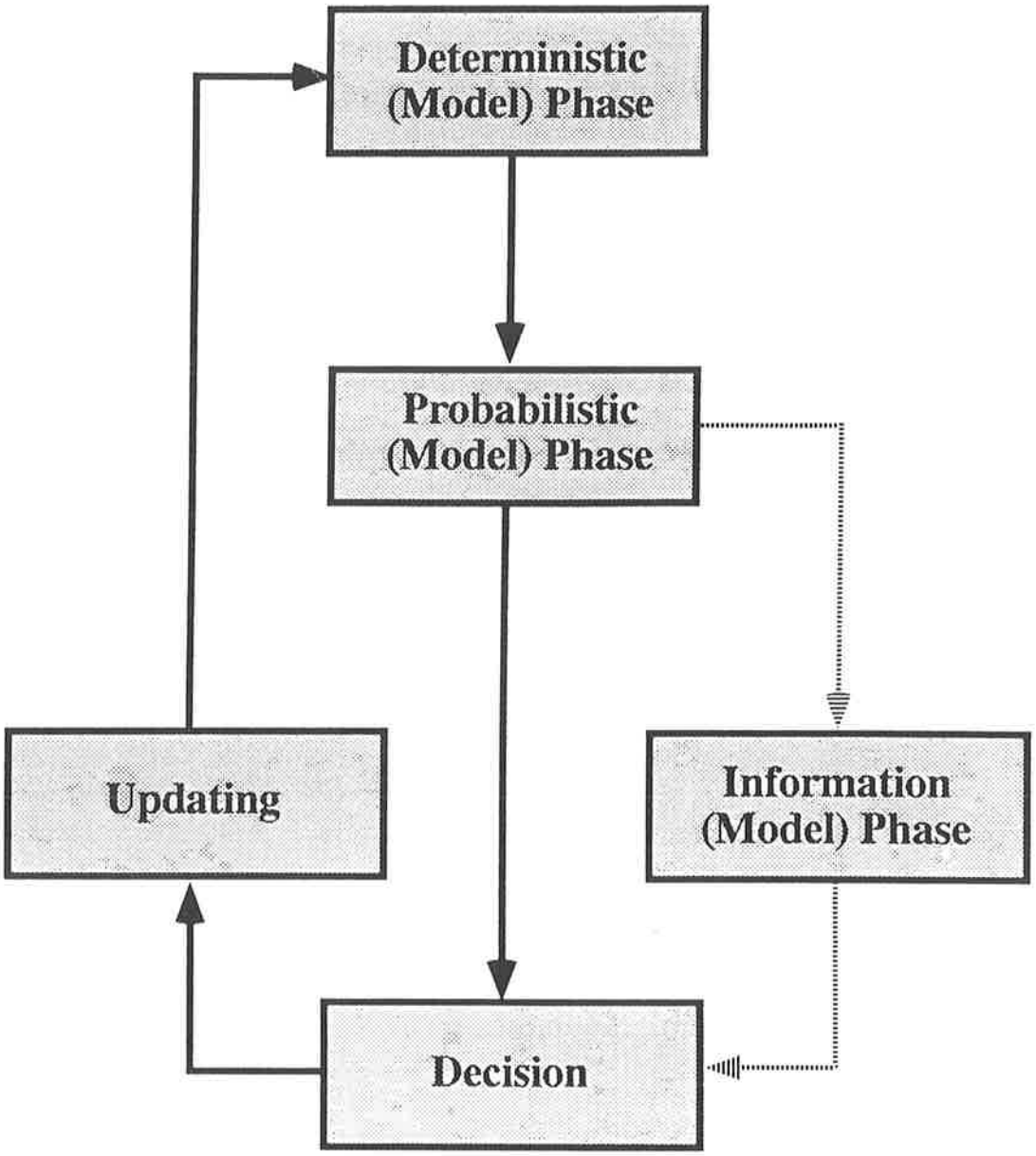


Figure 3. Decision Making Under Uncertainty (Decision Cycle)

Objective or subjective approaches to uncertainty determination

This is a very important issue relating to the argument which is very often used against the use of probabilistic approaches and thus risk analysis: "we don't have enough data to do the statistics."

In objective approaches to determine uncertainty, one uses the classic relative frequency approach to statistics, i.e. one collects data from a sample which should be representative of the sample population which, in turn, should represent the target population. E.g. the friction angle determined from a number jointed blocks (sample) should represent the friction angle of joints in an outcrop (sample population) which should represent the rock mass. Objectively determined uncertainty of a parameter can then be propagated through models relating the parameter to the performance e.g. the joint friction angle distribution can be related to slope stability distribution.

In many cases, particularly in geology, such objective information collection and uncertainty determination is not possible. One has, however, based on experience an idea that a feature such as fault may exist in a rock mass and affect its performance. It is possible to formally determine such "degree of belief" uncertainties, e.g. the probability that a fault exists, and include this in the analysis. One can even go a step further by using subjective relationships between so called indicators (e.g. surface distortion on a slope) and the performance probability (e.g. probability of slope failure). Hence, the amount of data is usually not an issue in subjective approaches.

The discussion on slope design, below, will be subdivided into an "objective" and "subjective" approach to make these comments clearer.

ROCK SLOPE DESIGN

Information collection and objective uncertainty determination

Slope stability as well as other rock engineering problems such as tunneling, foundation deformation and flow are strongly affected by discontinuities. It is, therefore, not surprising that collecting statistical

information on joint* geometry is probably the oldest application of objective uncertainty assessment in geotechnical engineering. First came the well known methods to collect and represent joint attitudes which were later followed by procedures to collect and represent the spacing, the extent (length or size) and the aperture of joints. These methods have been widely discussed and the selection of particular distributional forms has often given rise to heated discussions. Dershowitz and Einstein (1988) summarize these discussions to some extent (see also Grossmann, 1992, for a discussion of biases in data collection). Joint geometry is very important in the classic persistence problem; rock bridges between joints have a much higher resistance than the joints, and they have thus a major effect on slope stability and similar effects on deformability and flow. Knowing where these rock bridges are located and how long they are is thus very important (Fig. 4).

Although the distributions of joint attitude, spacing and extent provide information on the uncertainty of joint patterns, they unfortunately eliminate an important piece of information. These distributions are so called lumped models; in other words, one collects data from joints at different locations in space, but one represents them as if they were occurring all at the same location (Fig. 5). Spatial correlation is thus removed.

Stochastic models such as those proposed by Baecher et al., (1978), Veneziano (1979), Dershowitz (1984) remedy this problem to some extent in that the spatial character of joint patterns is represented (Fig. 6). However, they are not entirely satisfactory either, since they are constructed from data which are collected without concern for location. In particular, the distributions are assumed not to vary throughout the entire rock mass.

Development of truly stochastic models in which spatial relationships are collected and represented occurred only recently and is not yet complete. The model by Lee et al. (1990) captures the spatial, albeit so far only two dimensional, characteristics such as clustering through application of a hierarchical procedure:

---

* The terms, "joint", "discontinuity" and "fracture" are used interchangeably in this paper.

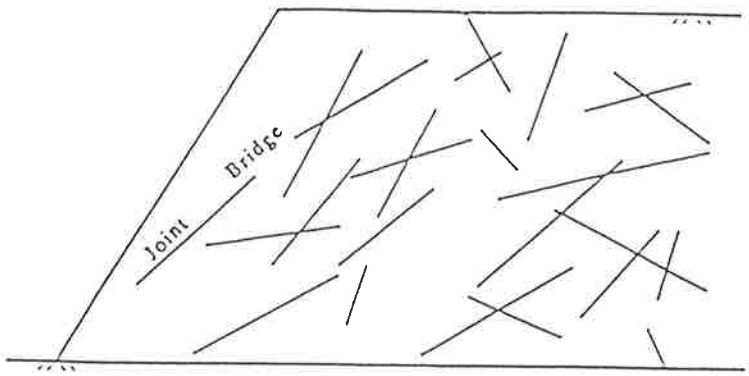
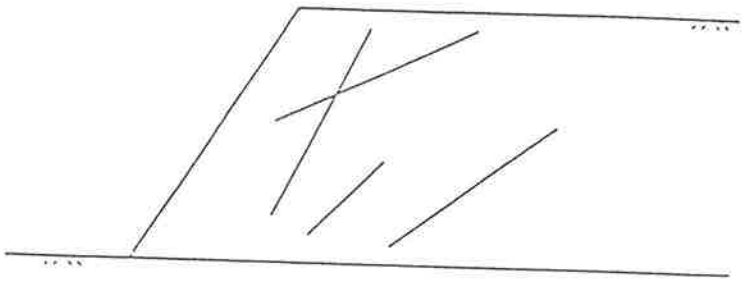
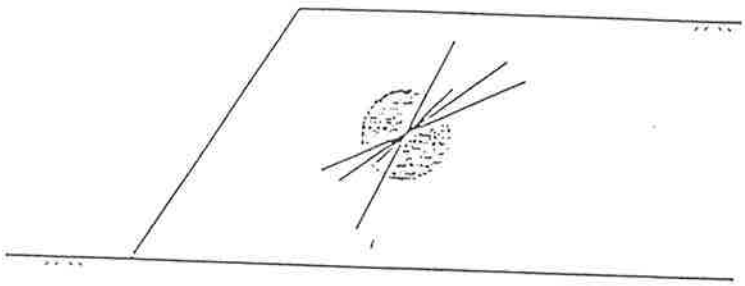


Figure 4. Jointed Rock and Intact Rock Bridges. The "Persistence Problem".



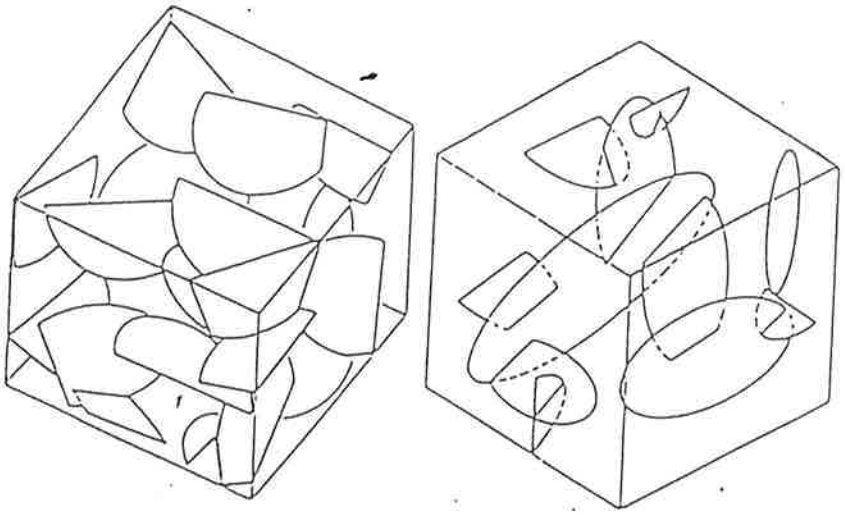
a)



b)

Figure 5. Lumped Modelling
The Actual Association of Orientation and Location in a) is Lost in the Lumped Model b)

a)



b)

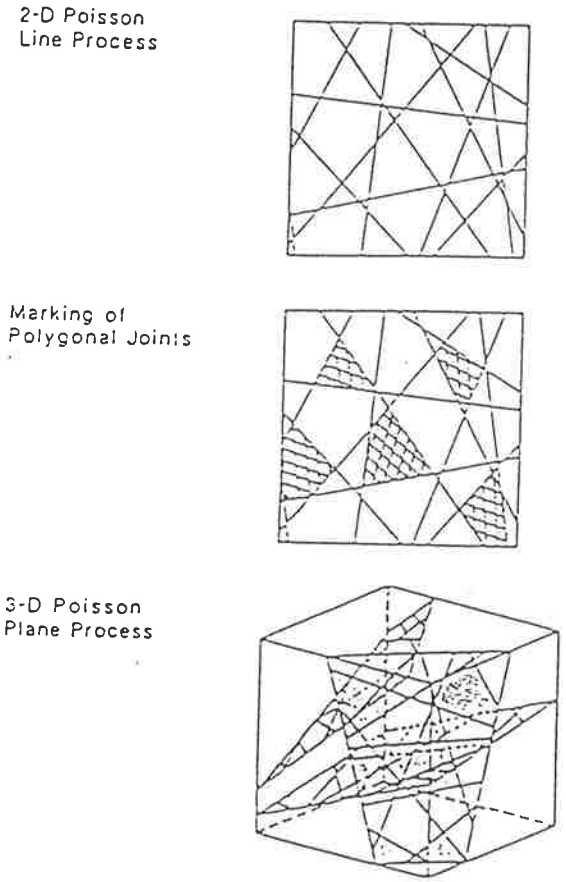


Figure 6. Stochastic Models
a) Baecher Model
b) Veneziano Model

Subdivide joint traces into typical sets.
Schematize sets.
Model mid-points of first set; (model can represent clustering through an inhomogeneous Poisson process, a parent-child process, or a Cox process).
Model joint trace attitude (any distributional form).
Model joint trace length of first set considering biases (so far only with exponential distribution).
Model mid-points of second set considering dependence or independence on first set.
Model joint trace attitude of second set.
Model joint trace length of second joint set (including dependence on first set).
Model termination probabilities of second against first set.

Figure 7 shows the application of the hierarchical model to a case (for more details, see Lee et al., 1990). This model is limited to two dimensions but was extended to more than two sets and to additional dependencies between sets by Yu (1993). A somewhat different route to stochastic joint trace modelling has been taken by Martel et al., (1991) and by Gervais et al., (1992) while, for instance, Renshaw and Pollard (1992) pursued a more mechanistic approach. Dershowitz and co-workers at Golder (Dershowitz, 1993) in the development of the computer code, FRACMAN, on the other hand, worked in three dimensions by expanding the models mentioned earlier through inclusion of clustering.

Although one is approaching a satisfactory three dimensional representation of joint patterns and the associated uncertainties, one major aspect is still unsatisfactory. There are either models which rely on extensive data collection and geometric modelling or, on the other hand, models which try to represent the present situation by duplicating the underlying mechanical genesis. Ideally a combination of these two approaches is desired, something we have started. By including a variety of geometric possibilities such as minor rotations and translations in different directions, one can start with standard geometric models such as Poisson processes and include geometric

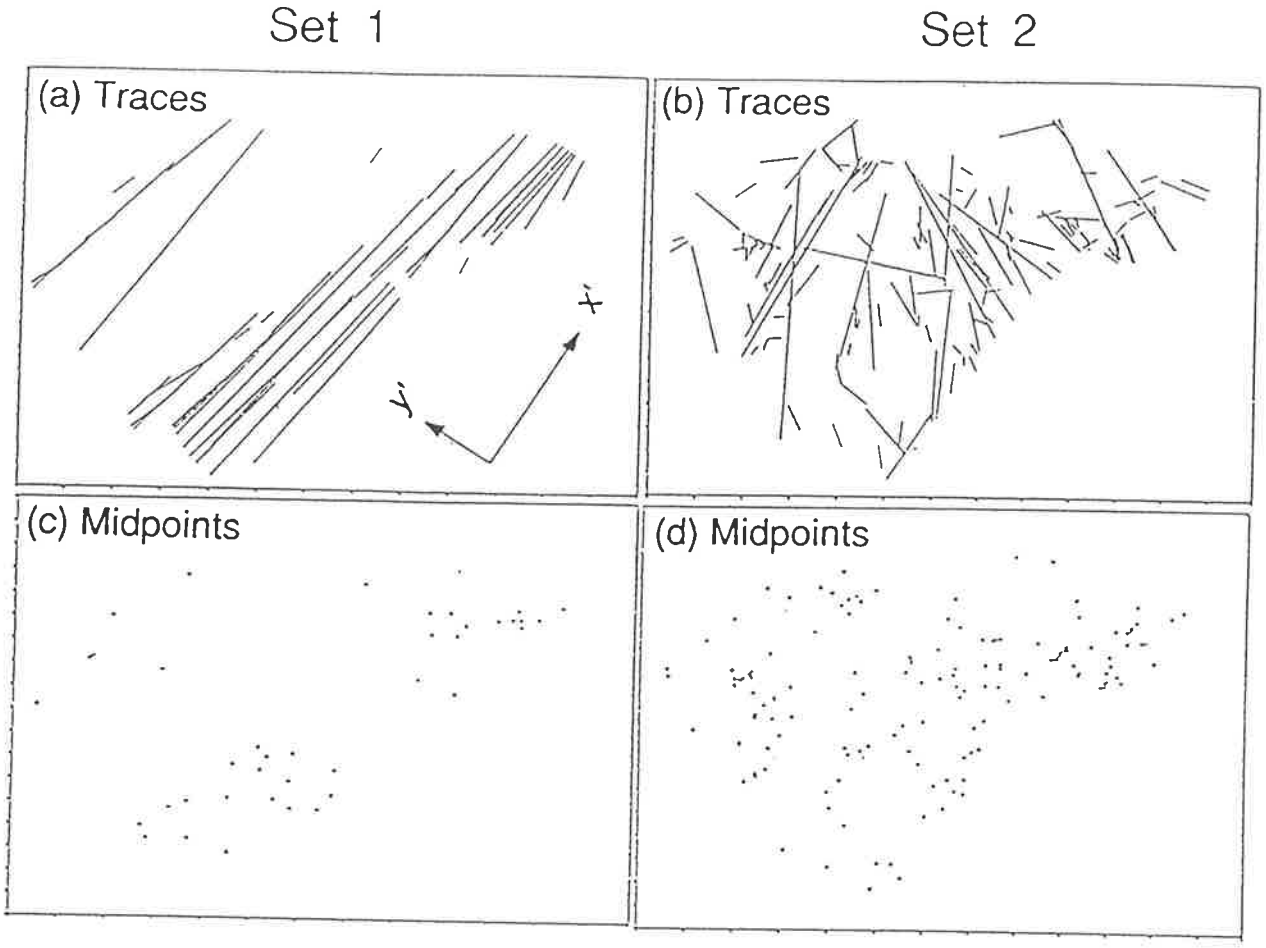


Figure 7. Hierarchical Model
Separation of Traces into Two Sets and Their Mid-point Maps.

changes which characterize typical mechanisms. It is then possible to create, e.g. stepped subparallel joints and other geometries which so far could not be modelled. Figure 8 shows an example of this.

Slope performance (reliability) models, based on objective procedures

Any of the probabilistic joint geometry models, which are based on objective assessment of uncertainty, can be incorporated in probabilistic slope stability models which are often referred to as slope reliability models. This can be done by combining the probabilistic geometric models with probabilistic models expressing the mechanical aspects such as sliding of joints or failure through intact material (a number of statistical data collections on joint shearing resistance and on joint stiffness exist, see e.g. Einstein and Dowding, 1981).

An example of a reliability model for jointed rock slopes is that developed a while ago by the author's research group (see Einstein et al., 1983). Although limited to two dimensions, it shows well what can be done: The slope is divided into equal height intervals (Fig. 9) and possible failure paths consisting of joints and intact rock are determined. The ratio of the number of failure paths which actually fail to the number of all possible paths is the probability of failure for the particular height interval. It is thus possible to produce height versus reliability (probability of failure) relationships (Fig. 10). This approach is still only one of the few that can deal with the persistence problem, i.e. the uncertainty in joint - and intact rock bridge geometry is reflected in the probability of failure. Other models are those by Call and his group, e.g. Call and Nicholas, (1978), and a version in which the above mentioned hierarchical model has been included in slope reliability analysis has been developed by Einstein and Lee (1992).

When one assumes persistent joints, the problems are considerably simplified. Consequently, numerous approaches exist in which the well known deterministic wedge analysis is expanded to a reliability analysis considering e.g. the variability in joint attitude (e.g. Marek, et al., 1978; Glynn et al., 1979; Baroudi et al., 1992). What one does is to first assess the kinematic probability of failure i.e. the probability that a number of joints can be combined to form a block or wedge that can kinematically move. Once the kinematically unstable blocks or wedges have been

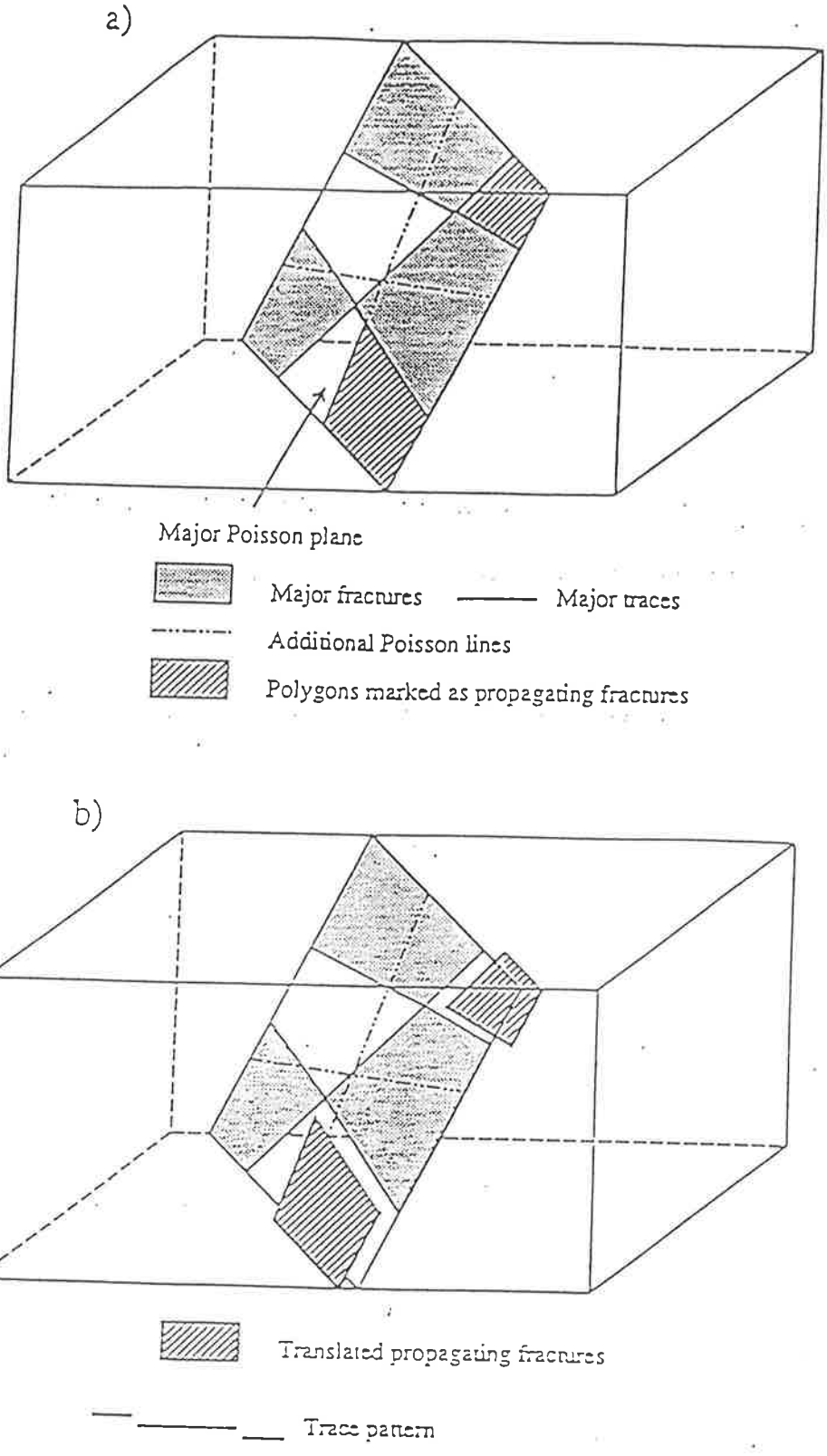


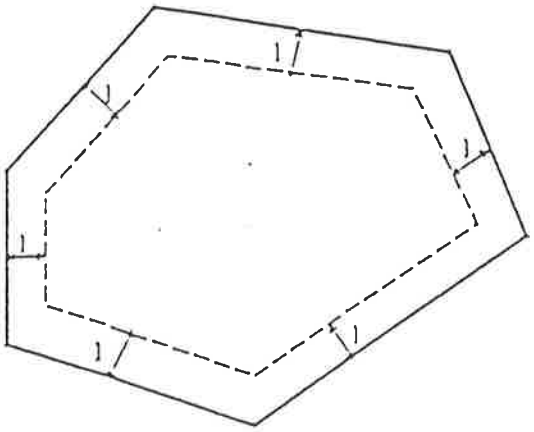
Figure 8. New MIT Stochastic-Mechanical Model
a) Initial Marking of the Propagating Fractures
b) Translation of the Polygons of the Propagating Fractures

c)

1 - overlapping distance (varies for different polygons according to an assumed distribution)

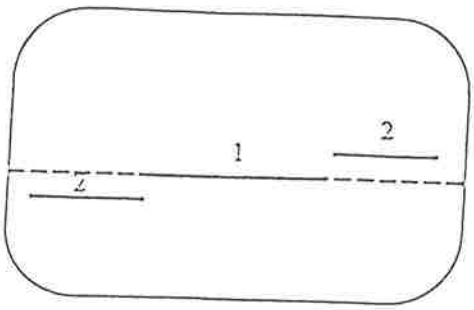
----- original polygon

——— enlarged polygon



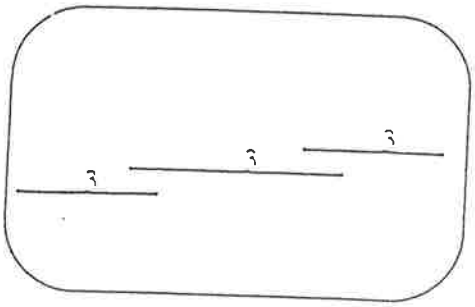
d)

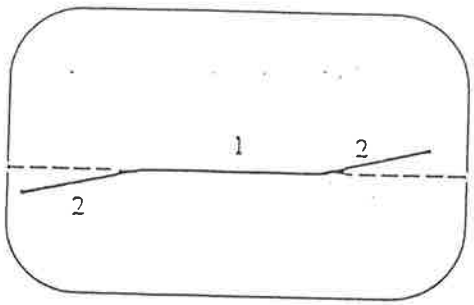
Zero overlapping



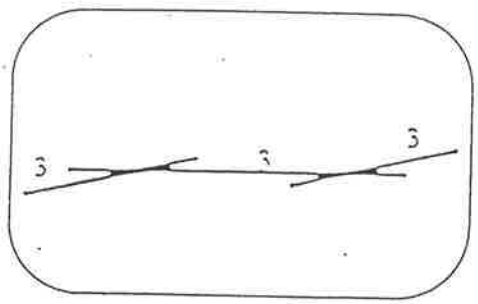
----- Poisson plane

Overlapping parallel en-echelon fractures





Termination at the intersections



Fractures intersecting without termination at the intersections

Figure 8. New MIT Stochastic-Mechanical Model (continued)
c) Growth (Propagation)
d) Examples of Trace Patterns Which can be Modeled

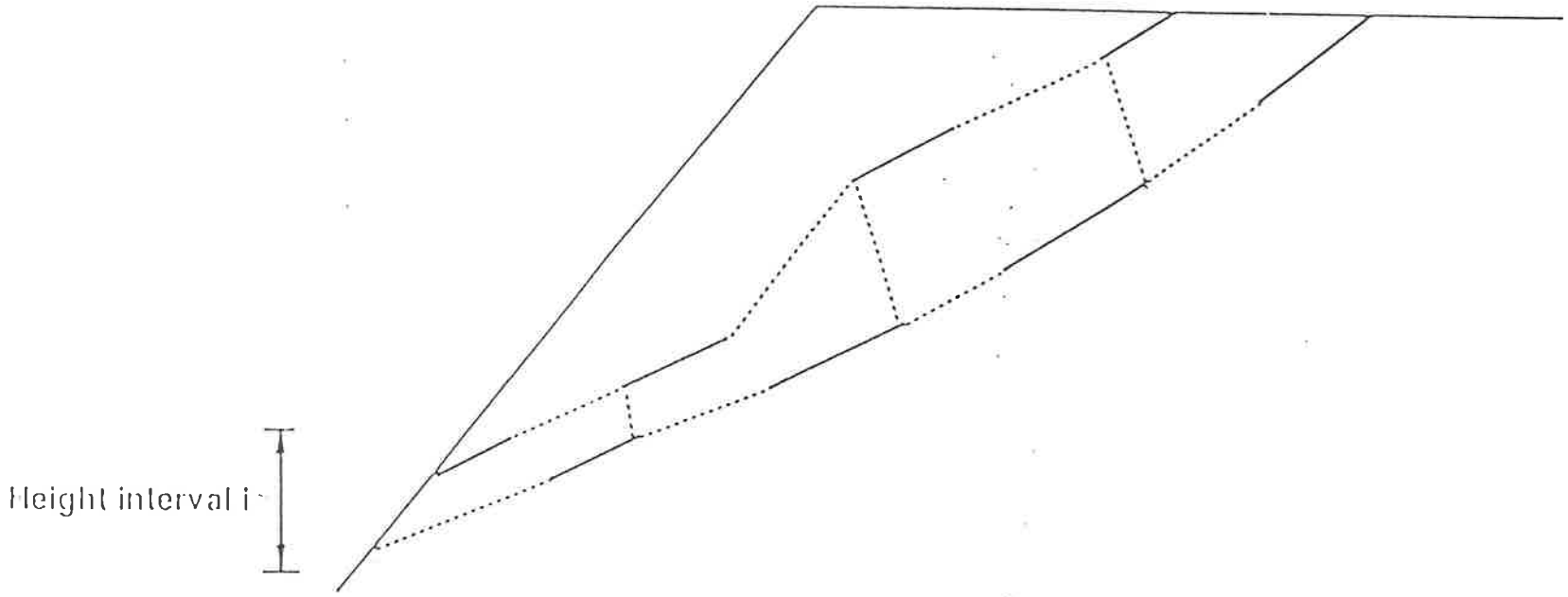


Figure 9. Rock Slope Reliability Model

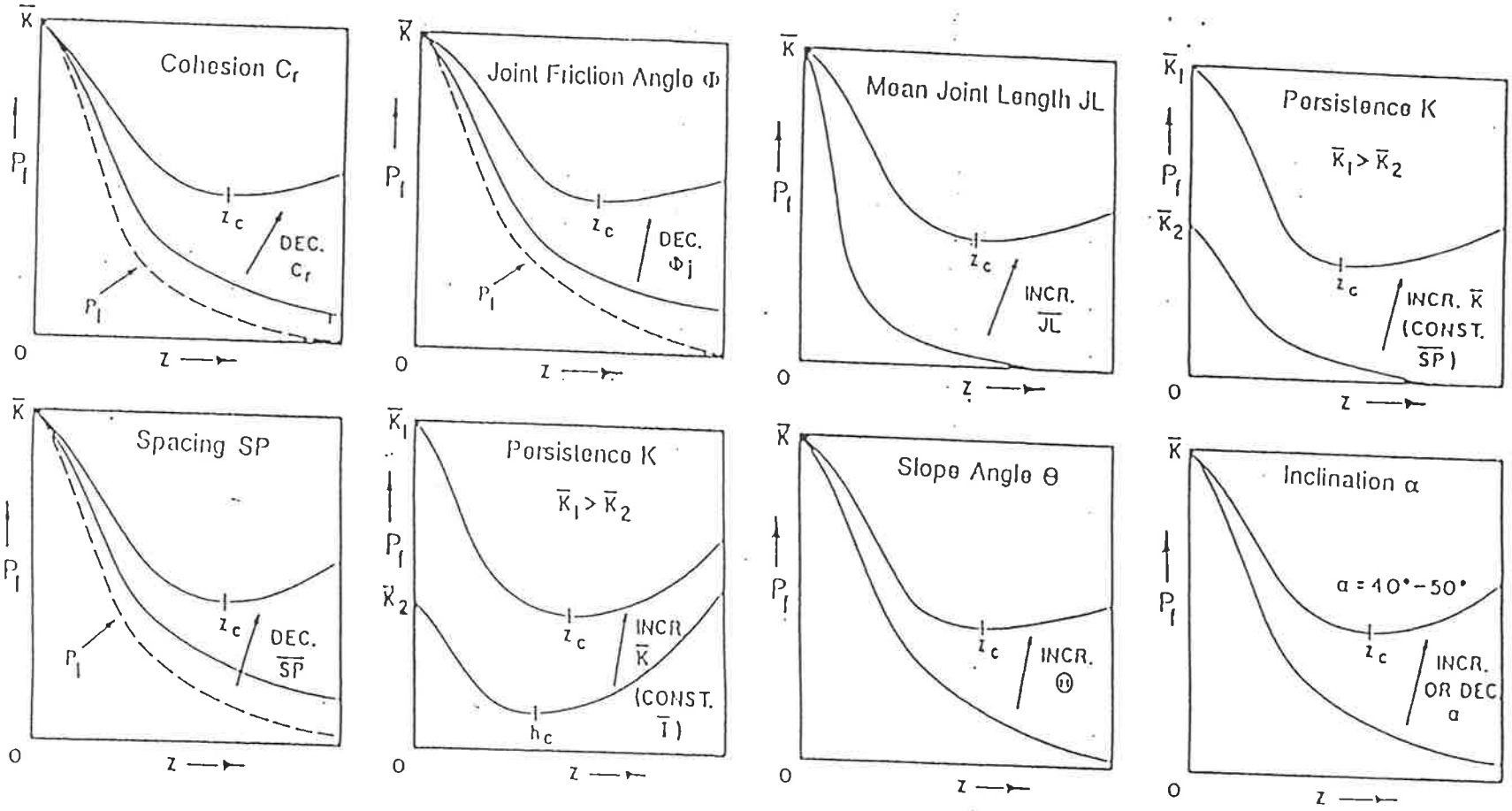


Figure 10. Probability of Failure Pf as a Function of Slope Depth z and of the Other Slope Parameters

identified, one examines in a second step the kinetic probability of failure. In the simplest case, assuming frictional resistance only, such a kinetic probability would be simply:

$$P[\text{kinetic}] = P[(\alpha-\Phi_j)>0] \qquad (5)$$

where α=the inclination of a joint and Φ_j, the joint friction angle. The overall probability of failure of an individual wedge will thus be:

$$P_f=P[\text{kinetic}|\text{kinematic}] \times P[\text{kinematic}] \qquad (6)$$

This is straightforward and so is determining the probability of failure of a slope containing a number n of independent wedges or blocks:

$$P_{slope}=(1-(1-P_f)^n) \qquad (7)$$

However, in most cases, the blocks are dependent and require the application of approaches using systems reliability.

Subjective uncertainty determination and slope reliability analysis

The best examples for such subjective information collection assessment and slope reliability procedures are a number of rock fall assessment methods. They rely on so called indicators, which represent physical factors but usually integrate several physical components.

The rockfall assessment method developed by the Laboratoire des Ponts et Chaussées in France (LPC, 1978) is based on two sets of indicators. One set represents origination of rockfalls (topography, discontinuities, vegetation and hydrology) and the other set of indicators represents the fact that some rockfalls may be stopped in the trajectory (topography, vegetation, artificial protection). These indicators are then subjectively combined to produce different probability categories (Figs. 11,12).

Such procedures in which indicators are related to natural geotechnical and related hazards are also used extensively in Scandinavia. Examples are the quick clay stability assessments in Sweden (Viberg, 1984) and Norway (Gregersen, 1983) where the indicators can be parameters such

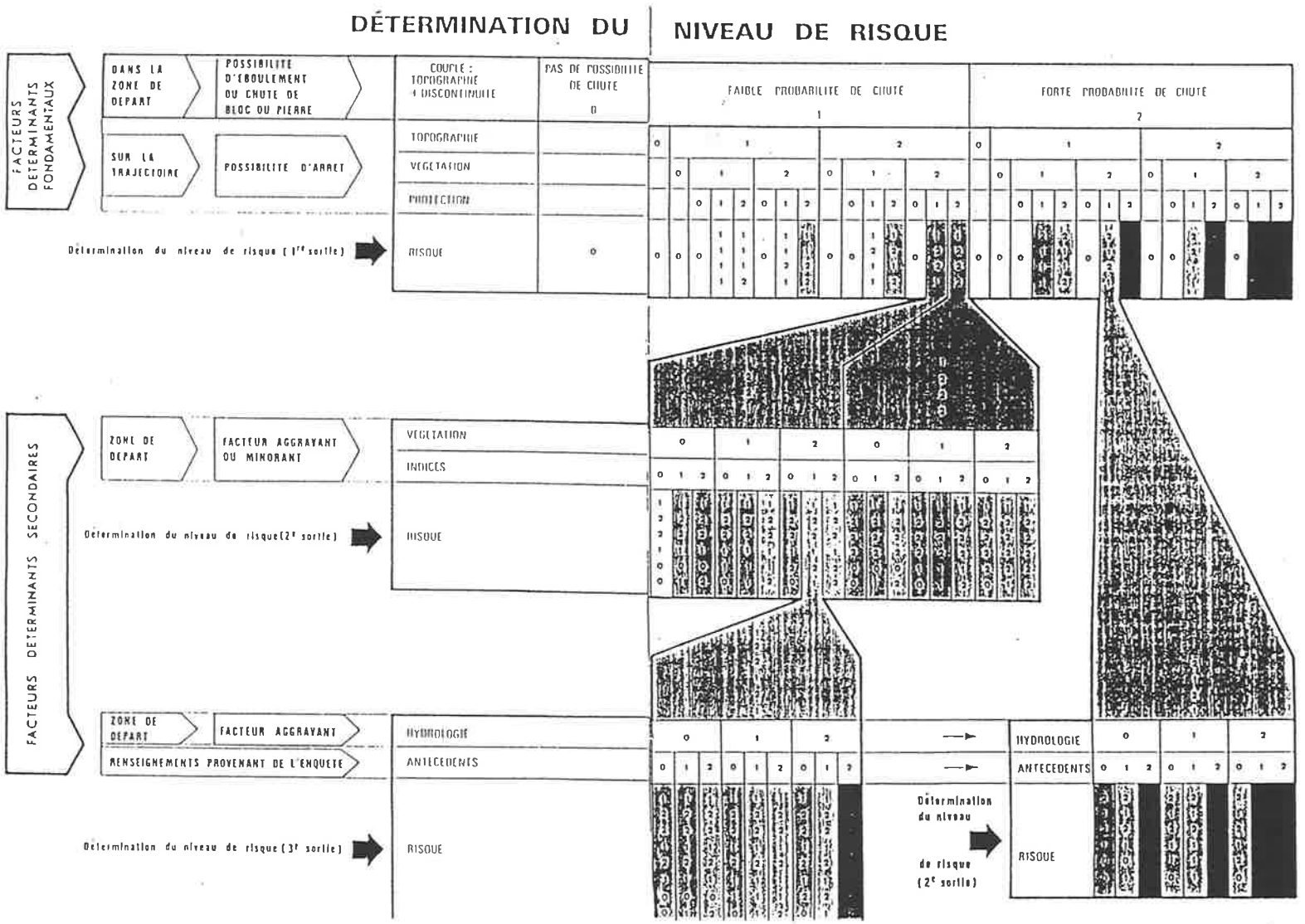


Figure 11. Subjective Determination of Rock Fall Hazard (LPC, 1978)

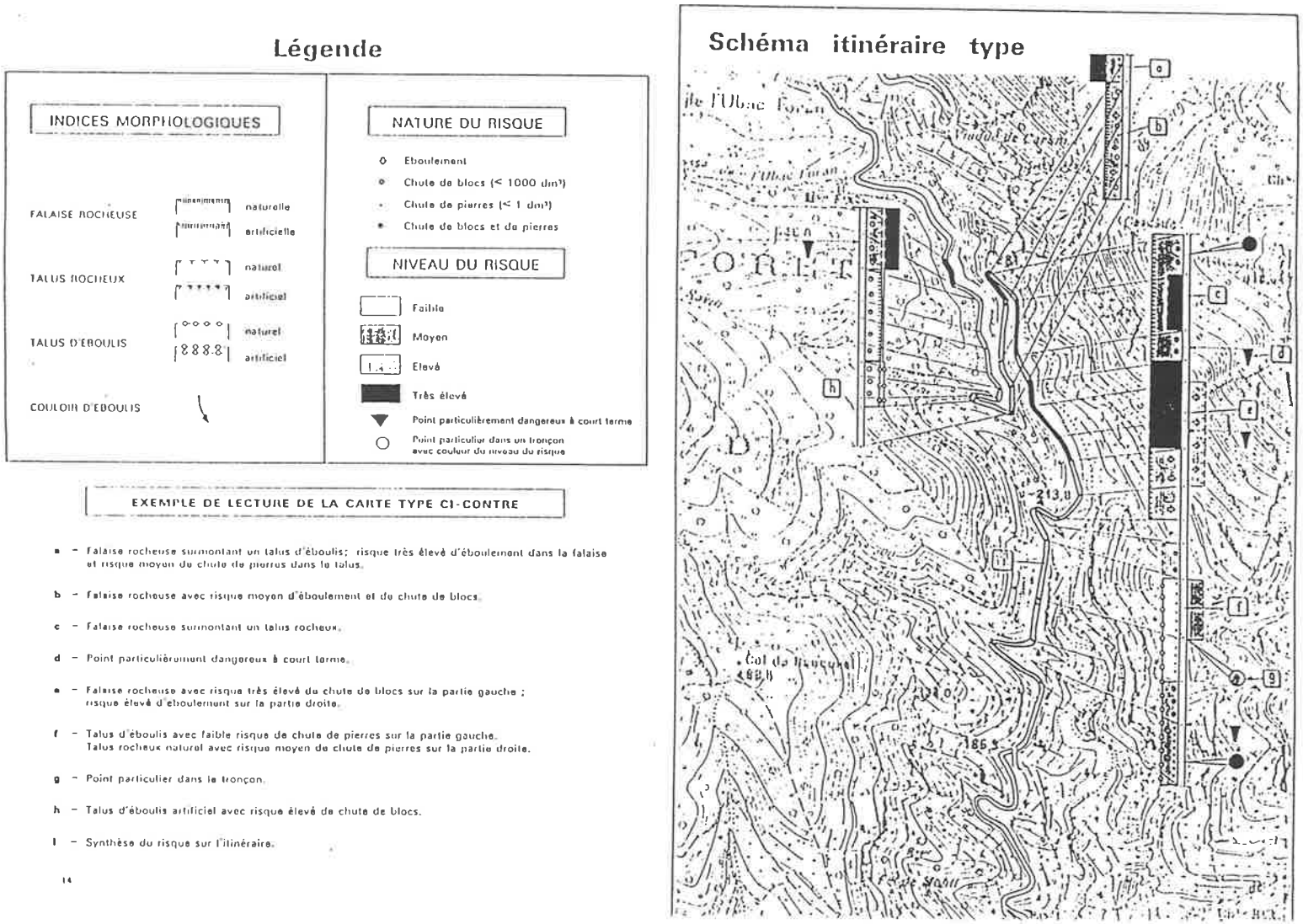


Figure 12. Rock Fall Hazard Along Highway (LPC, 1978)

as slope inclination and penetrometer resistance. Other examples are the avalanche risk assessments in Norway. These procedures may actually be characterized as combined objective/subjective procedures since many of the parameters can be objectively collected (e.g. slope inclinations, penetrometer resistance, vane shear strength) while the relation between these parameters and the occurrence of slope failures or avalanches is based on experience and often subjective.

Updating

Following the determination of performance probabilities is the decision which, as mentioned before, can be the selection of one of many alternatives or it can be the decision to "update". Updating can be the modification of a parameter, and the best example with regard to slope stability is to change slope inclination which in turn will change the probability of failure. Coming back to the simplest form of risk analysis one would then have the original risk:

$$R^\circ = P^\circ_f \times C \qquad (8)$$

where P°_f is the original probability of failure with the original slope inclination and C, for instance, the cleanup cost. This can be compared with the updated risk:

$$R' = P'_f \times C \qquad (9)$$

where P'_f is the probability of failure with a modified slope inclination. (The cleanup cost would probably also be different, but this is not considered here.)

If $R^\circ - R'$ > 'Cost of flattening slope', the stabilizing measure of flattening the slope is worth undertaking.

FLOW THROUGH FRACTURED MEDIA

Information collection and determination of uncertainties

Flow through fractured media can be modelled with discontinuity analysis i.e. modelling the geometry of fracture systems and combining this with modelling of flow through individual fractures. The other

possibility is to model flow with quasicontinuum analysis. This will not be discussed here except for stating that determining the representative equivalent volume for quasicontinuum approaches can, in turn, be based on probabilistic discontinuous flow models (see e.g. Dershowitz and Einstein, 1987).

Collecting and representing fracture systems makes use of the same stochastic procedures described in the context of slope stability. In addition, it is possible to collect information on the individual fracture through analogous objective approaches. Fig. 13 shows aperture distributions of fractures with different roughnesses as determined by Roberds et al. (1990).

Performance models for flow through fractured rock masses

The stochastic fracture system models and the probabilistic individual fracture geometry models can be combined to produce probabilistic rock mass flow models. Some of this has been done by Long et al., (1985, 1987); Hestir et al., (1987); Dershowitz (1993); Dershowitz and Einstein (1987). In most cases, parallel plate flow models are used to represent the individual fracture rather than representations of varying apertures.

TUNNELING

Stability and deformation of tunnels in rock and flow into such tunnels can be assessed with approaches which are similar or the same as those for slope stability and rock mass flow.

To illustrate a different application of decision making under uncertainty and risk analysis, another aspect of tunnelling, namely tunnel construction will be discussed here. This will also serve as an example where one goes beyond simply determining performance probabilities but also includes the consequences of performance and associates this with cost and time.

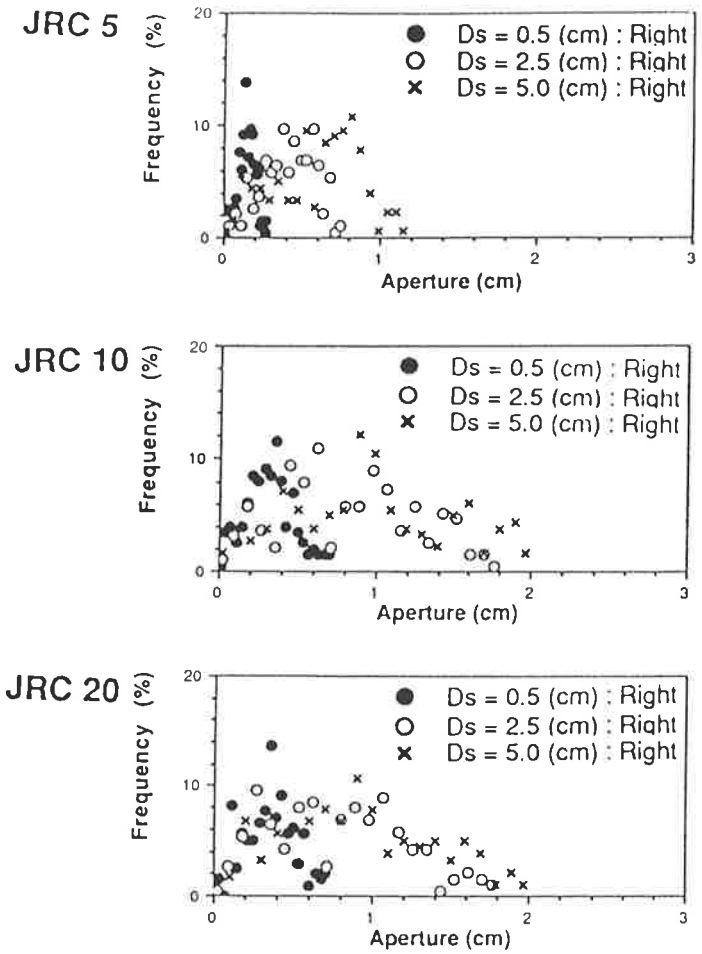


Figure 13. Fracture Aperture Distribution with Varying JRC and Shear Displacement, (Displacement to the right)

Information collection and objective determination of uncertainty

Tunnel cost and time and particularly variation (uncertainty) in cost and time are affected by geologic-geotechnical factors and by construction factors. The latter include variable performance of crew and equipment, repairs and maintenance occurring at variable intervals, as well as mishaps. In the cooperative research project on the Continuous Tunnel Boring Machine*, Professor P. Nelson at the University of Texas and her students have collected information on tunnel boring machine performance (Abd Al-Jalil, 1995). Figures 14 and 15 show examples. The data came from construction records and were objectively collected. Distributions have been fitted and regression analyses performed. Such data can be used by engineers and contractors when preparing the engineer's estimate and the bid for a particular project. In the above mentioned research, the data will be used to simulate the performance of the Continuous Tunnel Boring Machine using the Decision Aids for Tunneling (DAT, see e.g. Einstein et al., 1992, 1987) which will be described below.

Information collection and subjective determination of uncertainties

In tunneling projects for deep lying tunnels but even for shallow tunnels, the geology along the tunnel is often only partially known. Figure 16 shows the geology in the Northern section of the planned new Lötschberg base tunnel in Switzerland. At present one does not know over which length the formation WD intersects the tunnel and consequently how long the sections in the other formations will be. This is very important since the quality of the different formations varies considerably. These uncertainties need to be assessed together with construction uncertainties such as those discussed in the preceding section. The combined uncertainties will affect construction cost and time and can be presented in form of a scattergram (Fig. 17). Knowing this scatter, i.e. the distributions, is very important in project preparation and construction planning.

---

* The CTBM research involves several universities, MIT (lead), U of Texas at Austin, U of Missouri, Rolla, U of California, Berkeley.

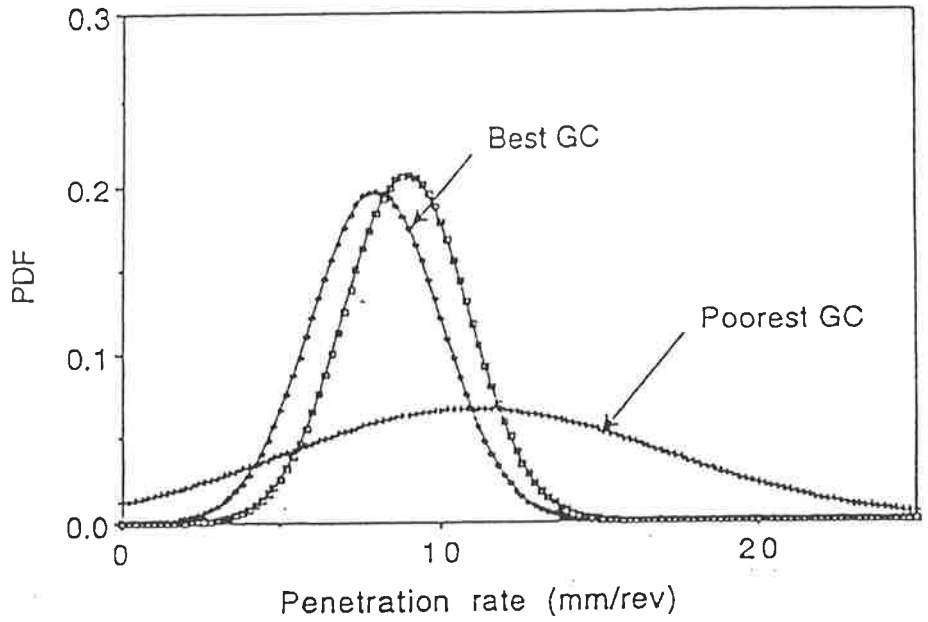


Figure 14. TBM Penetration Rate for Different Ground Conditions. (Abd Al-Jalil, 1995).

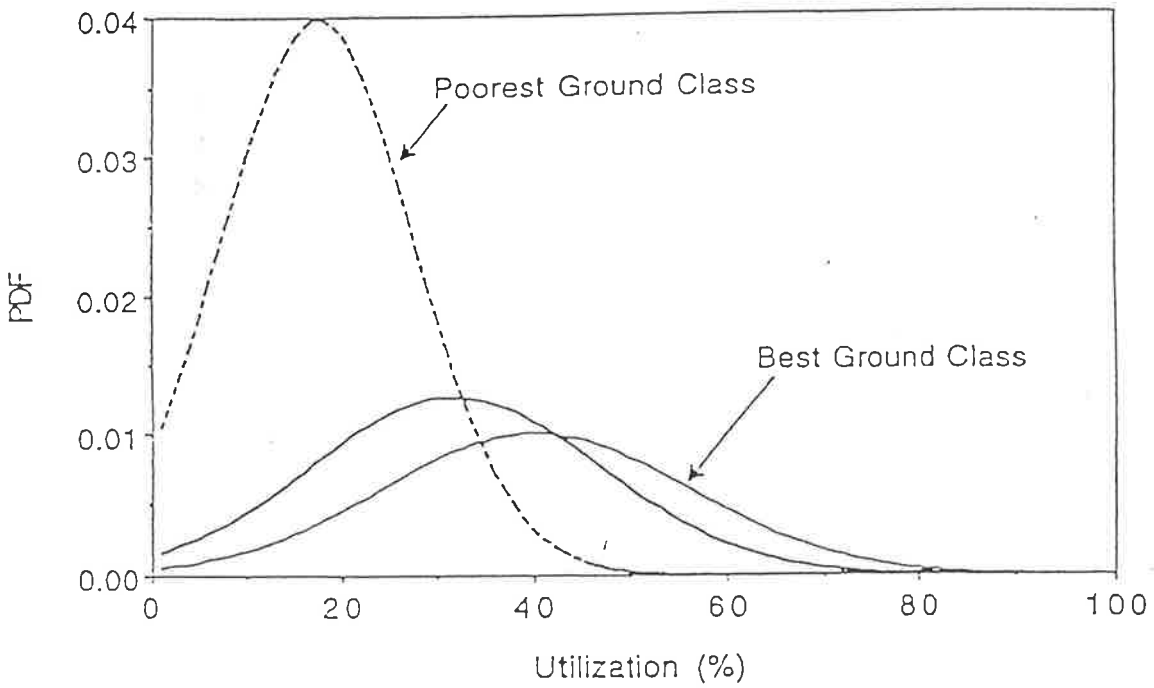


Figure 15. TBM Utilization for Different Ground Conditions. (Abd Al-Jalil, 1995).

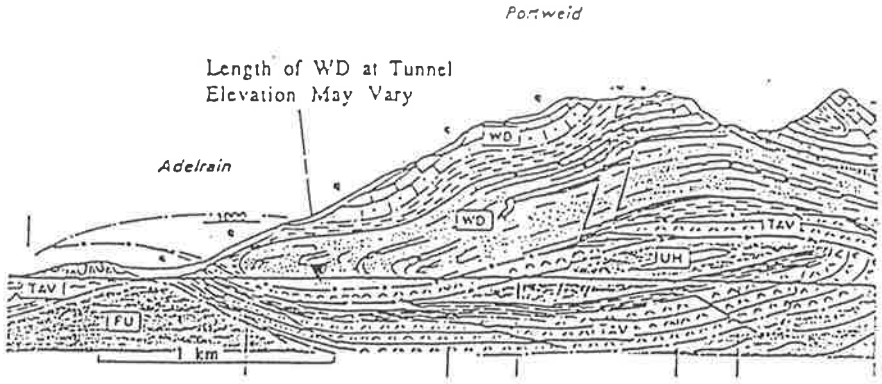


Figure 16. Uncertain Tunnel Geology - Northern Section of Lötschberg Base Tunnel Project.

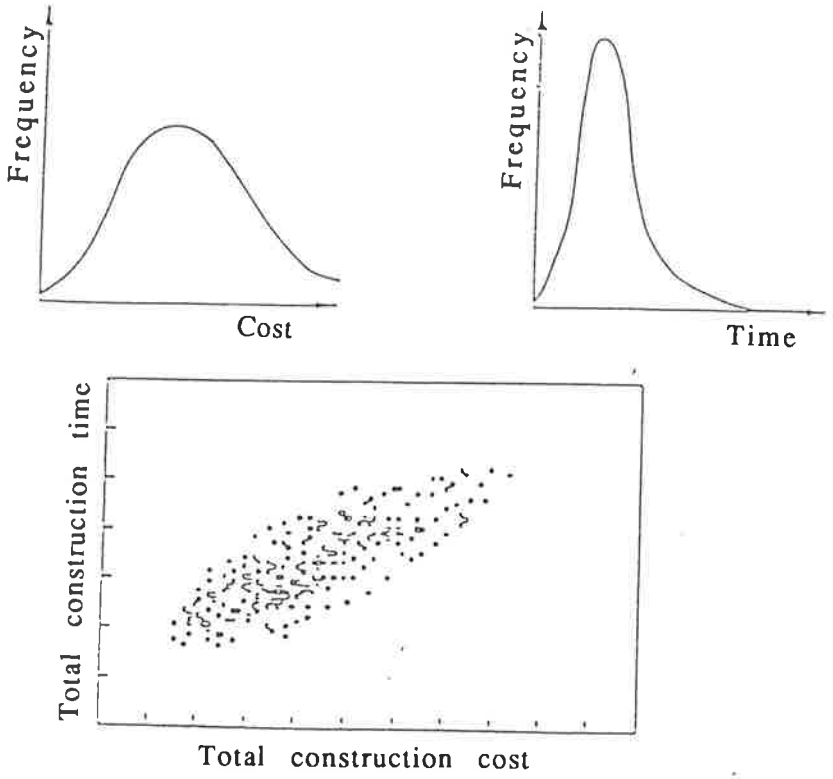


Figure 17. Time-Cost Scattergram.

In predicting tunnel geology and the associated uncertainties at the tunnel level, one will have to rely on one's experience. We have developed and successfully applied several approaches to formally use this experience (Ashley et al., 1982; Chan, 1980). The case presented here is based on the Markov process and consists of the following steps:

- The tunnel geology is subdivided into homogeneous zones in which the tunnel geology has similar characteristics. (This does not mean that the geology is constant).
  Fig. 18 shows the subdivision of the new Gotthard base tunnel into zones.
- In each zone one defines the major parameters such as lithology (rock type), occurrence of fracture zones, water inflow, etc. One also defines parameter states such as "granite", "schist", and "phyllite" for lithology.
- The mean lengths and transition probabilities of the parameter states are then subjectively estimated. Specifically, one estimates for instance, for the parameter lithology, the mean lengths of the states "granite", or "schist", or "phyllite" and the probability with which the schist will change to either granite or phyllite. Mean lengths and transition probabilities are the characteristics of the Markov process. By defining them, (Table 1) one in essence defines the distribution of the parameter states.

For each of the parameters, this will lead to a distribution of parameter states along the tunnel, as shown in Fig. 19. Since combinations of parameter states are related to ground classes (Table 2), one can derive ground class distributions along the tunnel profile from the parameter state distribution as shown with lowest line in Fig. 19. Hence, one describes the uncertainty (variability) in geologic conditions along the tunnel through subjective estimation of average lengths and transition probabilities. With the DAT (Einstein, et al., 1992) this can be done interactively on the computer screen.

Performance modelling

The probabilistic ground class profile is, in the context of the DAT, the input to a construction simulator. Specifically, the construction of the

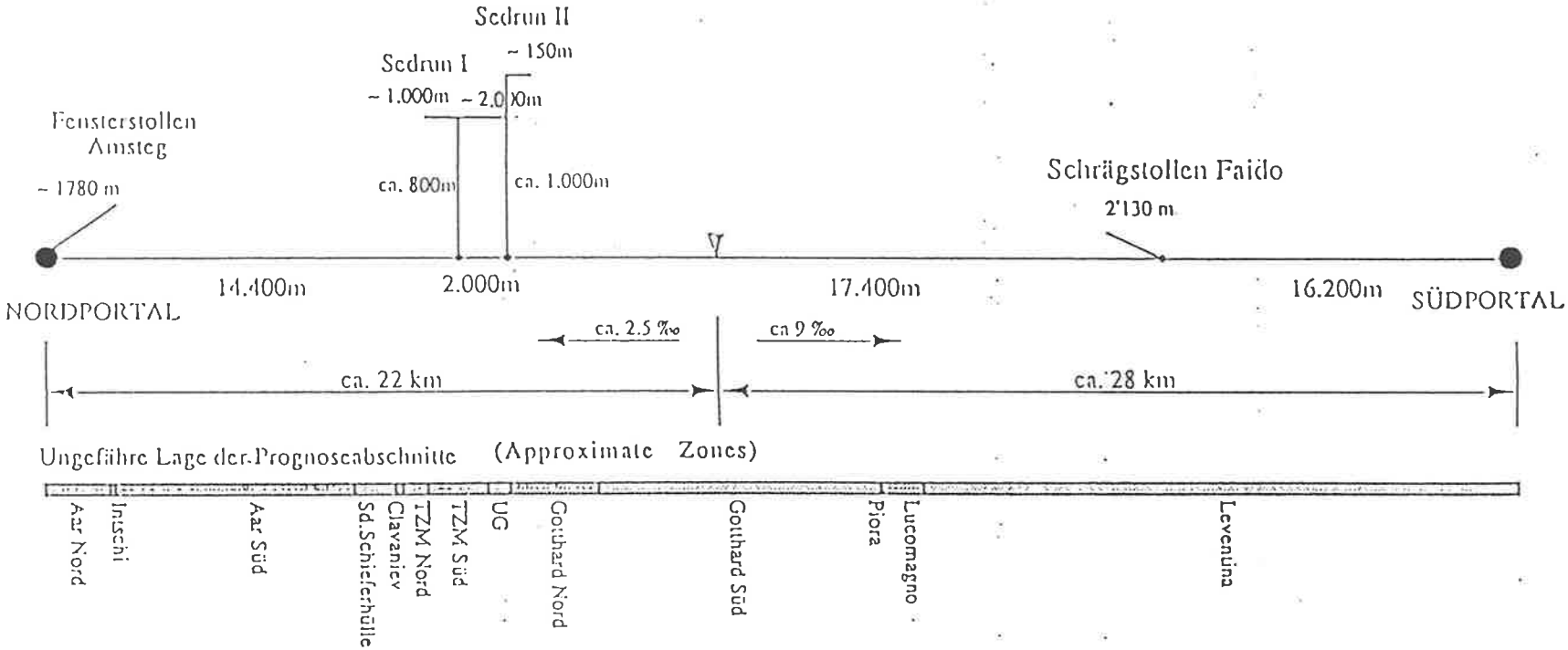


Figure 18. Estimated Zones for Gotthard Base Tunnel Project.
(The figure also shows a possible combination of shafts and tunnels.)

Table 1. Gotthard Base Tunnel
Estimated Mean Lengths and Transition Probabilities for the Two Parameters "Lithology" and "Faulting"

Lithology

Zone	Gneiss Granite	Schist	Phyllite	Transition Probability					
				G->S	G->P	S->G	S->P	G->G	P->S
	[m]	[m]	[m]						
Aar_1	190	10	--						
Intschi	35	530	10	.90	.10	.10	.90	.10	.90
Aar_2	∞	--	--						
Sd.Schief.	90	65	--						
Gott_Nord	90	30	10	1.0	.00	.25	.75	1.0	.00
Gott_Süd	500	50	10	.90	.10	.70	.30	.70	.30
Lucomagno	30	70	10	.90	.10	.80	.20	.10	.90
Leventina	5000	50	--						

Faulting

Zone	Not "Faulted"	"Faulted"
	[m]	[m]
Aar_1	1030	20
Intschi	--	∞
Aar_2	700	10
Sd.Schief.	390	10
Gott_Nord	205	10
Gott_Süd	300	35
Lucomagno	300	15
Leventina	3000	15

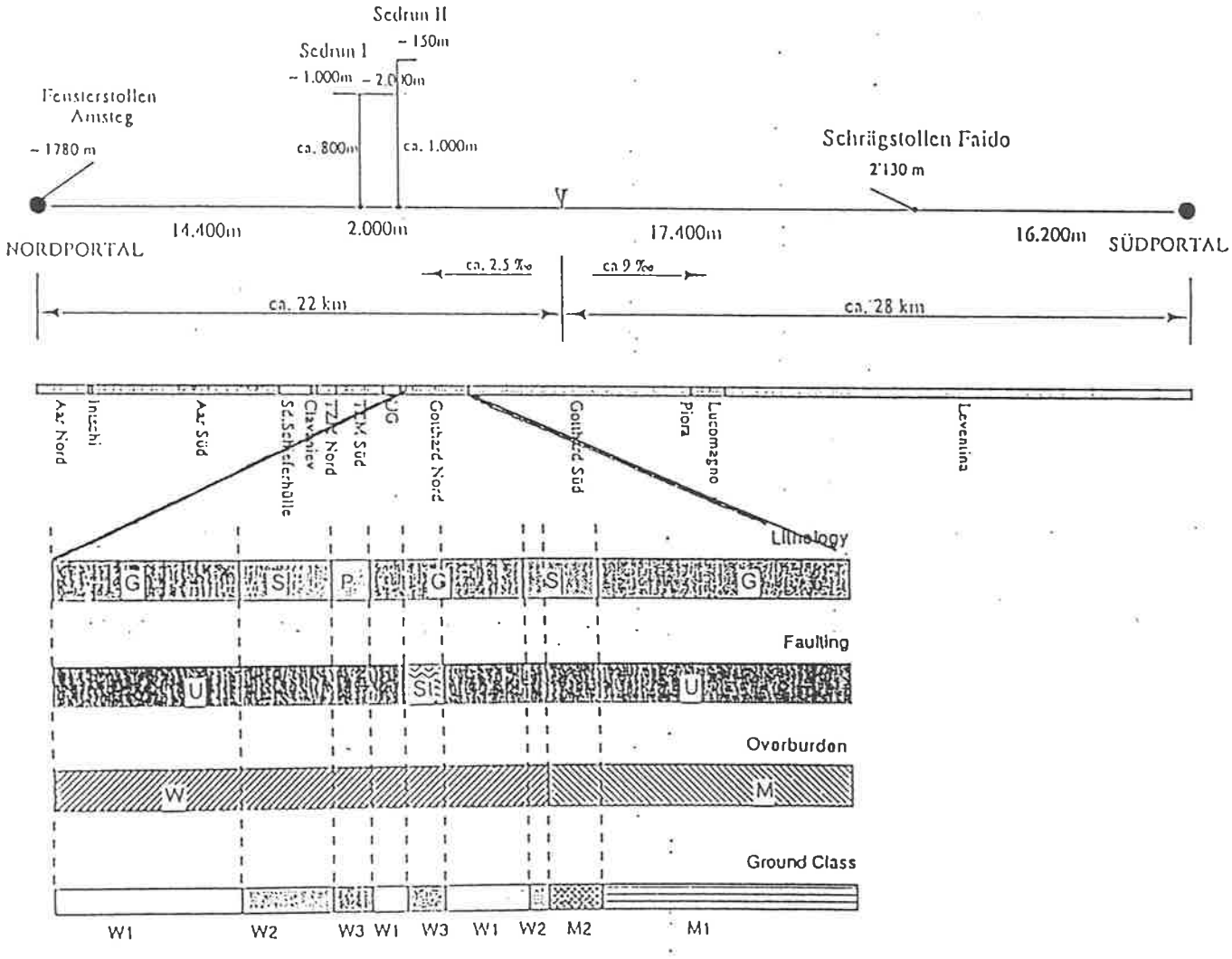


Figure 19. Subdivision of a Zone into Parameter States and Groundclasses. (The figure shows one of many different possibilities reflecting the probabilities of the parameter states.)

Table 2. Parameter State - Ground Class - Association

Lithology	Faulting	Overburden	Ground Class
Gneiss-'Granite'	not faulted	(<1000 m)	W1
Gneiss-'Granite'	not faulted	(1000-1500 m)	M1
Gneiss-'Granite'	not faulted	(> 1500 m)	H1
Gneiss-'Granite'	faulted	(<1000 m)	W3
Gneiss-'Granite'	faulted	(1000-1500 m)	M3
Gneiss-'Granite'	faulted	(>1500 m)	H3
Schist	not faulted	(<1000 m)	W2
Schist	not faulted	(1000-1500 m)	M2
Schist	not faulted	(>1500 m)	H2
Schist	faulted	(<1000 m)	W3
Schist	faulted	(1000-1500 m)	M3
Schist	faulted	(>1500 m)	H3
Phyllite	not faulted	(<1000 m)	W3
Phyllite	not faulted	(1000-1500 m)	M3
Phyllite	not faulted	(>1500 m)	H3
Phyllite	faulted	(<1000 m)	W3
Phyllite	faulted	(1000-1500 m)	M3
Phyllite	faulted	(>1500 m)	H3

tunnel is simulated a number of times through the geology given by the probabilistic parameter profile. In this construction simulation it is possible to imitate construction uncertainties which can be subjectively or objectively obtained (recall Figures 14, 15). Figure 20 e.g. shows an advance rate distribution which was objectively collected in a TBM driven tunnel in Switzerland. The result of all this can be used to produce a scattergram such as the one from the Gotthard Base tunnel project in Fig. 21. Another possible output is a time distance diagram with scatter (Fig. 22).

In the newest development (see Halabe, 1995) the capabilities of the DAT have been greatly enhanced by a so called resource model. Not only is it possible to determine time and cost distribution but consumed resources such as materials, crews and equipment and produced resources such as muck can be modelled including uncertainties. For example, Fig. 23 shows the production of four different types of muck produced in a tunnel section (P1 = Production of Class 1 Muck from drill and blast excavation which can be used as aggregate for normal concrete; P2 = Production of Class 2 Muck from tunnel boring machines which can be used as aggregate for shotcrete; P3 = Production of Class 3 Muck which can be used for embankments; P4 = Production Class 4 Muck which is not re-usable). This can be compared with the consumption of aggregate for normal concrete (V1) and shotcrete (V2). The muck quantity uncertainties not only include the geologic uncertainties discussed before but additional uncertainties in that a particular rock type may produce a range of different muck classes.

These results are quite significant. The time and cost scattergrams or histograms are essential to risk analysis and decision making. One can compare e.g. different tunnel alternatives not only on the basis of their mean cost/time but also considering possible deviations which from a financing point of view are at least as important as the mean cost, as the Channel Tunnel has quite well shown. - Another use of such results is for risk sharing; small deviations from the mean cost can be carried by the contractor while greater deviations should be shared with the owner or perhaps be covered by insurance. The preceding comments have also indicated that the results can be expressed in terms other than cost. Time is an obvious way but this is usually also transformed into cost. The muck quantity is an example for performance assessment

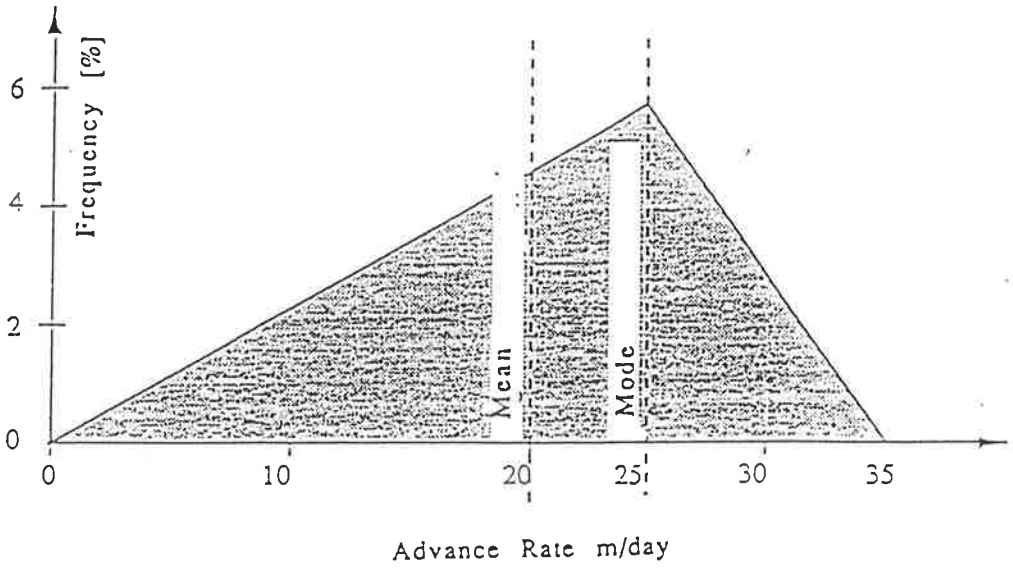


Figure 20. Distribution of Advance Rates
(Objectively collected information)

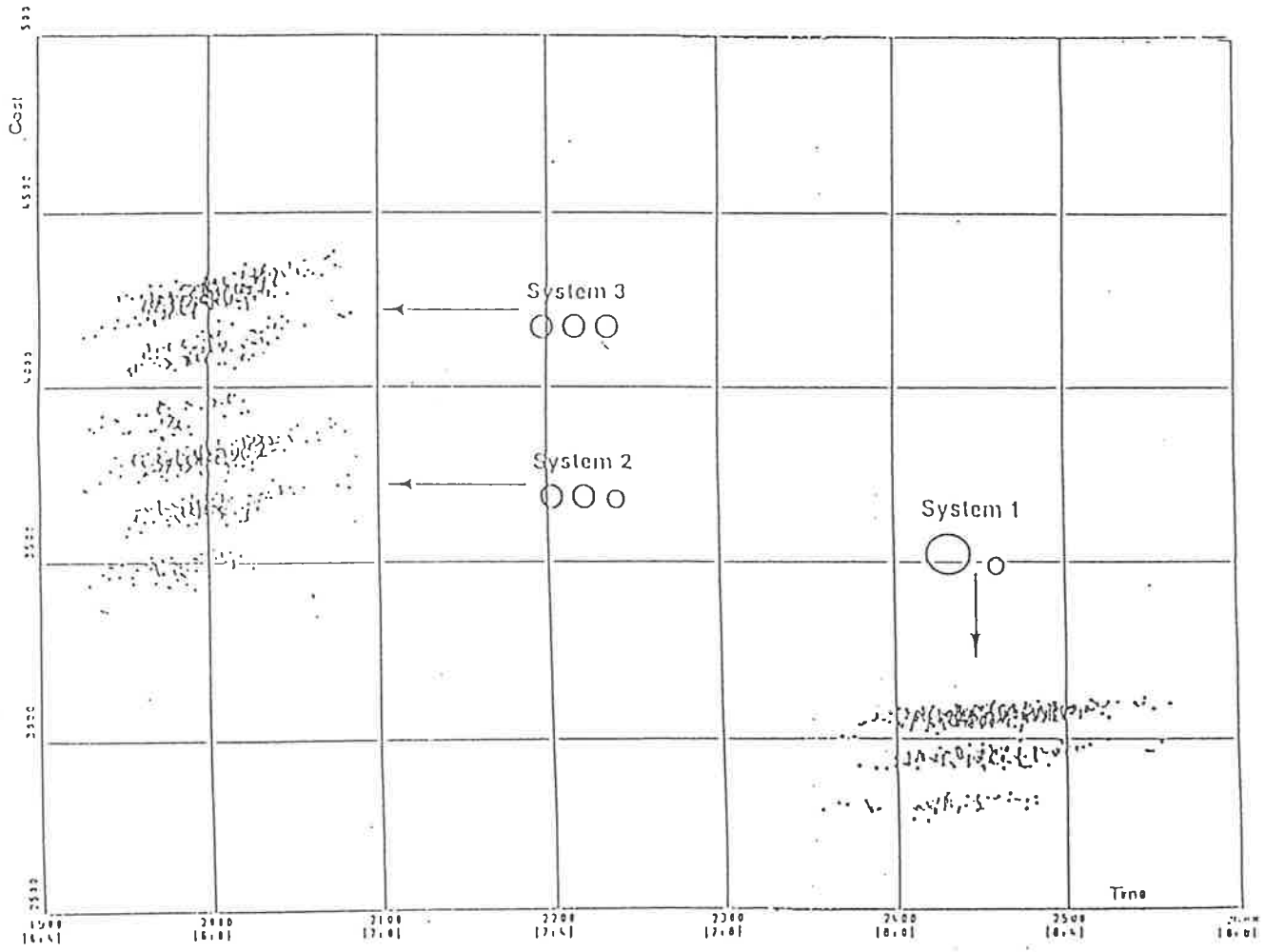


Figure 21. Gotthard Base Tunnel Project
Time-Cost-Scattergram of Three Different Systems (Cost in sfr.
Time in working days and years:months. 1 year = 300 working days.)

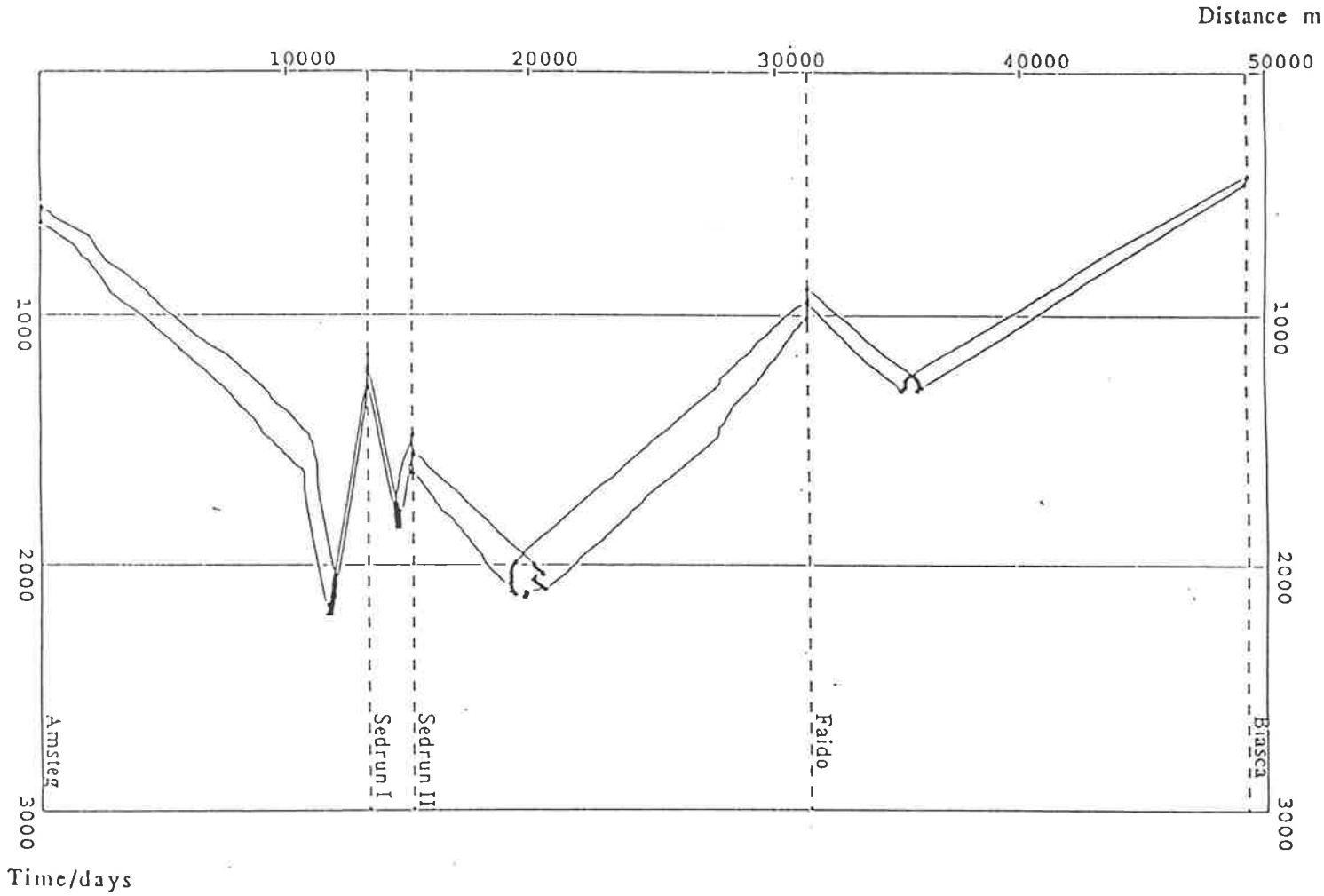


Figure 22. Gotthard Base Tunnel Project - Time Distance Diagram with Scatter

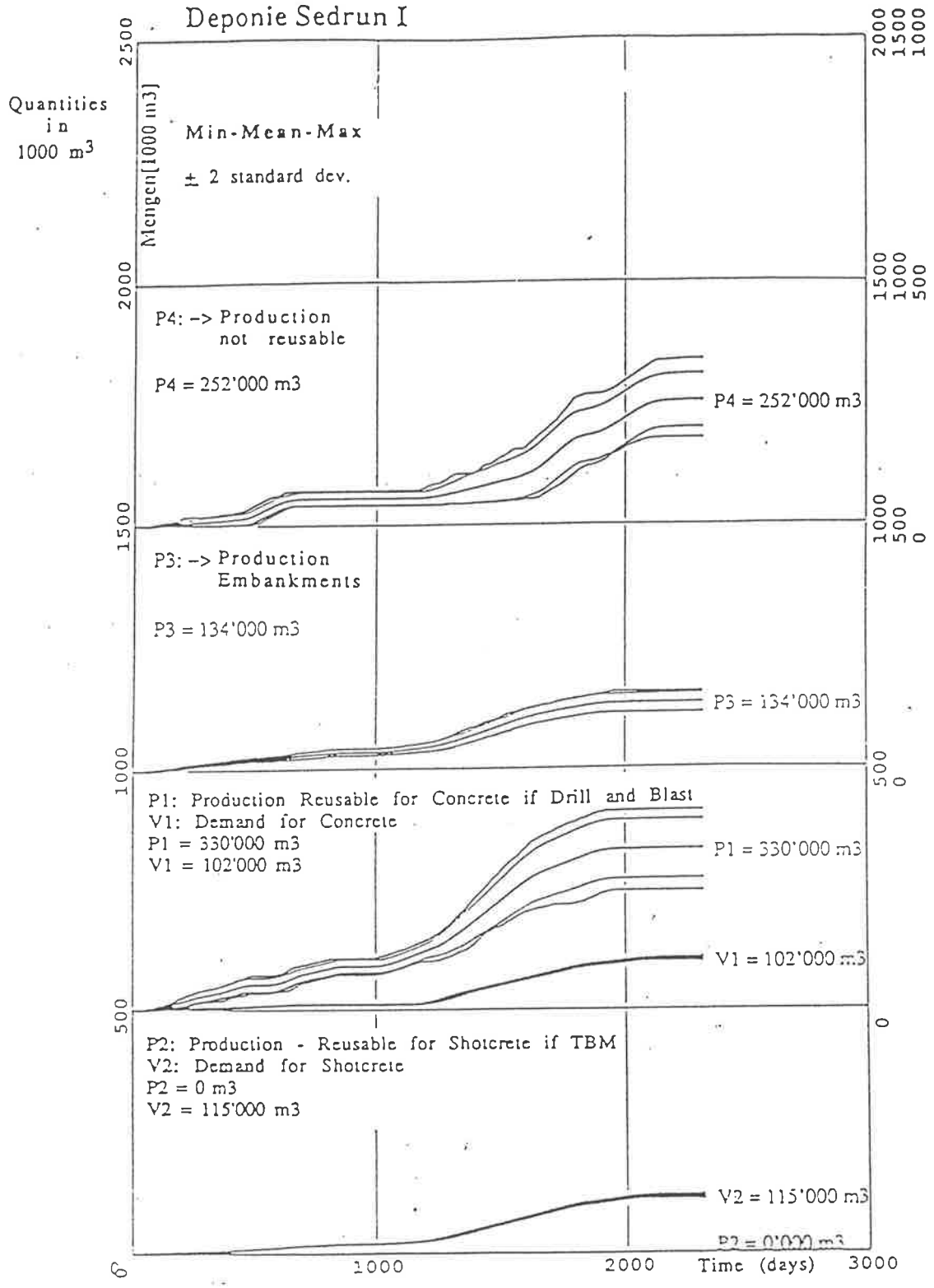


Figure 23. Gotthard Base Tunnel Project
Muck-Time Accumulation at a Repository

in non-monetary terms; muck volume itself has a meaning because of its environmental effects. Other kinds of effects of tunneling on the physical or social environment can be easily included.

Updating through collection of additional information

The tunnel example provides also the opportunity to demonstrate updating through collection of additional information; it can also be used to illustrate the information (modelling) phase (see Fig. 3) with which one decides if collecting additional information is worthwhile:

For instance, the mean cost of building a tunnel is estimated considering existing uncertainties (prior probabilities of geologic conditions). One then imagines drilling an additional exploration boring; the likelihood functions are estimates of the boring results one would expect from particular actual conditions. The likelihood function may express the probability of encountering different joint intensities (high, medium, low) in the boring, given that the actual conditions were low intensity jointing. Such a likelihood function is largely objective since one can obtain it from observing a number of boring logs and comparing them to the actual conditions encountered when excavating a tunnel. Other likelihood functions such as relating water in a boring to water inflow in a tunnel would involve considerable judgement and are thus largely subjective. The likelihood function cannot only expresses the probability that the observation represents reality at the boring location but it allows one to express how well the boring information represents the geologic conditions over a certain length of tunnel. This aspect of the likelihood function is largely subjective. Once the likelihood functions for all the relevant parameters have been established one conducts a preposterior analysis and obtains posterior (updated) parameter probabilities. These are used to calculate an updated mean cost for construction of the tunnel. If the new (posterior) mean cost is smaller than the prior one, and if the difference is greater than the cost of the exploratory boring, one would perform this exploration.

In modelling the effect of additional information, one uses the preposterior analysis with the formal Bayes' updating:

$$P'[B_j|A] = \frac{P[A|B_j]1P^o[B_j]}{\sum_{j=1}^{n} P[A|B_j]P[B_j]} \qquad (10)$$

where $P'[B_j|A]$ = the posterior probability of outcome B_j given that information A has been obtained

$P[A|B_j]$ = the probability that information A is observed if B_j actually exists (the so called likelihood function)

$P^o[B_j]$ = the prior probability of B_j

Expression in denominator = normalizing function

If the preposterior analysis shows that performing additional exploration is worthwhile, one does so. The additional information can then be included to "update" in the decision process (Fig. 3). When discussing slope stability analysis, it was mentioned that updating through consideration of a flatter slope can be done by simply changing the performance probability (probability of slope failure) considering the new slope inclination. Such a simple updating is often not adequate when considering information obtained from additional exploration. What one does then is not to directly use the information observed in the boring, e.g. joint intensity, but to again formulate a likelihood function.

Another possibility to update tunnel geology is to use observed geologic/geotechnical conditions in the excavated part of the tunnel to modify the predictions in the as yet unexcavated part. Again, a likelihood function expresses how well the observed geology can be related to the geology of this as yet unexcavated part of the tunnel. Updating on the basis of observations in the excavated part of the tunnel has been implemented in the construction management support module of the DAT (see e.g. Kim, et al., 1985; Einstein et al., 1987).

Additional comments regarding updating

A number of different approaches have been shown with which one can formally update the risk, and it is worthwhile to recapitulate them and make a few additional comments:

- Updating can be in form of modifying the variables in the performance model and then obtain an updated performance probability (e.g. slope flattening)

- Updating can be in form of changing the relation between consequences and performance and hence modifying. P[Consequence|Performance]. An example would be building of a protective gallery which prevents rocks falling onto a road and thus reducing the probability that the road will be damaged.

- Updating can reflect additional information (e.g. tests revealed different friction angle distributions than originally assumed).

- Updating in all the cases mentioned above can be done by directly modifying the parameters or through preposterior analysis using likelihood functions. The likelihood functions express the uncertainty involved in including the modified parameters. In the case of including additional information the likelihood function expresses the inherent uncertainties of exploration or testing procedures; in the cases of slope flattening or protective structures, the likelihood function expresses the uncertainty in the effect of the modifications (e.g. does the gallery prevent all rockfall damage?)

- Finally, updating is actually a standard geotechnical procedure which is used in the so called observational method (Fig. 24). It recognizes the fact the geologic/geotechnical conditions are rarely known with certainty and that adapting design and construction to the actually encountered conditions is a good way to deal with this.

CONCLUSIONS

The discussion in this paper has confirmed that engineering in general and rock engineering in particular corresponds to a decision making

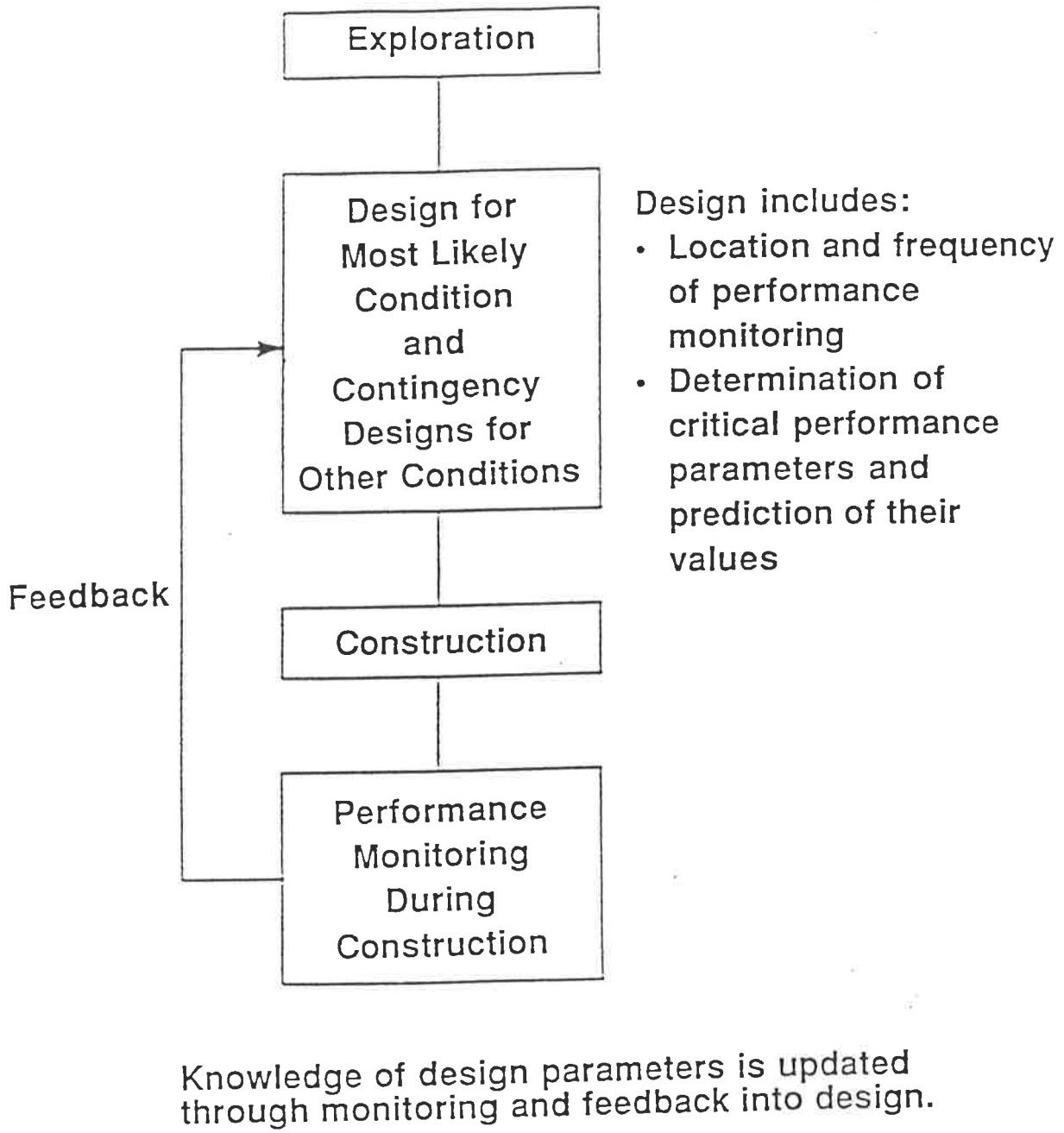


Figure 24. Observational Method

process in which one tries to ensure that the performance of an engineering structure or process satisfies prescribed criteria. Usually, and particularly in engineering decisions involving geologic and geotechnical problems, one wants to include uncertainties in the decision making and make use of risk analysis and related tools. All this is not simply an abstract notion but there are a number of procedures which allow one to:

- collect information and determine uncertainties
- model the performance and consequences including uncertainties and hence assess risk
- make decisions on this basis which can include the selection of a particular alternative, the modification of particular parameters or the collection of additional information.

As was shown in this paper, typical rock engineering problems such as slope design, flow through jointed rock and tunneling can be handled with these procedures, many of which make use of modern interactive computerized methods.

The tools for decision making under uncertainty and for application of risk analysis do thus exist. One can also state that engineers recognize that there is uncertainty. The question is then, why are these tools not used more frequently? Two reasons seem to prevail:

- Engineers have the impression that these procedures require an effort in information collection and modelling which exceeds the usual
- Judgement seems to be excluded

What has been discussed here should show that procedures exist which, through use of modern information technology, make their use reasonably convenient, although improvements are still necessary. What should definitely have been dispelled is the notion that judgement is excluded. Just the opposite is the case. Judgement can be formally included and one can easily examine its effects.

REFERENCES

Abd, Al-Jalil, G. 1995. Analysis of performance of tunnel boring machine systems, University of Texas, Austin, Ph.D. Thesis.

Ashley, D.B.; Veneziano, D.; Einstein, H.H.; Chan, M.H.C. 1982. Geological prediction and updating in tunnelling - a probabilistic approach. Proc. 22nd U.S. Symp. in Rock Mechanics.

Baecher, G.B. 1981. Risk Screening for Civil Facilities. Massachusetts Institute of Tech., Dept. of Civil Eng. Report CER-81-9. 20p.

Baecher, G.B.; Lanney, N.A. 1978. Trace length biases in joint surveys. Proc. 19th U.S. Symp. on Rock Mechanics, Vol. 1, 56-65.

Baroudi, H.; Hantz, D., Asof, M.; Piguet, J.P. 1992. Bench stability in open pit mines: A methodology for jointed rock masses. Proc. Int'l. Symp. on Fractured and Jointed Rock.

Call, R.D.; Nicholas, D.E. 1978. Prediction of step path failure geometry for slope stability analysis. Proc. 19th U.S. Symp. on Rock Mechanics .

Chan, M.H.C. 1980. A geological prediction and updating model in tunnelling. Massachusetts Institute of Technology, Ph.D. Thesis.

Dershowitz, W.S. 1984. Rock joint systems. Massachusetts Institute of Technology, Ph.D. Thesis.

Dershowitz, W.S. 1993. Geometric conceptual models for fractured rock masses: Implication for groundwater flow and rock deformation. Proc. EUROCK 93.

Dershowitz, W.S.; Einstein, H.H. 1987. Three dimensional flow modelling in jointed rock masses. Proc, 6th Int'l. Congress of the ISRM, 87-92.

Dershowitz, W.S.; Einstein, H.H. 1988. Characterizing rock joint geometry with joint system models. Rock Mech and Rock Eng., V. 21, No. 1.

Einstein, H.H.; Baecher, G.B.; Veneziano, D.; O'Reilly, K.P. 1983. The effect of discontinuity persistence on rock slope stability. Int'l. Jrnl. of Rock Mechanics and Mining Sciences, V. 20, No. 5.

Einstein, H.H.; Dowding, C.H. 1981. Shearing resistance and deformability of rock discontinuities. Chaper 7 in Physical Properties of Rocks and Minerals, G.S. Touloukim, C.G. Ho, Eds, McGraw Hill.

Einstein, H.H.; Dudt, J.-P.; Halabe, V.B.; Descoeudres, F. 1992. Decision aids in tunneling - Principle and practical application. Monograph, Swiss Fed. Office of Transporation, Project Alptransit.

Einstein, H.H.; Lee, J-S. 1992. "Topological Slope Stability Analysis Using a Stochastic Fracture Geometry Model", Proc Int'l Conference on Fractured and Jointed Rock.

Einstein, H.H.; Salazar, G.F.; Kim, Y.N.; Ioannou, P.G. 1987. Computer based decision support systems in underground construction. Proc. RETC.

Gervais, F.; Chiles, J.P.; Gentier, S. 1992. Geostatistical analysis and hierarchical modelling of a fracture network in a stratified rock mass. Proc. Symp. Int'l. Symp. on Fractured and Jointed Rock.

Glynn, E.F.; Einstein, H.H. 1979. Probability of kinematic instability in rock slopes - A numerical approach. Proc. 20th U.S. Symp. on Rock Mechanics.

Gregersen, O. 1983. Landsomfattende kartlegging av kvikkleireområder i gang, Bygg 4.

Grossmann, N.F. 1992. About the distribution of the tract lengths of a joint set. Proc. Symp. Int'l. Symp. on Fractured and Jointed Rock.

Halabe, V. B. 1995. Resource Modeling. Massachusetts Institute of Technology, Ph.D. Thesis.

Hasover, A.M.; Lind, N.C. 1974. Exact and invariant second moment code format, J. of Eng. Mechanics, ASCE, 100, No. EMI.

Hestir, K.; Chiles, J-P.; Long,J.C.S.; Billaux, D. 1987. Three-dimensional modeling of fractures in rock: from data to regionalized parent-daughter model. Proc. Flow and Transport through Unsaturated Fractured Rock, Evans and Nicholson, Eds.

Ioannou, P.G. 1984. The Economic Value of Exploration as a Risk Reduction Strategy in Underground Construction. Massachusetts Institute of Technology. PH.D. Thesis.

Keeney, R.L.; Raiffa, H. 1976. Decision Analysis with Multiple Conflicting Objectives. John Wiley and Sons, New York.

Kim, Y.; Einstein, H.H.; Logcher, R.D. 1985. Decision support system for tunneling, ASCE Fall Convention.

Lee, J.S.; Veneziano, D.; Einstein, H.H. 1990. Hierarchical fracture trace model. Proc. 31st U.S. Symp. on Rock Mechanics.

Long, J.C.S.; Gilmour, P.; Witherspoon, P.A. 1985. A model for steady fluid flow in random three-dimensional networks of disk shaped fractures. Water Resources Research, V. 21, No. 8, 1105-1115.

Long. J.C.S.; Billaux, D.; Hestir, K.; Chiles, J.-P. 1987. Some geostatistical tools for incorporating spatial structure in fracture network modelling. Proc. 6th Int'l. Cong. of the ISRM. 171-176.

LPC. 1978. Eboulements et chutes de pierres sur les routes. Méthode de Cartographie. Groupe d'Etudes des Falaises (GEF) Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. Rapport de Recherche LPC No. 80, 63p.

Marek, J.M.; Savely, J.P. 1978. Probabilistic analysis of the plane shear failure mode. Suppl. to Proc. 19th U.S. Symp. on Rock Mechanics.

Martel, S.; Hestir, K.; Long, J.C.S. 1991. Generative fracture patterns using self-similar iterated function concepts. 1990 Annual Report, Earth Sciences Div., Lawrence Berkeley Lab, 52-56.

Raiffa, H. 1964. Applied Statistical Decision Theory. Harvard Business School, Cambridge, MA.

Renshaw, C.E.; Pollard, D.D. 1992. Numerical generation of physically based fracture networks. Proc. Int'l. Symp. on Fractured and Jointed Rock Masses.

Roberds, W.D.; Iwano, M.; Einstein, H.H. 1990. "Probabilistic Mapping of Rock Joint Surfaces", Proc. of the Int'l. Symp. on Rock Joints, Loen.

Vanmarcke, E.H.; Bohnenblust, H. 1982. Methodology for Integrated Risk Assessment for Dams. MIT Research Report R-82-11.

Veneziano, D. 1979. Probabilistic model of joints in rock. Internal Report, M.I.T.

Viberg, L. 1984. Landslide Risk Mapping in Soft Clays in Scandinavia and Canada. Proc. IVth International Symposium on Landslides, Toronto, Volume 1, pp. 325-348.

Yu, X. 1993. Stochastic modelling of rock fracture geometry. Massachusetts Institute of Technology, Master's Thesis.

BERGMEKANISK DESIGN ENLIGT GÄLLANDE NORMER OCH KRAV PÅ RISKANALYS

Rock mechanics design according to existing standards and risk analysis demands

Introduktion: P-O Sahlström, Vägverket Region Stockholm

RISK OCH BESLUTSANALYS FÖR STORA UNDERMARKSPROJEKT MED TILLÄMPNING PÅ RINGENTUNNLARNA

Risk and decision analysis for large underground projects applied to the Stockholm Ring Road tunnels

Robert Sturk, KTH/Skanska Teknik AB
Jan Johansson, Naturgasteknik AB
Lars Olsson, Geostatistik AB
Per Tengborg, KTH/Sydkraft Konsult AB
Håkan Stille, KTH

1 INLEDNING

Ingenjörskonsten är inriktad på att göra saker. Härigenom blir man ständigt tvungen att fatta beslut om vad som skall göras, och vanligen kan man inte med fullständig säkerhet säga vad som blir resultatet av beslutet. Många beslut görs idag intuitivt och utan att de möjliga konsekvenserna är helt analyserade.

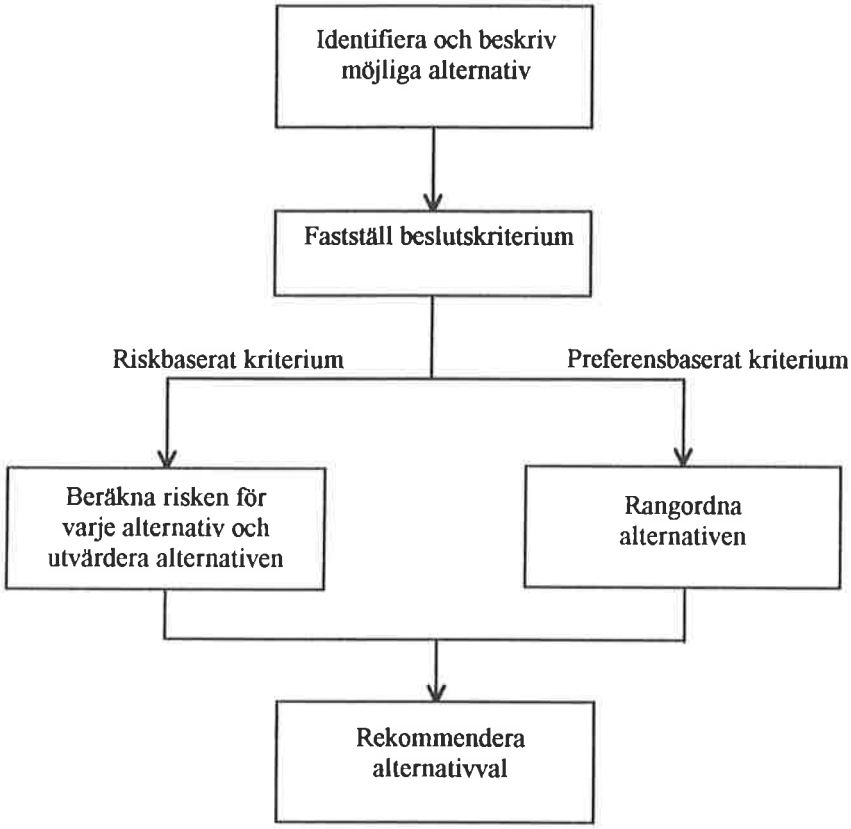
Eftersom byggprocessen innehåller många beslut i olika skeden är det därför möjligt att man ofrivilligt kommer att ta risker som man egentligen velat undvika. Å andra sidan kan ett alltför försiktigt agerande där man borde tagit risken, leda till att en anbudsgivare inte får en entreprenad eller till resursslöseri genom att man gör överstarka konstruktioner. Det gäller alltså att balansera sitt risktagande.

Föreliggande artikel handlar om hur stringent besluts- och riskanalys kan hjälpa beslutsfattare inom byggbranschen att ta bättre beslut och bättre hantera risker. I Kapitel 2 beskrivs beslutsteori och beslutsprocessen i allmänna termer. Kapitlet innehåller även ett förslag till hur beslutsprocessen kan struktureras samt en beskrivning av hur besluts- och riskanalyser samverkar. I Kapitel 3 presenteras ett urval av de befintliga verktyg och metoder som besluts- och riskanalytikern har till sitt förfogande.

2 BESLUTSFATTANDE

Stora undermarksprojekt innehåller ofta beslutssituationer som styrs av komplexa händelseförlopp och samverkan mellan många tekniska system. Byggandet är inte heller en intern affär mellan de traditionella aktörerna (byggherre, konsult och entreprenör) utan måste integreras med samhället i övrigt samt gällande lagar och normer. Detta innebär dels att beslutsfattandet i sig ofta är svårt och dels att det är svårt att skapa en strukturerad helhetsbild av problemet, vilket är nödvändigt för att ta rätt beslut.

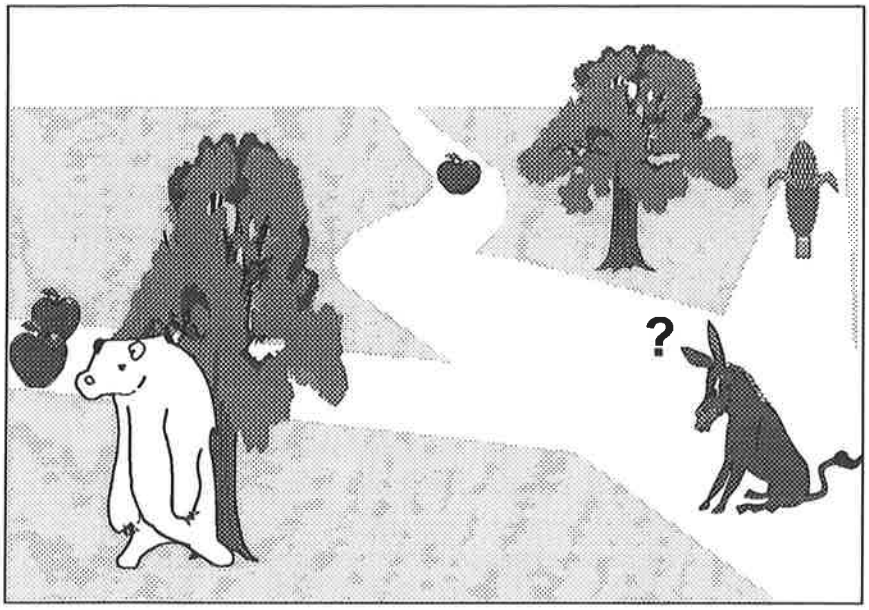
För att underlätta beslutsfattandet kan stringent besluts- och riskanalys tillämpas. Dessa analysmetodiker är en hjälp vid beslutsfattandet eftersom man då tvingas strukturera problemen samt klargöra riskerna och därmed själv kan avgöra om man är villig att ta dem eller ej. Huvuddragen i en stringent beslutsanalys visas i flödesschemat nedan, Figur 2.1.



Figur 2.1 Flödesschema som beskriver beslutsprocessen.
The decision process illustrated in a flow chart.

För att på ett enkelt sätt åskådliggöra beslutsprocessen och grunderna i beslutsanalys presenteras ett exempel med en åsna i en vägkorsning, se Figur 2.2.

Den berömda åsnan mellan de två hötapparna har i detta fall ersatts av en åsna som kan välja mellan tre vägar. Väg 1 innebär möjlighet att få två äpplen, men en björn lurar bakom trädet för att eventuellt äta upp åsnan. Väg 2 ger utdelning i form av ett äpple, detta äpple har dock legat i solen och kan vara oätligt även för en åsna. Väg 3 ger utdelning i form av majs. Förutsättningarna är att åsnan föredrar äpplen framför majs och den vill naturligtvis inte bli uppäten av björnen eller äta ruttna äpplen.



Figur 2.2 Beslutsvånda!
I can't make up my mind!

Genom att tillämpa beslutsteori kan vi hjälpa åsnan att välja den bästa vägen. Vilken som är den bästa vägen beror emellertid på vilket beslutskriterium åsnan använder. Vidare kan ju åsnan vara mer eller mindre riskbenägen, detta kommer också att påverka beslutet. Beslutskriterier och risk kommer att beskrivas längre fram i artikeln.

2.1 Identifiera och beskriv alternativ

Då man utför en beslutsanalys är det viktigt att klargöra, både för sig själv och för andra, exakt vilka alternativ som valet står emellan. Man skall härvid komma ihåg att det oftast finns ett nollalternativ, det vill säga att inte göra några förändringar mot den rådande situationen. Det händer också ofta att det i varje alternativ finns flera beslut som skall fattas vid olika tillfällen.

Man kan se denna inledande fas, att identifiera och beskriva alternativen, som system-modellering där man analyserar de olika delarna i alternativen och deras inbördes kopplingar och påverkan. Detta arbete innehåller en stor del ingenjörskonst och -kunnande. Det bör påpekas att på grund av till exempel specifika förutsättningar, lagar och normer kan vissa alternativ uteslutas redan i denna inledningsfas. Under identifieringsfasen är det viktigt att den som står inför beslutet deklarerar sina preferenser, förutsättningar och speciella krav så tydligt som möjligt så att hänsyn till dessa kan tas i den fortsatta beslutsanalysen. Lämpliga hjälpmedel som kan användas för att beskriva och strukturera olika alternativ är bland annat felträd (kvalitativa), händelseträd och beslutsträd.

2.2 Beslutskriterier

För att man skall kunna fatta ett bästa beslut krävs ett system för att värdera de olika beslutsalternativen, man måste ha beslutkriterier. Dessa baseras på det värde man tillmäter olika möjliga utfall av besluten. Eftersom vi inom undermarksbyggandet arbetar med material som är behäftade med osäkerhet (jord, berg och vatten) och där informationen om materialegenskaper etc. ofta är knapp bör vi använda ett subjektivt statistiskt tillvägagångssätt. Detta innebär att vi vill tillgodogöra oss subjektiv erfarenhet och kunskap samt kombinera den med det statistiska underlag som eventuellt finns tillgängligt. Den bayesianska statistiken ger oss den möjligheten till skillnad från den klassiska statistiken.

Om man följaktligen kan beskriva alternativen i formen av sannolikhet och nytta, där nyttan kan beskrivas med ett enhetligt mätetal, kan ett riskbaserat beslutskriterium med fördel användas, det vill säga kriteriet *förväntad nytta*, E(u), (expected utility), se till exempel Hansson (1991). Om nyttan eller sannolikheterna inte på tillfredsställande sätt kan beskrivas i explicita termer, måste något annat beslutskriterium tillgripas, till exempel ett preferensbaserat kriterium. Ett sådant kriterium rangordnar de olika alternativen, varefter beslutsfattaren rekommenderas att välja det alternativ som rankats högst.

2.2.1 Riskbaserat beslutskriterium

Vid användandet av riskbaserat beslutskriterium ("välj alternativet med störst förväntad nytta") definieras den förväntade nyttan E(u) som:

$$E(u) = p_1*u_1 + p_2*u_2 + \ldots\ldots + p_n*u_n$$

där p är sannolikheten för ett utfall och u är nyttan.

För att återknyta till vårt exempel om åsnan kan vi anta att åsnan har tillräcklig information för att använda ett riskbaserat beslutskriterium. Vi antar således att åsnan vet att sannolikheten att björnen är hungrig och därmed kommer att äta upp honom är 10% samt att det är 5% sannolikhet att äpplet på Väg 2, vilket inte legat i skuggan, är ruttet och därmed värdelöst. Beslutsanalysen handlar om att finna den väg som bäst uppfyller kriteriet och därmed innebär det för åsnan bästa beslutet. Åsnans nytta (u) för de möjliga resultaten av det tre olika vägvalen antas vara följande:

Två äpplen	20
är bättre än	
Ett äpple	15
är bättre än	
Majs	10
är bättre än	
Ett ruttet äpple	0
är bättre än	
Att bli uppäten	- 20

Sannolikheten (p) för att björnen äter upp åsnan är som sagt 10%, detta kan endast realiseras om Väg 1 väljs. Äpplet som ligger på Väg 2 är med 5% sannolikhet ruttet eftersom det legat i solen. Den förväntade nyttan för de olika vägarna blir:

Väg 1 0,90*20 + 0,10*-20 = 16
Väg 2 0,95*15 + 0,05*0 = 14,25
Väg 3 1*10 = 10

I detta fall är Väg 1 det optimala valet, trots den fara det innebär. Rekommendationen till åsnan blir således att välja Väg 1 men åsnan är givetvis inte tvingad att följa rådet!

2.2.2 Preferensbaserat beslutskriterium

I vissa fall är det svårt eller omöjligt att sätta ett gemensamt mätetal på olika egenskaper hos ett utfall. Det är till exempel svårt att mäta miljökonsekvenser, estetiska egenskaper och skadekostnader med ett gemensamt mått. I detta fall kan man tillgripa metoder där man på något sätt rangordnar alternativen efter olika (subjektiva) preferenser.

Om åsnan i exemplet inte vetat någonting om sannolikheten för att bli uppäten av björnen eller att äpplet var ruttet, alternativt om han inte kunnat uttrycka värdet av sitt liv i samma mätetal som nyttan av att få äta äpplen och majs, hade den varit tvungen att välja ett preferensbaserat beslutskriterium.

Man kan till exempel tänka sig att åsnan är försiktig, tar det säkra före det osäkra, och väljer Väg 3, det enda alternativ som inte är behäftat med osäkerhet.

2.3 Utvärdera och analysera alternativen

När man är klar över vilket beslutskriterium som gäller för det aktuella beslutsproblemet, inleds nästa omfattande delmoment i beslutsprocessen; utvärderingen och analysen av de identifierade alternativen.

Om beslutsproblemet faller under kategorin riskbaserat beslutskriterium skall risken förknippad med samtliga alternativ beräknas. Om ett preferensbaserat kriterium används, sker en rangordning av alternativen.

2.3.1 Beräkna risken för varje alternativ och utvärdera alternativen - Riskanalys

Begreppet risk
Flera gånger har begreppet risk använts i denna artikel. Det är således på sin plats att definiera risk. Risk är *förväntad konsekvens* och tecknas:

RISK = P * C

där

P = Sannolikhet
C = Konsekvens

Av detta följer att ordet *risk* i denna strikta mening är missbrukat. I dagligt tal förekommer ordet risk både i betydelsen sannolikhet och i betydelsen konsekvens. Man säger ju exempelvis att "det är stor risk för regn idag", men menar att sannolikheten för regn är stor/större än normalt.

Vad är riskanalys

Riskanalys innebär en systematisk identifiering av faror och värdering av risken, definition enligt Räddningsverket (1989). Det innebär att tillämpa ett probabilistisk tillvägagångssätt för att lösa problem och i detta sammanhang därigenom optimera beslut. Riskanalysen är enligt detta resonemang en del av beslutsprocessen/beslutsanalysen om ett riskbaserat beslutskriterium används. En riskanalys kan delas in i följande steg:

1) Identifiera faror
2) Åsätt sannolikheter för dessa faror
3) Beskriv och värdera konsekvenser
   - Ta hänsyn till riskbeteende och riskbenägenhet
4) Beräkna och beskriv risk

Spridning i risk

Man kan ta hänsyn till riskbeteende genom att översätta förlust i kronor till en förlorad nytta, via en icke linjär nyttofunktion (vanligen används en linjär nyttofunktion, det vill säga man arbetar med förväntad förlust i kronor). Att ta fram en icke linjär, för beslutsfattaren specifik, nyttofunktion kan vara svårt. Ett alternativ kan då vara att i beslutsanalysen arbeta med förväntad förlust i kronor och komplettera detta med ett subjektivt hänsynstagande till spridningen i möjliga utfall. Detta kan innebära att:

låg förväntad nytta och liten spridning i risk
kan, för en viss beslutsfattare, vara bättre än
högre förväntad nytta och stor spridning i risk

Detta är viktigt att beakta framförallt när det gäller tekniska system där faror innebär allvarliga eller katastrofala konsekvenser. Stora kraftverksanläggningar, vissa tunnlar och bergrumsanläggningar faller definitivt inom denna kategori.

Beräkna risker

Att beräkna risken för en viss händelse är matematiskt mycket enkelt. En sannolikhet (sortlös) multipliceras med en konsekvens som ofta, framförallt inom byggbranschen, uttrycks i ekonomiska termer (kr). Produkten är risken, följaktligen ofta uttryckt som en kostnad (kr). Svårigheterna med att beräkna risken är således inte förknippade med den

matematiska operationen utan består i att åsätta sannolikheter och kostnader för olika händelser.

Sannolikheter för händelser och utfall kan till exempel baseras på information från:

- Provning
- Statistiskt underlag från verkliga tidigare utfall
- Expertbedömningar

Kostnader som är förknippade med ett undermarksprojekt är exempelvis:

- Byggkostnader
- Drift och underhållskostnader
- Icke anläggningstekniska kostnader (till exempel kostnader eller inkomstbortfall till följd av skador och brott)

Bygg, drift och underhållskostnader kan uppskattas med hjälp av erfarenhet från tidigare projekt (kostnadsdatabaser) eller offertpriser. I de fall en tidigare direkt tillämpbar kostnadserfarenhet saknas kan kostnaderna uppskattas baserat på kunskaper om materialkostnad, montage etc.. De icke anläggningstekniska kostnaderna är naturligtvis betydligt svårare att uppskatta men kan för den sakens skull inte negligeras då de kan ha stor betydelse i det totala sammanhanget.

För anläggningar med lång livslängd bör kostnaderna behandlas enligt teorin om livscykelkostnaden (LCC), se exempelvis Avesta (1989) eller Westin (1989). Normalt fördelas till exempel byggkostnaderna ut under byggtiden medan drift- och underhållskostnader samt kostnader för eventuella brott förekommer under anläggningens hela livslängd.

En fullständig analys av livscykelkostnaden för en viss konstruktion tar hänsyn till kostnaderna under en anläggnings förväntade livslängd för material, tillverkning, montage, drift, underhåll, driftstopp, utbyte vid förslitning samt restvärde. Kostnader och intäkter fördelar sig oftast över en lång tidsperiod, varför de olika kostnadsposterna måste värderas om till samma tidsperiod innan de blir jämförbara och kan summeras. För att till exempel idag gardera sig för en kostnad som utfaller en senare tidsperiod behöver man ju endast sätta av ett lägre belopp på ett räntebärande konto. Sambandet mellan de kostnadsfaktorer som tillsammans ger livscykelkostnaden kan uttryckas matematiskt enligt:

$$LCC = AC + IC + \sum_{i=1}^{N} \frac{C_i}{(1+r)^i} + \sum_{j=1}^{a} \frac{(A_j - R_j)}{(1+r)^{i(j)}}$$

där,

AC	=	anskaffningskostnad för materialet eller produkten
IC	=	tillverknings- och/eller montagekostnaden
C_i	=	operationskostnaderna år i (för kontroll, underhåll, drift och stillestånd)
A_j	=	kostnaden för det j:te utbytet av förbrukat system
R_j	=	restvärdet hos det utbytta eller förbrukade systemet
r	=	realränta = (n-q)/(1+q) där n=kalkylränta och q=inflationen
a	=	antalet utbyten under livscykeltiden
N	=	livscykeltiden för anläggningen i år

Risk inom undermarksbyggandet är ett mycket vittomfattande begrepp som kan innebära många saker. De olika aktörerna i ett undermarksprojekt, till exempel byggherre, konsult och entreprenör har också olika syn på risker och beaktar olika typer av risker. Det har emellertid visat sig att geologiska risker spelar en avgörande roll i många fall. Geologiska risker berör också ofta, på ett eller annat sätt, samtliga aktörer i ett projekt.

De händelser som är förknippade med geologiska risker är ofta mycket komplexa, bland annat beroende på att jord- och bergmassor i sig är komplexa och att materialkännedomen ofta är förhållandevis liten. Denna komplexitet leder till svårigheter med att åsätta sannolikheter för olika händelser, exempelvis sannolikheten för ett skred eller ett tunnelras. Vidare kan också konsekvenserna (kostnaderna) för dessa händelser vara svåra att bedöma.

För att förenkla åsättandet av sannolikheter och kostnader kan olika riskanalysverktyg användas. I detta sammanhang är följande metoder användbara; felträdsanalys, Monte Carlo-simulering, β-metoden och Point Estimate-metoden. Felträdsanalys används för att strukturera speciella händelser och enklare kunna uppskatta sannolikheten för en komplex händelse. MonteCarlo-simulering kan användas för att simulera händelseförlopp och därigenom uppskatta kostnader respektive sannolikheter. De övriga två metoderna används för att beräkna sannolikheter genom att lösa numeriska uttryck som innehåller stokastiska variabler.

Utvärdera risker

Risker för samtliga identifierade alternativ beräknas för att utgöra indata till beslutsanalysen. Ofta är ju syftet med beslutsanalysen att minimera risken (minimera förväntad förlust), men hänsyn till spridningen i risk kan också behöva tas i vissa fall. Följaktligen skall de beräknade riskerna utvärderas med avseende på detta och därefter inkorporeras i beslutsprocessen.

Men även om man inte utför en stringent beslutsanalys kan en riskanalys vara behjälplig både byggherre och entreprenör i olika faser av byggprocessen. Med hjälp av en riskanalys kan till exempel faktorer som är viktiga att ta hänsyn till vid design eller byggande identifieras och analyseras. Detta kan i förlängningen leda till en optimering av kvalitetskontroller, kvalitetssäkring och strategier.

2.3.2 Rangordna alternativ

När man skall välja alternativ utifrån ett preferensbaserat kriterium kan man försöka göra en direkt rangordning baserad på de sammansatta utfallen. I praktiska, ingenjörsmässiga tillämpningar kan det emellertid vara enklare att göra separata jämförelser mellan de olika alternativen med avseende på en egenskap i taget. Problem uppstår med denna metod om ett alternativ inte är bättre i alla avseenden utan bara i något eller några. Då måste man på något sätt rangordna de olika egenskaperna till exempel genom att ge dem viktfaktorer. En metod att göra detta är Analytic Hierarchy Process, AHP.

2.4 Rekommendera alternativval

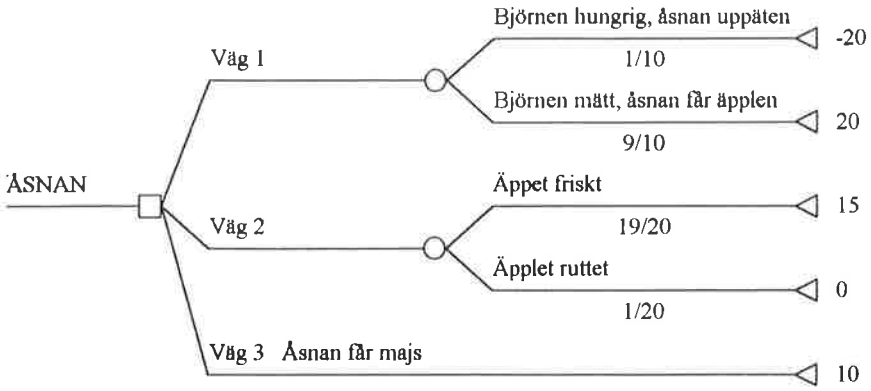
Beslutsprocessen avslutas med att någon form av rekommendation eller underlag för beslut presenteras för beslutsfattaren. Dessa rekommendationer eller beslutsunderlag kan hjälpa beslutsfattaren att ta det optimala beslutet vilket förhoppningsvis kommer beslutsfattaren tillgodo i form av ökad vinst eller minskad förlust. En stringent beslutsanalys leder också till en förbättrad riskhantering framförallt för undermarksprojekt.

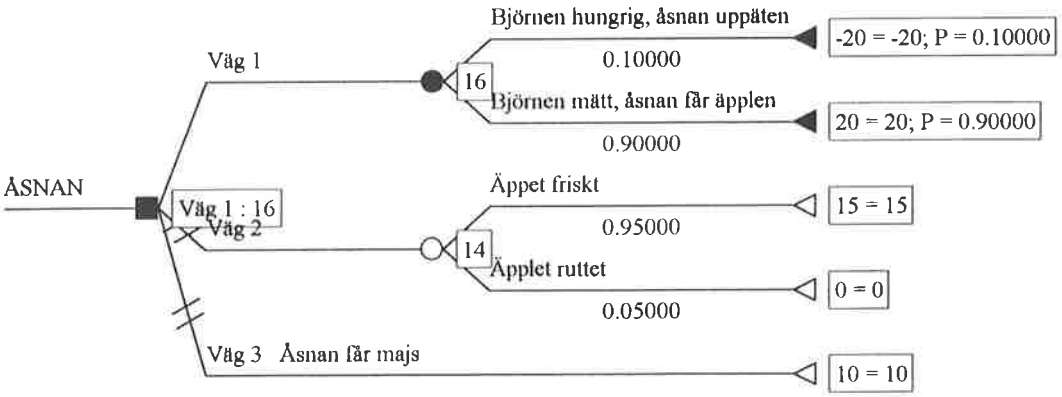
3 ANALYSVERKTYG

3.1 Beslutsträd

Beslutsanalys med beslutsträd har beskrivits av bland andra Benjamin & Cornell (1970) och Ang & Tang (1984). Vid beslutsanalys med hjälp av beslutsträd struktureras problemet i första hand upp med hjälp av en trädstruktur. Ett beslutsträd består förutom av grenar av beslutsnoder och utfallsnoder. Vid beslutsnoderna finns möjligheten att välja mellan två eller flera alternativ, beslutsfattaren kan följaktligen påverka utfallet. Vid utfallsnoderna grenar trädet i olika händelser som inträffar slumpmässigt, beslutsfattaren kan i detta fall inte påverka utfallet.

För varje gren definieras en nytta eller en kostnad, för utfallen definieras också en sannolikhet. Sannolikheten för händelser vid samma utfallsnod måste ha summan 1. För varje slutnod, det vill säga varje gren i trädet, beräknas sedan en förväntad nytta eller en förväntad totalkostnad. Som beslutskriterium väljs ofta att det beslut som ger den högsta förväntade nyttan eller den lägsta förväntade totalkostnaden är det bästa beslutet, det vill säga ett riskbaserat beslutskriterium. I Figur 3.1 visas ett principiellt beslutsträd, återigen exemplifierat med hjälp av vår numera välkända åsna. Överst visas beslutsträdet med indata. Nederst visas trädet som det utvärderats av dataprogrammet med olämpliga vägval överkorsade.



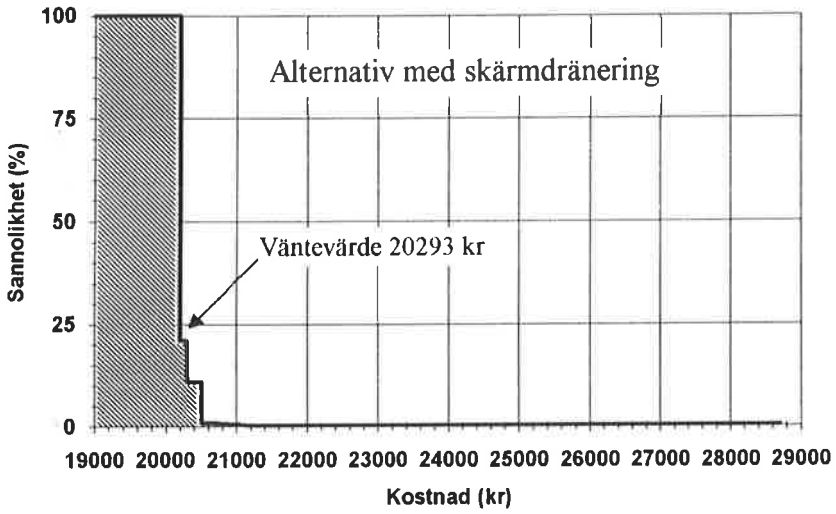


Figur 3.1 Principiellt beslutsträd, åsneexemplet. Fyrkanter = beslutsnoder, Ringar = utfallsnoder.
Decision tree illustrating the Donkey's decision problem. Decision nodes are notated as squares and chance nodes as circles.

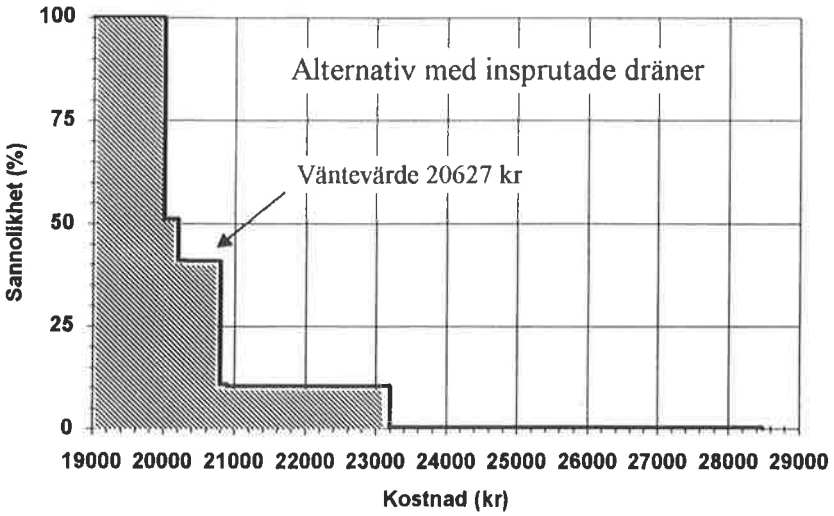
Flera fördelar med beslutsträd kan identifieras, metoden är med tillgänglig programvara enkel att utföra och resultaten är lätta att förstå. En ytterligare viktig fördel med datorbaserade beslutsträd är att stabiliteten i resultaten kan kontrolleras med hjälp av sensitivitetsanalyser.

Vidare kan spridningen i risken för de olika alternativen analyseras och jämföras. Detta innebär att ett alternativ som ger låg förväntad kostnad men har stor spridning i risken, det vill säga att sannolikheten att överskrida den förväntade kostnaden är stor, kanske inte är bättre än en alternativ som ger något högre förväntad kostnad men mindre spridning i risken.

Detta kan illustreras i ett exempel från en beslutsträdsanalys som genomförts för den konstruktiva utformningen av Ringentunnlarna. Många av de systemkombinationer som studerades låg nära varandra i förväntad kostnad (väntevärde) men skillnaden i spridning (risk) var stor. Detta leder till exempel till att skärmdränering bör väljas framför inspruta-de dräner även om kostnadsskillnaden är liten, vilket illustreras i Figur 3.2 och 3.3. Dessa figurer visar sannolikheten att överskrida en viss kostnad. En brant kurva är att föredra eftersom höga kostnader då har små sannolikheter.



Figur 3.2 Kostnadsspridning för alternativ med skärmdränering. Förhållande mellan kostnad och sannolikheten att överskrida denna.
Cost span for an alternative with screen drainage. The diagram shows the relationship between cost and the probability of exceeding this cost.

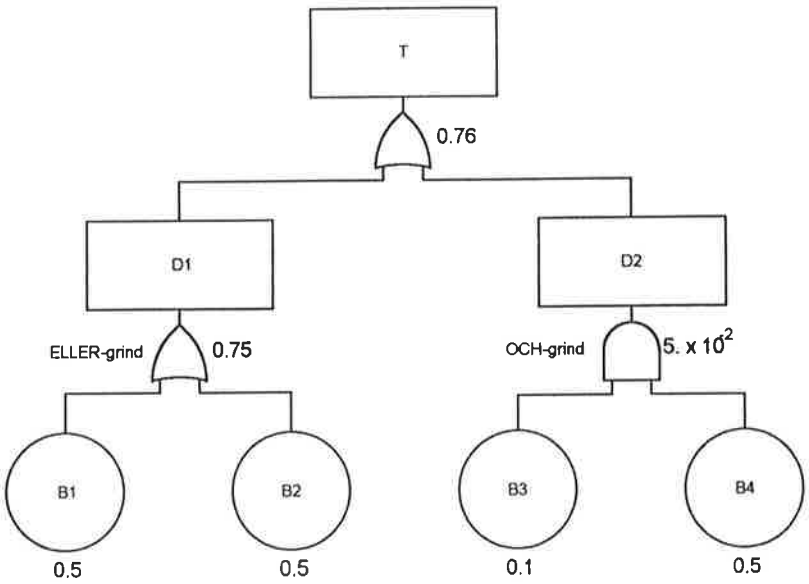


Figur 3.3 Kostnadsspridning för alternativ med insprutade dräner. Förhållande mellan kostnad och sannolikheten att överskrida denna.
Cost span for an alternative with shotcreted drains. The diagram shows the relationship between cost and the probability of exceeding this cost.

3.2 Felträd

Felträdsanalys används för att strukturera händelser (kvalitativa felträd) och enklare kunna uppskatta sannolikheten för en komplex händelse (kvantitativa felträd), se till exempel Ang & Tang (1984). Felträdsanalyser har använts i stor omfattning i kärnkrafts-, elektronik- och processteknikindustrin.

Ett felträd består av händelser ordnade i en trädstruktur. En topphändelse delas in i delhändelser i flera steg. Metoden illustreras i Figur 3.4 där den komplexa topphändelsen (T) delats upp i delhändelser (D1 och D2) som kan härledas till ett antal bashändelser (B1-B4). Eftersom sannolikheterna för bashändelserna är känd eller enkelt kan uppskattas kan sannolikheten för topphändelsen beräknas genom att sannolikheterna för de underliggande händelserna (D1-B4) passerar olika "grindar". Två typer av grindar illustreras i figuren. *OCH*-grinden innebär att både B3 och B4 måste inträffa för att D2 skall inträffa. *ELLER*-grinden innebär till exempel att om minst någon av B1 eller B2 inträffar, inträffar också D1.



Figur 3.4 Principiell uppbyggnad av ett felträd.
Schematic layout of a fault tree.

För att illustrera metodens tillämplighet och möjligheter presenteras nedan ett par exempel på felträdsanalyser (delar av risk- och beslutsanalyser) som utförts inom ramen för Review Teams arbete med Ringentunnlarna.

Inledningsvis redovisas en analys som genomförts för Norra Länkens sträckning genom Bellevueparken framförallt för att identifiera farliga arbetsmoment med olika tunneldrivningsmetoder, Fredriksson et al. (1994) och Olsson & Sturk (1994). Efter det presenteras en analys som behandlar insprutade dräner för omhändertagande av inläckande vatten, ett mer uttalat syfte med denna felträdsanalys har varit att uppskatta sannolikheten för topphändelsen. Analysen har gjorts inom ramen för det Review Team-projekt som syftat till att upprätta ett beslutsunderlag för beslut om Ringentunnlarnas konstruktiva utformning, Johansson et al. (1995).

3.2.1 Norra Länken - Bellevueparken

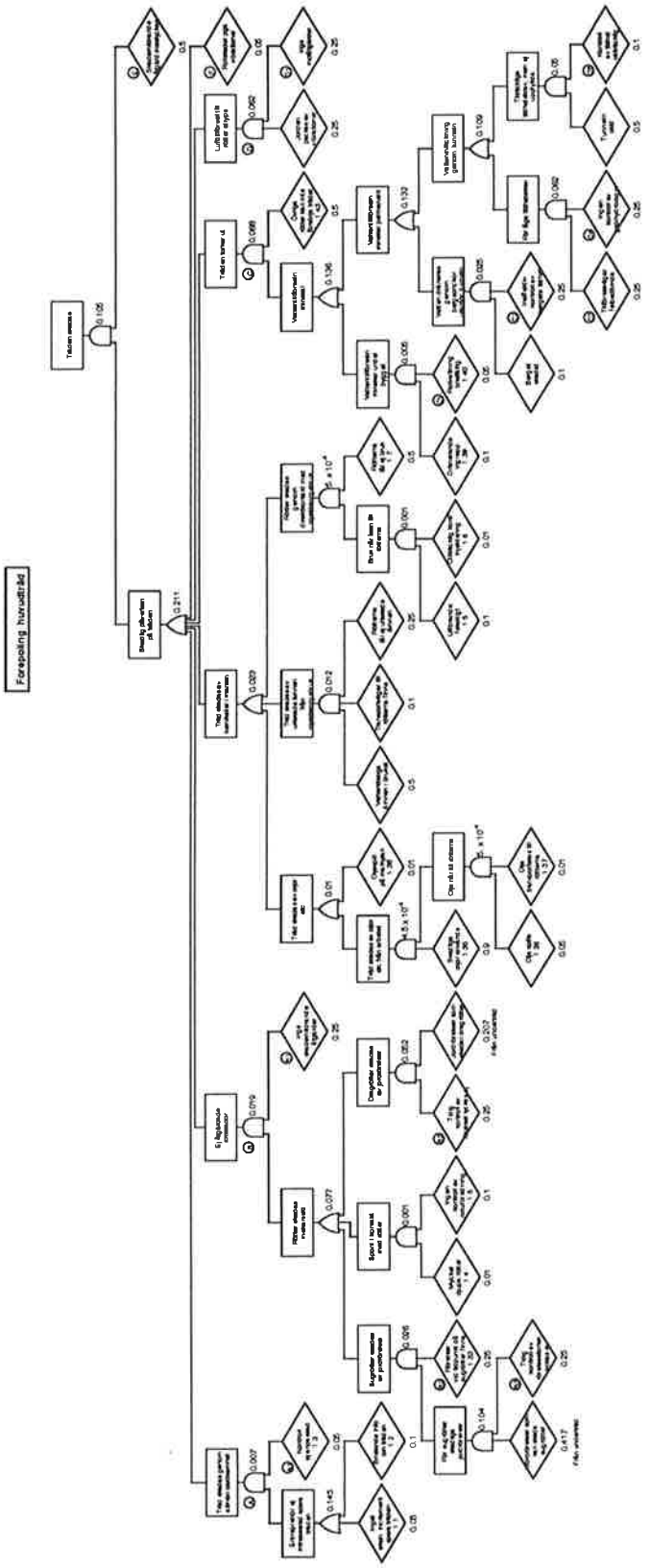
Norra Länken kommer att passera Bellevueparken i en betongtunnel. För att bevara värdefull vegetation, i synnerhet tre stora lindar från 1700-talet, tillåts inte öppen schakt varför en jordtunnel måste drivas längs en sträcka av 40-50 m innan tunneln går in i Bellevueberget. Avsikten med felträdsanalysen (riskanalysen) var att detaljstudera de

faror som är relaterade till olika drivningsmetoder och som kan leda till skador på träden. Resultatet från analysen ger Vägverket stöd när det gäller att:

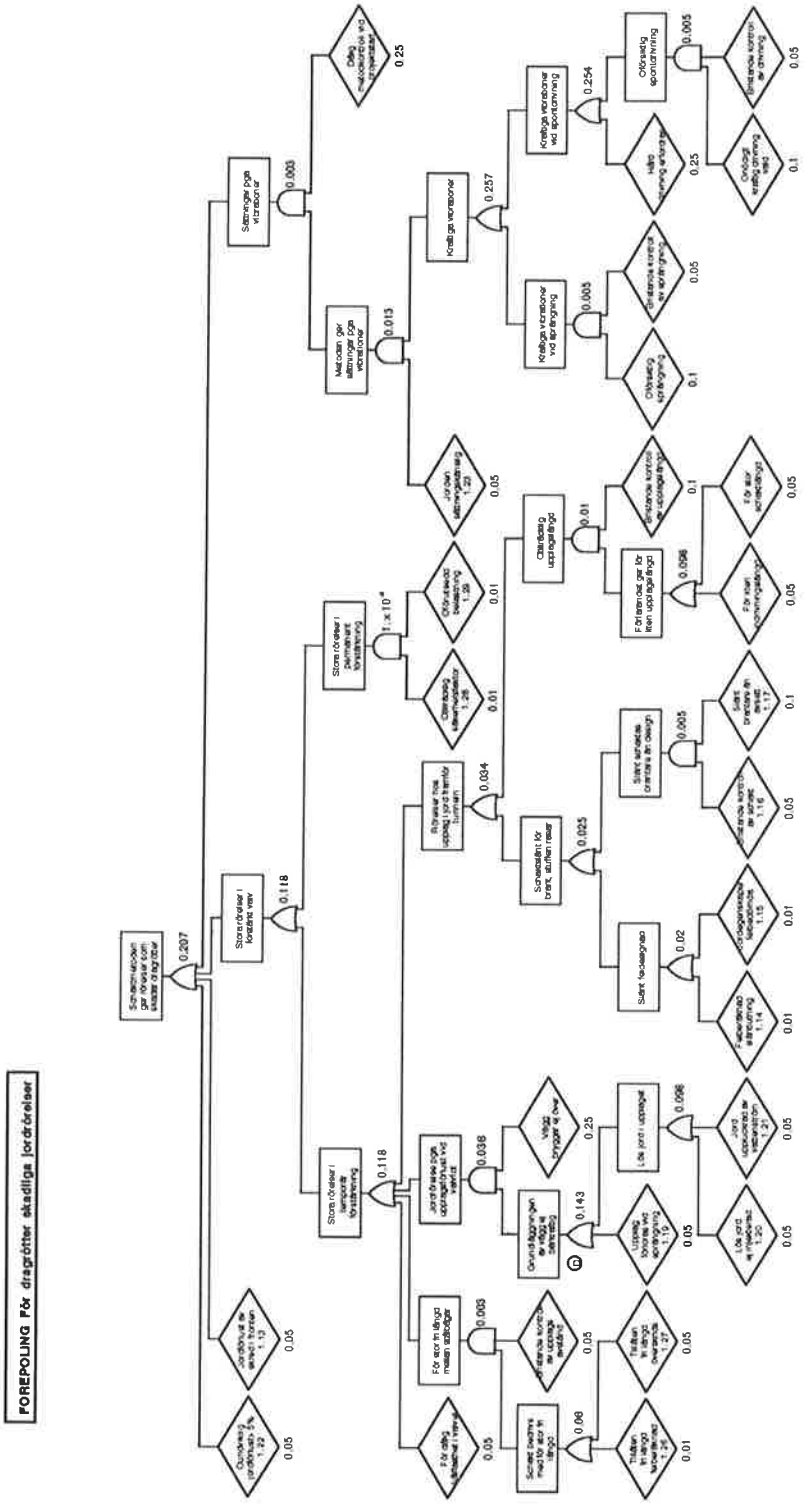
- Jämföra olika drivningsmetoder vad gäller total risk
- Identifiera känsliga punkter som behöver penetreras i design- och upphandlingsskedet
- Utarbeta ett effektivt kontrollprogram för entreprenaden

Felträdet för drivningsmetoden "Forepoling" det vill säga etappvis spontning och förstärkning visas i Figur 3.5 - 3.7. Trädet har delats in i ett huvudträd och två underträd av redovisningstekniska skäl. Sannolikheterna för bashändelserna har åsatts subjektivt utan stringent metodik för detta, varför sannolikheten för topphändelsen "träden skadas" inte gör anspråk på att vara en absolut sannolikhet för denna händelse. Syftet med att sätta sannolikheter har primärt varit att jämföra olika drivningsalternativ. Detta syfte har kunnat uppfyllas genom att använda subjektiva sannolikheter i enlighet med sex kategorier:

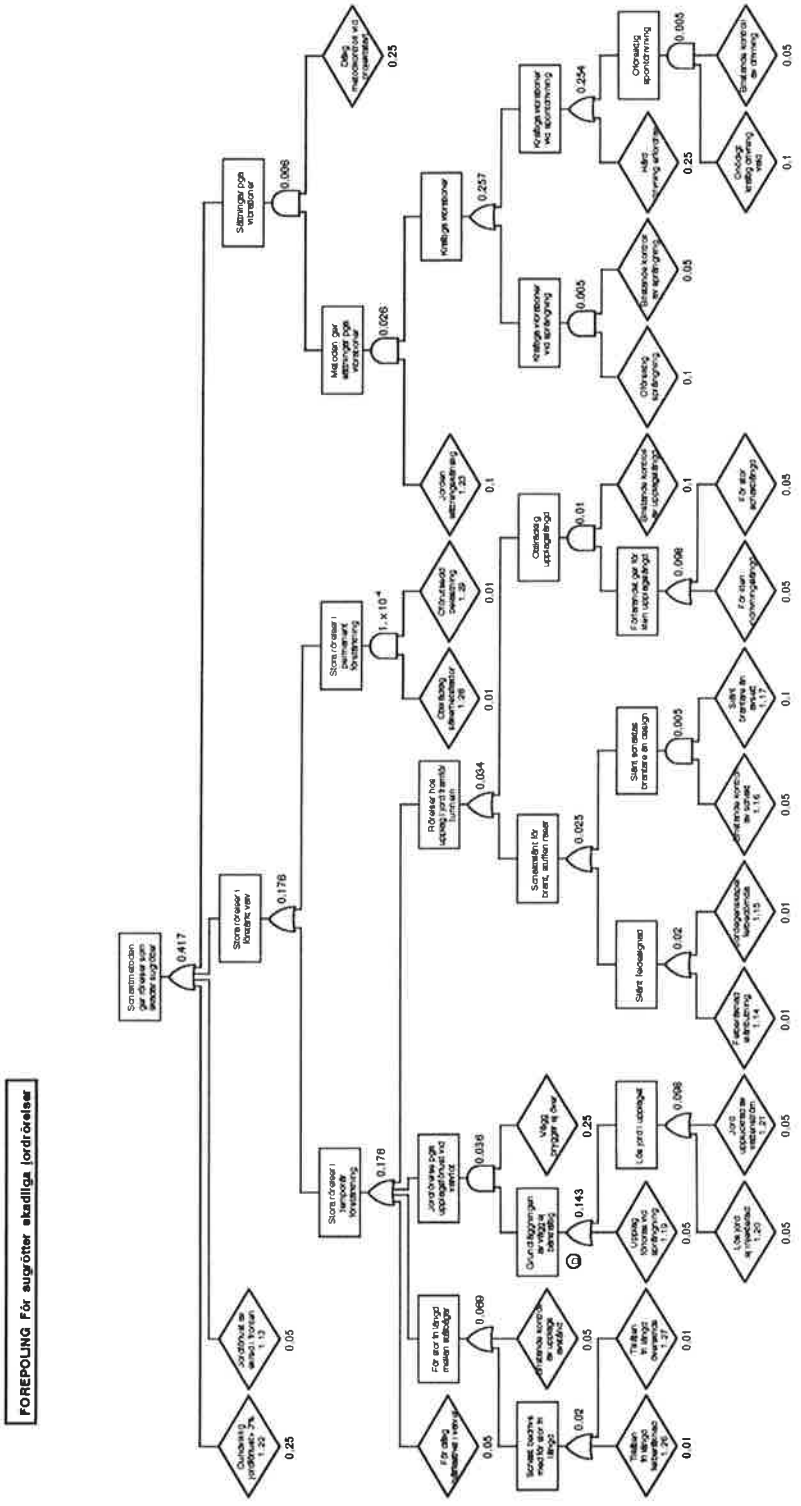
Mycket troligt	$p = 0,75$
Troligt	$p = 0,5$
Föga troligt	$p = 0,25$
Osannolikt	$p = 0,1$
Mycket osannolikt	$p = 0,05$
Extremt osannolikt	$p = 0,01$



Figur 3.5 Huvudträd för metoden Forepoling. Topphändelsen är "*Lindarna skadas*".
Main fault tree for the tunnelling method Forepoling. The top event is "The linden trees are damaged".



Figur 3.6 Delträd för händelsen, "*skadliga jordrörelser för lindarnas dragrötter*". *Sub tree, harmful earth movements damages the linden's major roots.*

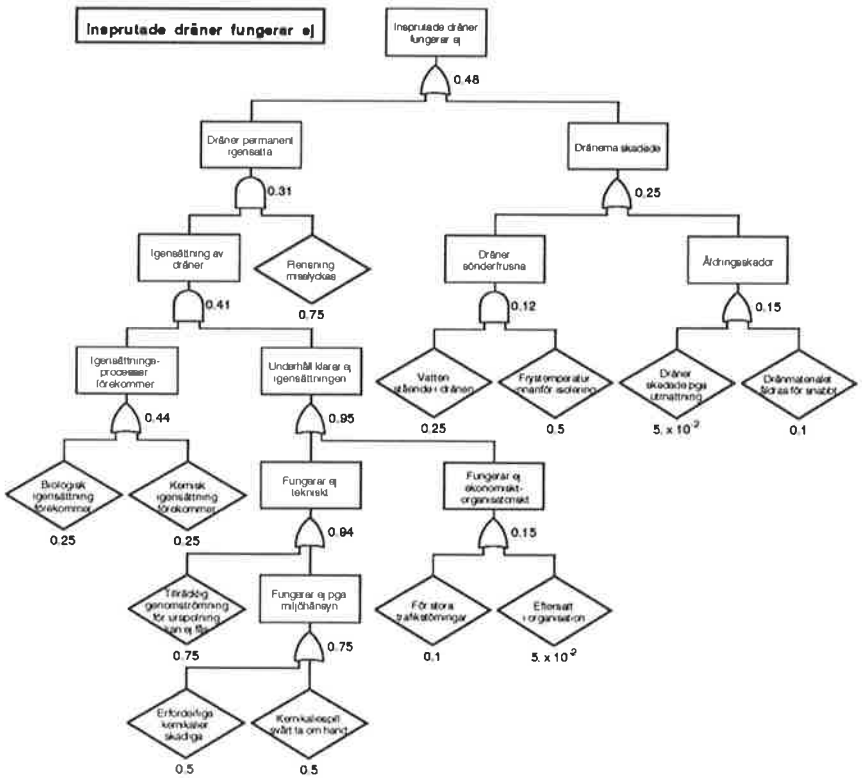


Figur 3.7 Delträd för händelsen, "*skadliga jordrörelser för lindarnas sugrötter*".
Sub tree, harmful earth movements damages the linden's root matrix.

3.2.2 Konstruktiv utformning av Ringentunnlarna

Inom ramen för den beslutsanalys som utförts för att bilda underlag för beslut om konstruktiv utformning av Ringentunnlarna har flera felträdsanalyser utförts. En av dessa, som behandlar funktionsstörningar på inprutade dräner, presenteras nedan. I felträdsanalysen har den komplexa topphändelsen delats upp i delhändelser till dess en detaljnivå som möjliggjort åsättandet av sannolikheter erhållits. Huvudsyftet har varit att beräkna sannolikheten för den komplexa topphändelsen. Sannolikheterna har sedan använts i beslutsanalysen.

I Figur 3.8 presenteras felträdet med topphändelsen "*Insprutade dräner fungerar ej*". Skadorna på insprutade dräner kan vara i form av igensättningar som ej kan spolas eller rensas bort. Det kan också vara nedbrytning av dränerna på grund av frysning, utmattning eller materialåldring. Sannolikheten för att insprutade dräner ej ska fungera bedöms vara så hög som närmare 0,5 (50%).



Figur 3.8 Felträd för händelsen, "*Insprutade dräner fungerar ej*".
Fault tree for the top event "shotcreted drains not functioning".

3.2.3 Metodens för och nackdelar

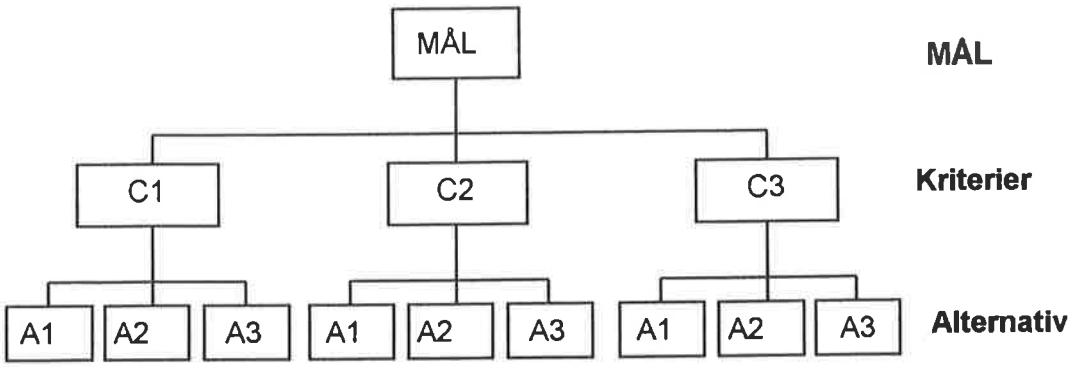
I Sverige är användandet av felträdsanalyser inom undermarksbyggandet nytt. De analyser som genomförts inom ramen för Ringenprojektet har dock visat att metoden är tillämpbar även då jord- och bergmekaniska problem studeras. Några för- och nackdelar listas nedan.

+ Ett komplext problem med många händelser som interagerar med varandra kan struktureras så att en helhetsbild erhålls
+ Trots att exakta sannolikheter (baserade på statistiskt underlag) inte alltid kan åsättas för alla bashändelser kan olika analyserade alternativ jämföras och sannolikheter för topphändelser beräknas. Felträdsanalyser kan således användas för att erhålla indata till besluts- och riskanalyser
- Ofta åsätts för höga sannolikheter på lågsannolika händelser. Detta måste beaktas vid trädets uppbyggnad eftersom en hög detaljeringsgrad kan leda till en för hög sannolikhet för topphändelsen. Om man gör jämförelser mellan olika träd, bör de ha en jämförbar detaljeringsgrad.
- Användandet av subjektiva sannolikheter och expertuppskattningar när det gäller geologiska och hydrogeologiska system måste bli mer stringent. Detta är inte ett problem specifikt relaterat till felträdsanalyser men aktualiseras ofta då denna metod används.
- Modelleringen av trädet kräver insikt både i det bergmekaniska problemet och i felträdsanalysmetodik. Metoden är inget universalredskap som direkt leder till lösningen utan är en konst.

3.3 Rankingmetoder

En rankingmetod som använts till exempel inom geotekniken är Analytic Hierarchy Process, AHP, se till exempel Olsson & Sandstedt (1992). Metoden går ut på att rangordna olika alternativ på ett sätt som tar hänsyn till beslutsfattarens preferenser genom ett viktningssystem. Ett stort beslutsproblem måste brytas ner i mindre, överskådliga och gripbara delar. I AHP gör man därför dels en problemstrukturering, dels en jämförelse parvis och slutligen en utvärdering.

Problemstrukturering
Principen för struktureringen är att man ställer upp problemet i en hierarkisk struktur. Överst finns det mål man vill uppnå, och under det följer en nivå med de kriterier som ingår i målet och som påverkar valet. Varje kriterium kan sedan vara uppdelat i underkriterier och så vidare. På detta sätt får man en struktur med element på olika nivåer som ser ut som ett upp och nervänt träd. Längst ut på varje gren finns de handlingsalternativ man skall välja mellan för att på bästa sätt nå det uppställda målet, se Figur 3.9.



Figur 3.9 Baselement i en hierarkisk struktur.
Main elements in a hierachic structure.

Parvis jämförelse
När problemet har strukturerats hierarkiskt enligt ovan kan jämförelsen göras. Principen är att man för varje nivå gör en jämförelse av kriterierna (alternativen) med avseende på hur väsentliga de är för att ett element på nästa högre nivå. Detta underlättar jämförelsen eftersom den avser en begränsad del av hela problemet. Man får alltså en serie av parvisa jämförelser som sedan kan kombineras.

Vid jämförelsen använder man en niogradig skala som kan uttryckas verbalt eller numeriskt. Skalan återges nedan i ursprunglig form, Saaty (1988).

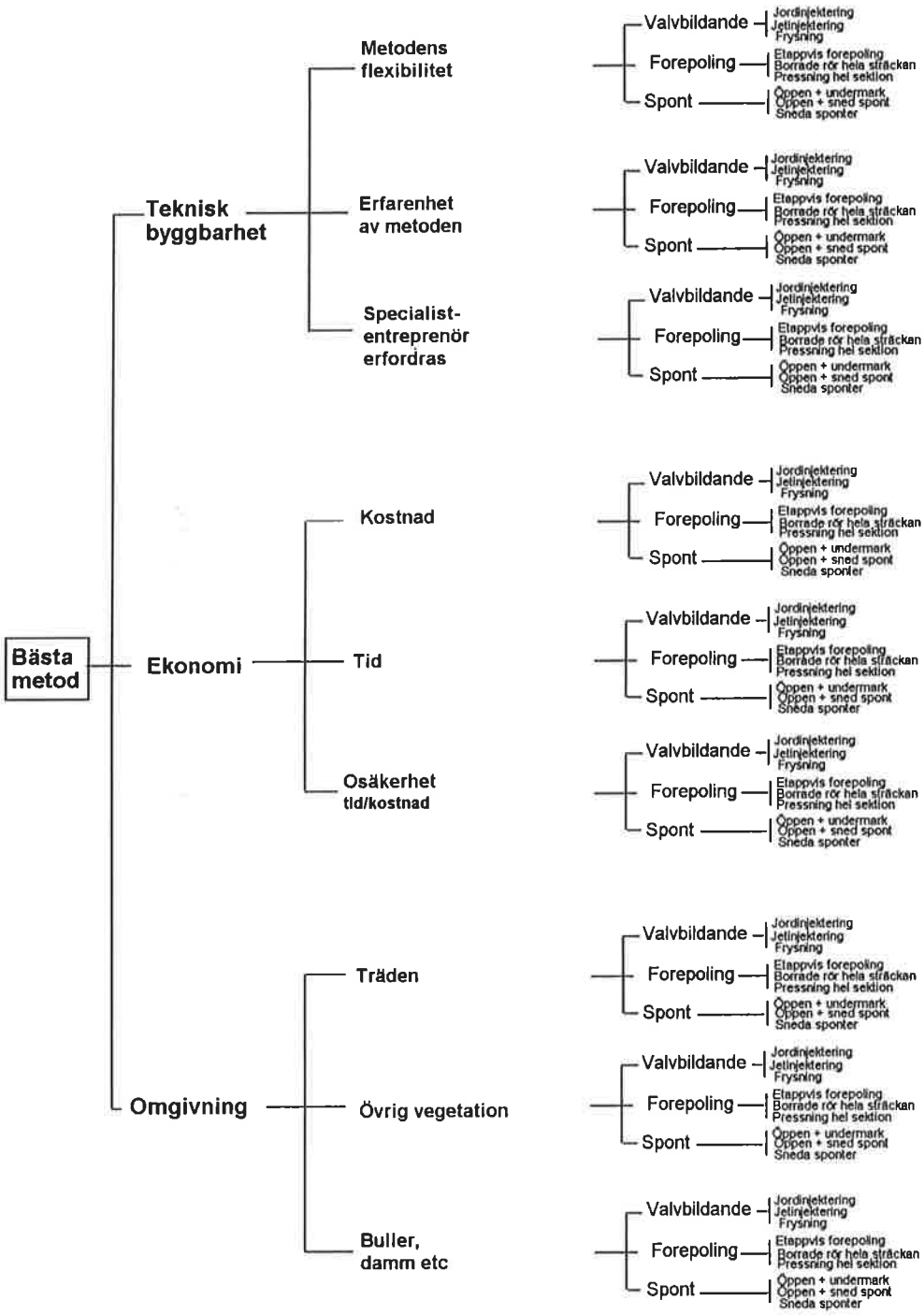
Numerisk skala	Verbal skala
1,0	Equal importance of both elements
3,0	Moderate importance of one element over another
5,0	Strong importance of one element over another
7,0	Very strong importance of one element over another
9,0	Extreme importance of one element over another

Utvärdering
När samtliga parvisa jämförelser är gjorda görs en sammanvägning. Den görs normalt med dator och ger som resultat en viktad rangordning av alternativen.

3.3.1 Norra Länken - Bellevueparken

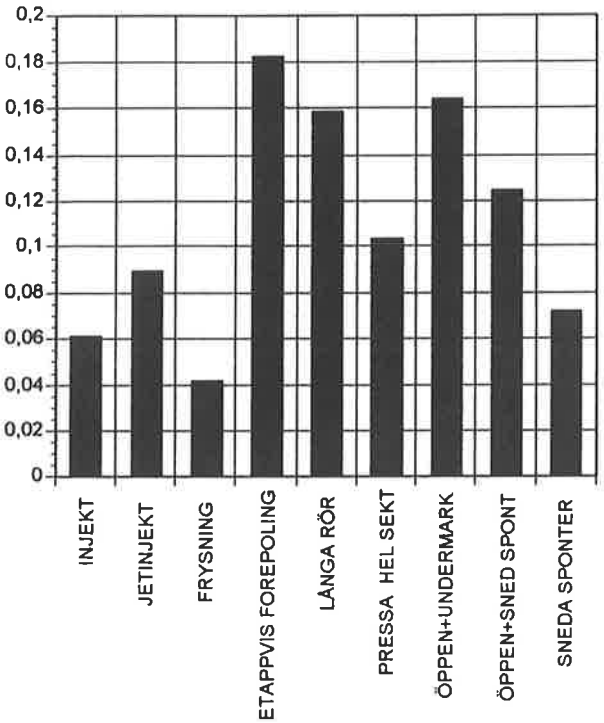
Före analysen med felträd, se avsnitt 3.2.1, genomfördes en inledande studie av jordtunneldrivningen genom Bellevueparken. Denna studie omfattade dels en "brainstorming" vilken resulterade i 9 st möjliga alternativ att driva jordtunneln, dels en AHP-ranking av dessa tunneldrivningsalternativ, se Fredriksson et al. (1994). Först ställdes en hierarkisk struktur upp med det övergripande målet att finna bästa metod. På nästa hierarkiska nivå

placerades faktorerna Teknisk byggbarhet, Ekonomi och Omgivning. Dessa delades i sin tur upp i olika faktorer på nästa nivå och så vidare. Den använda hierarkiska strukturen redovisas i Figur 3.10.



Figur 3.10 Hierarkisk struktur för tunneldrivningsmetoder, Bellevue.
Hierarchic structure for tunnelling methods, The Bellevue Park.

Den parvisa jämförelsen utfördes sedan av 9 experter från Vägverket och Review Team. Som resultat erhölls den viktade rangordningen mellan alternativen, se Figur 3.11.



Figur 3.11 Resultat av AHP-analys. Medelvärde för 9 experter.
Results from an AHP-analysis. Mean value based on 9 experts.

Av figuren framgår att de metoder som föredras är etappvis spontning och förstärkning (forepoling) samt borrade rör längs hela sträckan. De metoder som bygger på jordförstärkning har fått låga poäng. Detta torde bero på att de av experterna bedöms som riskabla för träden.

3.3.2 Värdering av metoden

Följande för- och nackdelar har upplevts vid användning av metoden:

+ AHP-metodens styrka ligger i den hierarkiska problemstrukturering som görs. Härigenom tappas inte de väsentliga faktorerna bort eftersom de kommer högt upp i trädet innan det har hunnit växa ut.
+ Den parvisa jämförelsen, som ju görs på varje nivå och med avseende endast på nästa högre nivå, gör att man inte behöver beakta hela problemet på en gång när man skall kvantifiera sina preferenser.

+ Utvärderingen är lätt eftersom den görs med dator (PC). Om det endast är en enda expert kan den göras interaktivt med datorn.
- Nackdelen är att rankingmetoder är helt subjektiva. Problem kan därför uppstå när det gäller vem som är den egentliga beslutsfattaren. Om kvantifiering av utfall och sannolikheter kan göras är därför beslutsträd att föredra.

3.4 MonteCarlo-simulering

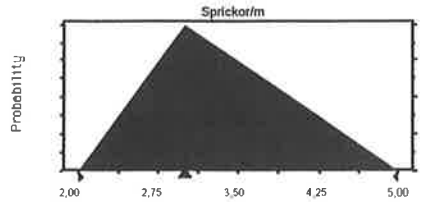
Ibland är det svårt eller omöjligt att analytiskt lösa ett problem där svaret är en stokastisk variabel om även indata har formen av stokastiska variabler. Ett sätt att då hitta en approximativ lösning är simulering, till exempel med MonteCarlo-metoden, se exempelvis Benjamin & Cornell (1970). Principen för denna är att man kan teckna ett deterministiskt samband mellan alla ingående variabler.

De indatavariabler som är stokastiska kan beskrivas med sina fördelningsfunktioner. Man kan slumpvis plocka utfall från dessa fördelningar, där utfallen blir en funktion av fördelningsfunktionen för variabeln. Man gör ett stort antal deterministiska beräkningar, där man som indata använder sådana slumpvisa utfall (för varje beräkning görs en ny slumpning). Varje sådan beräkning kan ses som ett stickprov av den sökta stokastiska variabeln. På detta sätt fås ett stort antal stickprov, som kan återges i form av ett histogram och där man med vanliga statistiska metoder kan bestämma statistiska parametrar som medelvärde och standardavvikelse.

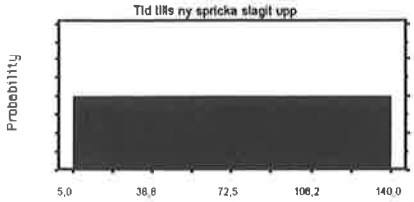
3.4.1 Simulering av insprutade dräner, Ringentunnlarna

En av de osäkra posterna när det gäller den konstruktiva utformningen av Ringentunnlarna är kostnaden för insprutade dräner. Detta beror på den osäkerhet som råder både vad gäller utförandet (installationskostnaden) och driftsäkerheten (igensättning, sönderfrysning etc).

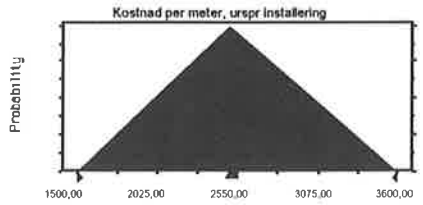
Man kan, som tidigare visats i Figur 3.8, göra en analys med felträd för att bedöma sannolikheten för att en drän slutar fungera, men det är svårt att åsätta indata, i form av punktskattningar av sannolikheter. För att ge bättre indata har därför en simulering av dränkostnaden gjorts med MonteCarlo-simulering. Indata till denna kan ställas i form av frågor som besvaras genom att man anger ett spann för de olika variablerna. Variablerna har så långt som möjligt valts så att det bedömts möjligt att göra en relevant skattning. I Figur 3.12 visas några av variablerna med respektive fördelning.



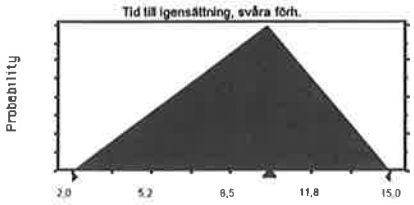
a. Antal sprickor/meter tunnel



b. Tid tills ny spricka slagit upp



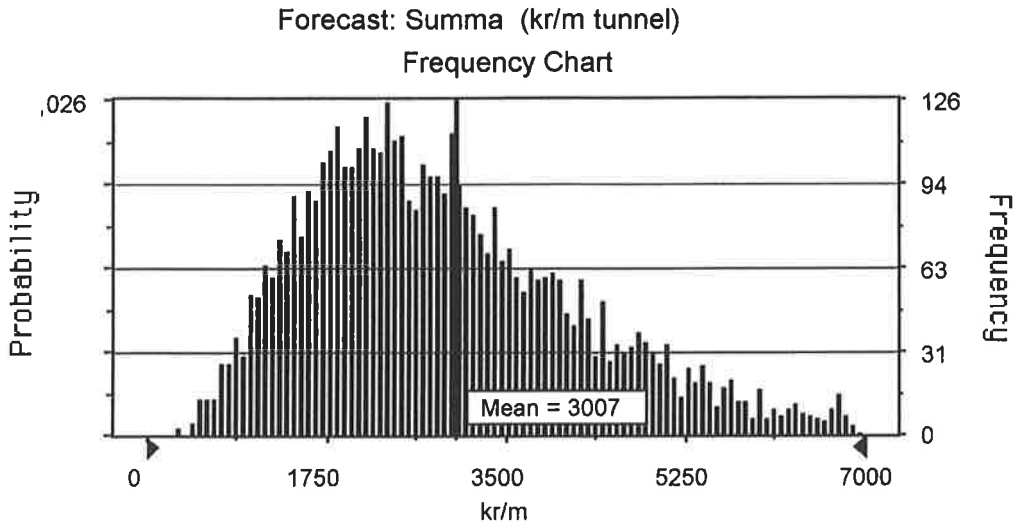
c. Installationskostnad/m drän



d. Tid till igensättning, svåra förhållanden

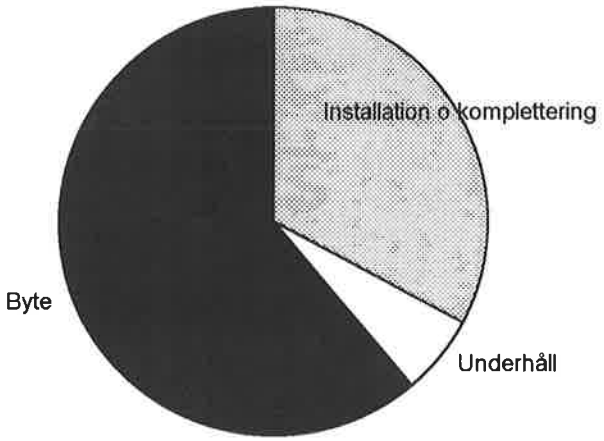
Figur 3.12 Ett urval av variablernas fördelningar. Dessa utgör indata till dränsimuleringen.
Distributions for some of the varibables used as input data to the simulation.

Beräkningen görs så att man dels slumpar fram de förväntade kostnaderna för en drän, med hänsyn till installation, komplettering, underhåll, och reparation/byte. Om detta görs ett stort antal gånger får man en statistisk fördelning för kostnaderna för en drän. På motsvarande sätt kan man beräkna hur många dräner som kommer att erfordras och få förväntat antal beskrivet i fördelningsform. Ur dessa båda fördelningar kan sedan beräknas totala kostnaden som produkten av pris för en drän och antalet dräner. Som slutresultat får man ett histogram över totalkostnaden och även för de ingående delarna; installation, underhåll och reparation. I Figur 3.13 visas resultatet från en simulering. MonteCarlo-simuleringen har gett en totalkostnad för insprutade dräner på cirka 3000 kr/m tunnel.



Figur 3.13 Totalkostnadens histogram.
Histogram showing the total cost.

Ur simuleringen erhålls motsvarande histogram för installation och komplettering, underhåll och byte av dräner. Medelvärdena av dessa redovisas nedan i Figur 3.14.



Figur 3.14 Kostnaden uppdelad på olika aktiviteter.
The total cost divided into different activities.

Som framgår av Figur 3.14 ligger den största kostnadsdelen på byte av dräner. Detta beror dels på att kostnaden för ett byte är hög, dels på att det i dag råder en stor osäkerhet om dränernas långtidsfunktion med hänsyn till igensättning, sönderfrysning och materialåldrande.

3.4.2 Värdering av metoden

Följande värdering av metoden har gjorts mot bakgrund av de erfarenheter som erhållits från hittills utförda projekt:

+ Simulering är ett kraftfullt verktyg för att lösa problem som innehåller funktioner av stokastiska variabler. Metoden är ingenjörsmässig och lätt att använda.
+ Tillgänglig programvara finns som typen tillägg till kalkylprogram, vilket gör att programmeringen är enkel.
− Metoden är dataintensiv, och komplicerade beräkningar kan ta relativt lång tid, också på snabba persondatorer.

4 KOMMENTARER

Den praktiska tillämpningen av beslut- och riskanalys som genomförts inom Ringen-projektet har visat att:

o Det är uppenbart att det inom undermarksbyggandet föreligger ett behov av hjälpmedel i form av mer stringenta metoder för att behandla besluts- och riskproblematik.
o En rad metoder för besluts- och riskanalys finns idag tillgängliga. Genom att dessa metoder kan arbeta med stokastiska indata kan mer komplexa problem och beslutssituationer hanteras på ett stringent sätt.
o Den arbetsgång för beslutsanalys, där riskanalysen är ett delmoment, som presenteras i denna artikel kan vara ett gott stöd vid beslutsfattande.

Även om inte en fullständig beslutsanalys genomförs har man i metodiken verktyg att renodla problemställningar och identifiera kopplingar i tekniska system, därmed kan man koncentrera sig på de väsentliga beslutspunkterna.

5 REFERENSER

Ang, A. H-S., Tang, W. H., 1984: "Probability Concepts in Engineering Planning and Design, Volume II - Decision, Risk and Reliability". John Wiley & Sons.

Avesta, 1989: "Livslängdskostnaden, LCC - Ett nytänkande vid materialval". Avesta Engineering & Economy.

Benjamin, R. J., Cornell A. C., 1970: "Probability, Statistics and Decision for Civil Engineers". McGraw-Hill.

Fredriksson, A., Hässler, L., Johansson, J., Olsson, L., Olsson, T., 1994: "Passage av park väster om Bellevueberget med lindar från 1700-talet". Vägverket rapport RAP 0013, R/YT, Stockholm.

Hansson, S. O., 1991: "An overview of Decision Theory". National Board for Spent Nuclear Fuel, SKN Report 41, Stockholm.

Johansson, J., Olsson, L., Sturk, R., Tengborg, P., 1995: "Konstruktiv utformning av Ringentunnlarna med hänsyn till drift och underhåll - Användning av beslutsteori". Vägverket rapport RAP 00??, R/YT, Stockholm.

Olsson, L., Sandstedt, H., 1992: "Projects on Alternative Systems Study PASS: Comparisons of technology of KBS-3-MLH, VLH and VDH concepts by using an expert group". SKB technical Report 92-42, Stockholm.

Olsson, L., Sturk, R., 1994: "Norra Länken, Jordtunnel under Bellevue-parken - Riskanalys 1 Felträd". Vägverket rapport RAP 0037, R/YT, Stockholm.

Saaty, T. L., 1988: "Multicriteria Decision Making - The Analytic Hierarchy Process (rev. ed.)". EWS Publications. Pittsburgh, US.

Westin, T., 1989: "Kostnadskalkylering med LCC-modell - Tillämpning för byggprocessens olika skeden". Byggforskningsrådet BFR, Rapport R27:1989, Stockholm.

ABSTRACT

Large underground projects often include complex series of events and complex technical systems. The rock mass, for example, is very complex and associated with large uncertainties. Consequently, decision problems within underground construction may be difficult to solve and wrong decisions may lead to unwanted risks. In order to facilitate decision-making, probabilistic decision and risk analysis can be used. This paper discusses a decision process useful for "underground" decision problems and describe some available methods for decision and risk analysis. Decision trees, event trees, fault trees, AHP-ranking and MonteCarlo simulation are the methods presented. These methods have been applied to specific problems within the Stockholm Ring Road project. Decision and risk analyses carried out within this project have shown that:

- Decision and risk related problems within underground projects need to be treated with more stringency.
- Available methods constitute useful tools capable of solving this type of problems also within underground engineering. However, a complete framework fully adapted to underground applications need still to be developed.
- The decision process based on a probabilistic approach presented in this paper might be helpful for decision-makers involved in underground projects.

SCENARIO DEVELOPMENT METHODOLOGIES

Metoder för att ta fram scenarier

Torsten Eng, Svensk Kärnbränslehantering AB

INTRODUCTION

In order to handle properly the complex information involved in a safety analysis of a repository for radioactive waste, a thoroughly worked out performance assessment methodology is needed. An important part of such a methodology consists of a scenario development procedure.

The basic objective for scenario development is to make sure that the relevant possible future evolution of the repository is properly considered. One of the most important aspects of scenario development is that it should aid in identifying critical issues.

Even if a scenario development strategy will never produce a complete set of all possible scenarios, one must strive for a reasonable completeness. In this context, it is extremely important to document all steps in the development. A transparent documentation makes possible an extensive review and updating of the relevant scenarios. Such a reviewing process, open to broad groups in society, is probably the best means of assuring reasonable completeness and of building up a general consensus on what are the critical issues for the safe disposal of radioactive waste.

RECENT WORK AT SKB

After the joint basic work on scenario development, which was done already in 1988-1989 together with the Swedish Nuclear Power Inspectorate (SKI)/1/, SKB has tried several approaches to structure and visualize the large amount of Features, Events and Processes (FEPs) that will be involved in the behaviour of a repository system for radioactive waste.
Three different methodologies for representing and visualizing the repository system have mainly been tried:

- Event or fault tree analysis
- Influence diagrams
- Rock Engineering Systems matrices

One of the basic views adopted in the joint SKI/SKB work was the invention of what was called the PROCESS SYSTEM (PS). The PS is defined as "the organized assembly of all phenomena (FEPs) required for description of barrier performance and radionuclide behaviour in a repository and its environment, and that can be predicted with at least some degree of determinism from a given set of external conditions". A scenario is then defined by a specific set of external conditions which will influence the FEPs in the PS.

a) Event or fault tree analysis

After identifying relevant FEPs for the system a logic diagram of possible combinations of these FEPs is created, see Figure 1.

The fault tree structure has several advantages if the events and processes are well known or could be estimated with a high degree of certainty. In this case, the probabilities for each branch can easily be estimated. If the consequences also are known, the total risk for each branch can be evaluated.

For long term processes in repositories for radioactive waste, the knowledge and precision needed to make an elaborate risk judgement with the above indicated method will not be sufficient due to the relatively small amount of field data available and the thereby numerically poor statistics. Furthermore most events or processes that might significantly affect the repository performance can not easily be expressed in a few well defined states characterized by binary branches as described in Figure 1. It should be noted that the knowledge and understanding of the processes involved are high though.

b) Influence Diagrams

A methodology based on Influence Diagrams with linked documentation has been developed by SKI in the Site-94 project /3/. This method has also been tested by SKB in the prestudy for the repository concept regarding long-lived low- and intermediate level waste /4/.

To construct the Influence Diagram the following actions are needed:

- Definition of the system
- selection of FEPs relevant for the system
- identification of influences between the FEPs

At the same time the above actions are performed a thorough documentation is made.

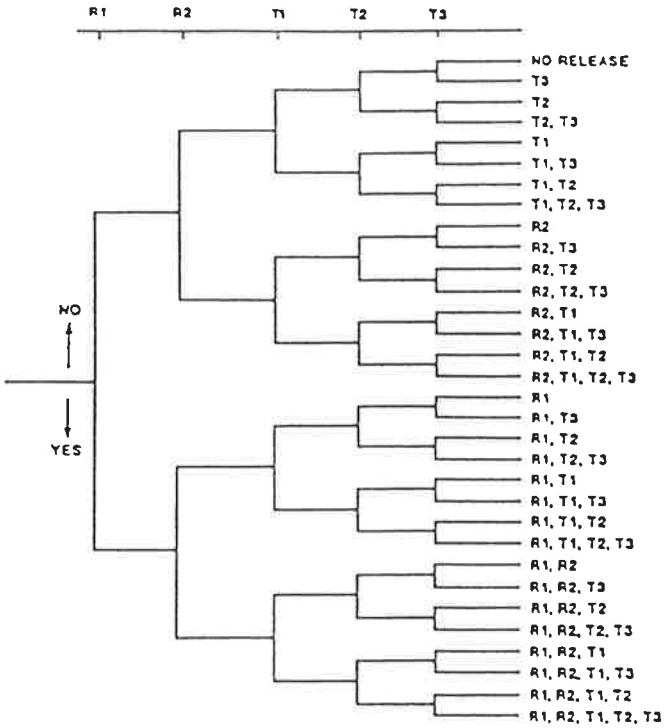


Figure 1. *The standard fault tree structure. Logic diagram showing the possible combinations of five FEPs (two release, R1 and R2, and three transport phenomena, T1 - T3), from /2/.*

Figur 1. *Standardiserad felträdsstruktur. Diagrammet visar de möjliga kombinationerna av två utsläppsfenomen (R1 och R2) och tre transportfenomen (T1 - T3). Från /2/.*

The PS as represented in the Influence Diagram, see Figure 2, contains FEPs and influences which may affect the behaviour of the repository system and in the first step no evaluation of the significance of the different FEPs and influences is made. Each FEP and each influence (each box and each arrow) are carefully documented in a database.

When assessing the significance of the FEPs and influences and thereby explaining why some of the FEPs and influences will be of less importance, the complexity of the diagram can be substantially reduced.
The translation of the information in the Influence Diagrams to scenario descriptions and calculation cases can expose areas where conceptual understanding, models and data are presently lacking.

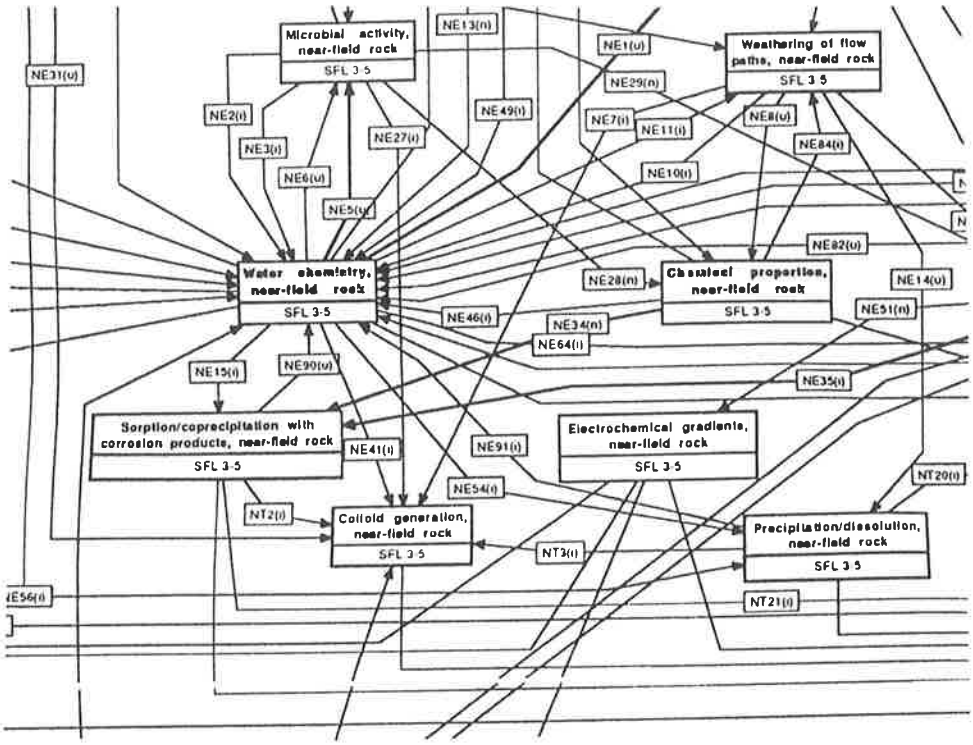


Figure 2. *Part of an Influence Diagram regarding long-lived low-and intermediate level waste, from /4/.*

Figur 2. *Del av ett Influensdiagram avseende långlivat låg- och medelaktivt avfall. Från /4/.*

c) Rock Engineering Systems (RES) matrices

The basis of the RES approach is that one should start with a "top-down" approach in order to ensure that all aspects of the problem are being covered. The basic device used in the RES approach is the interaction matrix, in which the main variables or parameters are identified and listed along the leading diagonal of a square matrix. The interactions between the parameters occur in the off-diagonal terms and should always be read in a clockwise convention /5 and 6/. The basic concept was presented by its developer, Dr John Hudson, at Bergmekanikdagen, 1994.

After identifying and documenting all interactions in the matrix, a coding regarding the significance of each interaction can be made to show where the most important interactions and pathways occur in the system.

The RES approach can be done at different levels of detail. Since a larger matrix than 13x13 is not recommended for overview reasons, a good way to enhance the resolution is to divide the PS into subsystems which can be evaluated separately. SKB has during 1994 made such an approach as can be seen in Figure 3.

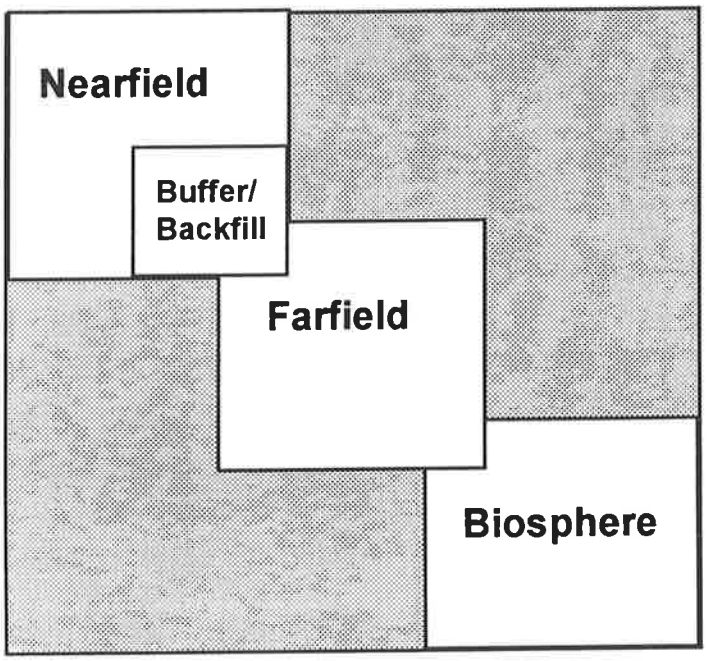


Figure 3. *The RES-matrices applied by SKB for visualizing the total repository system.*

Figur 3. *RES-matriser som för närvarande använts av SKB för att visualisera ett förvarssystem av KBS-3-typ i sin helhet.*

An example of a first attempt regarding the RES-matrix for the nearfield (with intact copper canister) can be seen in Figure 4 /7/.

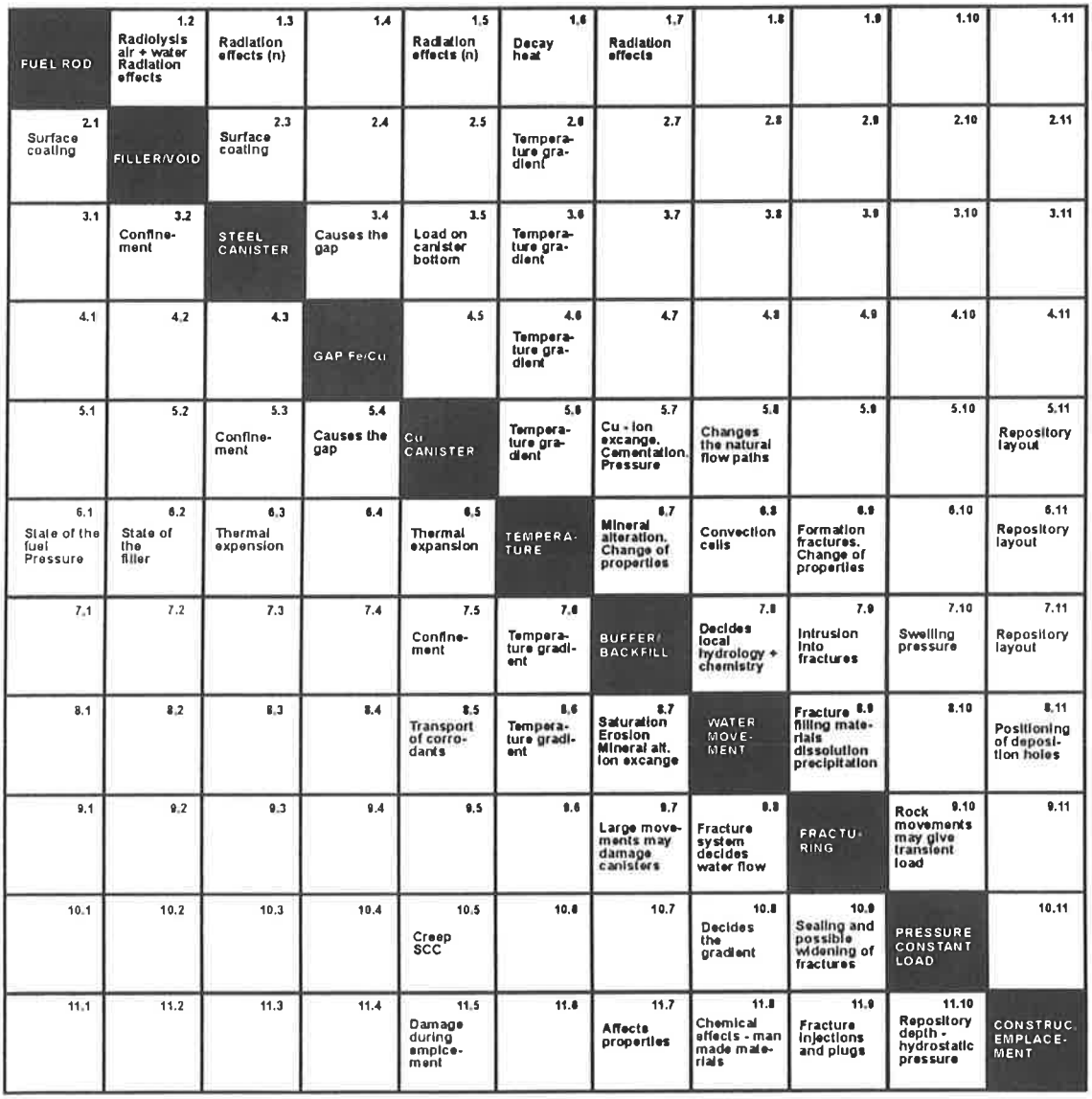


Figure 4. *A first attempt regarding the RES-matrix for the nearfield (intact copper canister). From /7/.*

Figur 4. *Ett första försök till uppställning av en RES-matris för närområdet (intakta kopparkapslar). Från /7/.*

CONCLUSIONS

The overall conclusion that SKB has reached after the work with above described methods is that both the Influence Diagrams and the RES methodology are fully feasible tools for visualizing the PROCESS system /8/. They are both helpful tools to explain the reasons and background for the choice of scenarios which always will be a expert judgement step. However, as a visualization tool and through its "top-down" approach the RES methodology has somewhat more advantages. At present the documentation procedures and databases available with the Influence Diagram method are though outstanding. Hence, a combination of the best parts of the two methodologies may constitute a suitable new methodology for developing the background material needed to make scenario selections in safety assessments.

SAMMANFATTNING

Ett djupförvar för radioaktivt avfall innefattar en stor mängd tänkbara egenskaper processer och händelser (FEPs) som i den långa tidsskalan kan tänkas inverka på säkerheten. En väsentlig del av den säkerhetsanalys som sedan länge utvecklas på SKB är därför framtagning av en lämlig metodik för att visualisera länkar och samband mellan FEPs och därmed ge ett underlag för val av scenarier som är så heltäckande som möjligt.

Vid arbetet med framtagning av detta underlag är det mycket viktigt att dokumentera varje steg i utvecklingen. En väl genomförd dokumentation medger att materialet kan kontrolleras och uppdateras allteftersom ny kunskap tillförs inom kärnavfallsområdet. Dokumentationen ger också möjligheter för en bred insyn i avfallsprogrammet vilket troligen är det bästa sättet att få acceptans för vilka frågor som verkligen är viktiga att belysa rörande säkerheten i ett djupförvar.

De visualiseringsmetoder som på senare tid använts av SKB inför framtagning av scenarier och beräkningsfall är följande:

- Händelseträd
- Influensdiagram
- Rock Engineering Systems (RES) -matriser

Såväl Influensdiagram som RES-matriser lämpar sig för att visualisera länkar och samband mellan FEPs i ett förvarssystem för radioaktivt avfall. En viss fördel kan dock ses i visualiserings-principen för RES-matriserna. Den bakgrundsdokumentation som finns framtagen till Influensdiagrammen är dock för närvarande helt överlägsen. Av detta följer att en kombination av RES-matriser och den dokumentationsmetod som tagits fram i samband med Influensdiagrammen kan vara en lämplig metodik för att ta fram erforderligt bakgrundsmaterial inför val av scenarier vid säkerhetsanalysarbete.

REFERENCES

1. **Andersson J, Carlsson T, Eng T, Kautsky F, Söderman E, Wingefors S**
   The joint SKI/SKB scenario development project
   SKB Technical Report TR 89-35, Stockholm

2. **Cranwell R M, Guzowski R V, Campbell J E, Ortiz N R**
   Risk Methodology for Geologic Disposal of Radioactive Waste: Scenario Selection Procedure.
   SAND80 1429, NUREG/CR-1667, Sandia National Laboratories, Albuquerque, USA.

3. The SKI repository performance assessment project Site-94 (in preparation)
   SKI, 1995, Swedish Nuclear Power Inspectorate

4. **Skagius K, Wiborgh M**
   Testing of Influence Diagrams as a tool for scenario development by application on the SFL 3-5 repository concept
   SKB Arbetsrapport 94-47, Stockholm

5. **Stephansson O, Hudson J A**
   SKI/SKB FEPs identification and characterization via the "Rock Engineering Systems" approach
   SKB Arbetsrapport 93-36, Stockholm

6. **Stephansson O, Hudson J A**
   RES approach for scenario development: with the methodology applied to a "large rock movement" pertubation
   SKB Arbetsrapport 94-43, Stockholm

7. **Widén H, Sellin P**
   Performance of the SKB Copper/Steel Canister
   SKB Technical Report TR 94-14, Stockholm

8. **Eng T, Hudson J A, Stephansson O, Skagius K, Wiborg M**
   Scenario development methodologies
   SKB Technical Report TR 94-28, Stockholm

THE FACTORS INVOLVED AT IMMERSED TUNNEL-ROCK TUNNEL CONNECTING LOCATIONS FOR THE STOCKHOLM RING ROAD – USING ROCK ENGINEERING SYSTEMS (RES)

Tunnelanslutningarna för Ringen vid Saltsjön - En tillämpning av RES-metoden

Ove Stephansson, Engineering Geology, KTH
John A Hudson, Rock Engineering Consultants, UK

INTRODUCTION

The objective of the study reported here was to study the rock engineering and safety aspects of the submerged tunnel-rock tunnel linking options for the Stockholm Ring Road at Biskopsudden and Finnboda using the Rock Engineering Systems (RES) methodology. The tunnel linking options were the Bergskärmmetoden (Rock Plug method), Bågsättsmetoden (Coffer Dam), and Amerikametoden (American method). The intention was to complete the following items of work.

1. To identify the relevant variables associated with the rock mass, the submerged tunnel and the interface between them in terms of the linking construction techniques and consider the range of potential variation of these variables.
2. To establish the interactions between these variables using the RES interaction matrix presentation.
3. To code the significance of the interactions (and the level of information concerning the variables and the interactions) using the Expert Semi-Quantitative (ESQ) method of coding the matrix components.
4. To consider the hazard pathways associated with each method at each location and hence make a preliminary relative evaluation of the tunnel linking techniques and specification of the key parameters and knowledge required for each technique.

From information concerning the likely options to be used, we concentrated on the rock plug method at the Finnboda site and the American method at the Biskopsudden site. It is emphazised however that the study methodology could have been easily be extended to encompass other options and other rock conditions.

ROCK ENGINEERING SYSTEMS (RES) INTERACTION MATRICES AND THE ASSOCIATED STATE VARIABLES

Interaction matrices will be completed for four considerations with an example shown here. We will use the same state variables for each one (these are the main variables governing the problem). The first study is an initial 'yes'/'no' coding to study the interactions in 'first-pass' mode to ensure that the variables are adequate. Next we use a more sensitive coding with five classes called the Expert Semi-Quantitative (ESQ) method. This is applied to the generic matrix for the three cases of

Rock Plug method at Finnboda
American method at Finnboda, and
American method at Biskopsudden.

The anticipated preferred options were chosen from information in Arbetsplan of the Österleden, Teknisk PM Sänktunnel under Saltsjön. During the work we have also been studying Technical Reports about rock stresses and rock mass characterization at the two sites. In this preliminary study, we have also analysed the two alternative schemes at the Finnboda location.

The first step is to consider the groups of variables that will dominate the tunnel linkage engineering and then to generate the individual leading diagonal variables for the interaction matrix. The groups of variables included were as follows: Rock Properties, Site Properties, Project and Construction Aspects, Loading and Time Dependent Factors.

Given that the site and method at the site are fixed (apart from the possible of there being being two main construction methods), what are the variables? In general, there can be many variables in a rock engineering problem. However, here some of these have already been fixed. For example, the tunnel dimensions, orientation and location are fixed regardless of the construction technique – so it is not necessary to include these as variables. We considered the following:

Geology, Rock Type, including rock strength ROCK TYPE
Rock Compressive Strength (ROCK TYPE)
Rock Stress (Principal stresses and their orientations) ROCK STRESS
Discontinuity Geometry (Number, orientation, including presence of faults, e.g at Finnboda) DISCONTINUITY CHARACTERISTICS
Discontinuity Mechanical Properties (DISCONTINUITY CHARACTERISTICS)
Rock Mass Quality, (Note that the rock is bad 10 m near surface, $Q < 4$)Q
Rock Mass Permeability (Main fracture zones, effect of grouting) ROCK MASS PERMEABILITY

In-Rock Disturbed Zone (Distance around rock tunnel damaged by excavation) ROCK EXCAVATION DAMAGE
Surface-Rock Disturbed Zone (Distance into rock surface damaged) (ROCK EXCAVATION DAMAGE)
Water Content (100% saturation) (NOT INCLUDED, FIXED, BUT IMPORTANT FOR COFFER DAM)
Main Slope (Dip, Dip Direction, Height) SLOPE/TRENCH GEOMETRY
Rock Tunnel Diameter (32 m) (NOT INCLUDED, FIXED)
Rock Tunnel Height (6 m) (NOT INCLUDED, FIXED)
Overburden (40 m) (NOT INCLUDED, FIXED)
Submerged Tunnel Diameter (30 m) (NOT INCLUDED, FIXED)
Submerged Tunnel Height (6 m) (NOT INCLUDED, FIXED)
Submerged Tunnel Deformability, Strength, Yield (NOT INCLUDED, FIXED)
Plug Size (10-15 m) (NOT INCLUDED, FIXED)
Trench Size (varies) (NOT INCLUDED, FIXED)
Trench Slopes (Dip 80° and dip direction) (NOT INCLUDED, FIXED)
Blasting Inside Rock (NOT INCLUDED, FIXED)
Blasting Rock Surface (NOT INCLUDED, FIXED), Grouting GROUTING
Rock Surface Reinforcement, slope & trench ROCK SURFACE REINFORCE
Rock Tunnel Support, in the linking region TUNNEL SUPPORT
Submerged Tunnel Anchoring, bolt down, tie down TUNNEL ANCHORING
Backfill Over Submerged Tunnel (NOT INCLUDED, FIXED)
Cast Concrete Component (NOT INCLUDED, FIXED)
Permanent Seal (NOT INCLUDED, FIXED)
Height of Water (NOT INCLUDED, FIXED)
Rock Deterioration ROCK DETERIORATION
Support Degradation SUPPORT DEGRADATION
Water Chemistry (IN ROCK DETERIORATION & SUPPORTDEGRADATION)
Risk/Hazard (includes e,g, ferry accident, terrorism, rock slide))
PERTURBATION.

The variables selected in the list above are relisted below and are the ones used along the leading diagonal of the generic interaction matrix for the RES analysis. It should be remembered that this interaction matrix has implicit fixed parameters in the background, i.e. those labelled as fixed in the preceding list. The emboldened letters are the abreviations for the variables which have been used in the matrix presentation.

Rock Characteristics

RT: ROCK TYPE
RS: ROCK STRESS
DC: DISCONTINUITY CHARACTERISTICS
Q: Q
RMP: ROCK MASS PERMEABILITY

STG:	SLOPE AND TRENCH GEOMETRY	*Site Characteristics*
G:	GROUTING	*Project/Construction*
RED:	ROCK EXCAVATION DAMAGE	
RSR:	SLOPE AND TRENCH ROCK SURFACE REINFORCEMENT	
TS:	TUNNEL SUPPORT IN LINKING REGION	
TA:	TUNNEL ANCHORING	
RD:	ROCK MASS DETERIORATION	*Long-term Performance*
SD:	SUPPORT DEGRADATION	
P:	PERTURBATIONS	

THE INTERACTION MATRIX

The first step is to code the matrix with just a binary coding: an 'x' if one variable influences another and an 'o' if there is no significant influence. The matrix below in Fig. 1 has been coded in a binary way to provide a 'first-pass' indication of the interactions and whether the matrix variables do indeed allow characterization of the rock, site, project and long-term variables.

	Rock				Site	Project					Long -term			
RT	x	x	x	o	o	o	o	o	o	o	x	x	o	5
o	RS	x	x	x	o	o	o	o	x	o	o	o	o	4
o	x	DC	x	x	o	x	x	x	x	o	x	x	o	9
o	o	o	Q	o	o	x	x	x	x	x	x	x	o	7
o	o	o	o	RMP	o	x	x	x	x	o	x	x	o	6
o	x	o	o	o	STG	x	x	x	o	o	o	o	o	4
o	x	x	o	x	x	G	x	x	x	o	x	x	o	9
o	x	x	x	x	x	x	RED	x	x	x	x	x	o	11
o	o	o	o	o	x	o	o	RSR	o	o	x	x	o	3
o	x	o	o	o	o	o	o	o	TS	o	o	x	o	2
o	o	o	o	o	o	o	o	o	o	TA	o	o	o	0
o	o	o	x	o	o	o	o	o	x	x	RD	x	o	4
o	x	o	o	o	x	o	o	x	x	o	o	SD	o	4
o	x	x	o	o	x	o	o	x	x	x	o	o	P	6
0	8	5	5	4	5	5	5	8	9	4	7	9	0	Σ = 74

Fig. 1 Binary coding of interaction matrix for initial assessment of interactions.
Fig. 1 Binär kodning av interaktionsmatrisen för första ansatsen av interaktioner.

In Fig. 2 the Cause-Effect co-ordinates shown in Fig 1 are plotted in Cause-Effect space to show the interactive intensity and dominance.

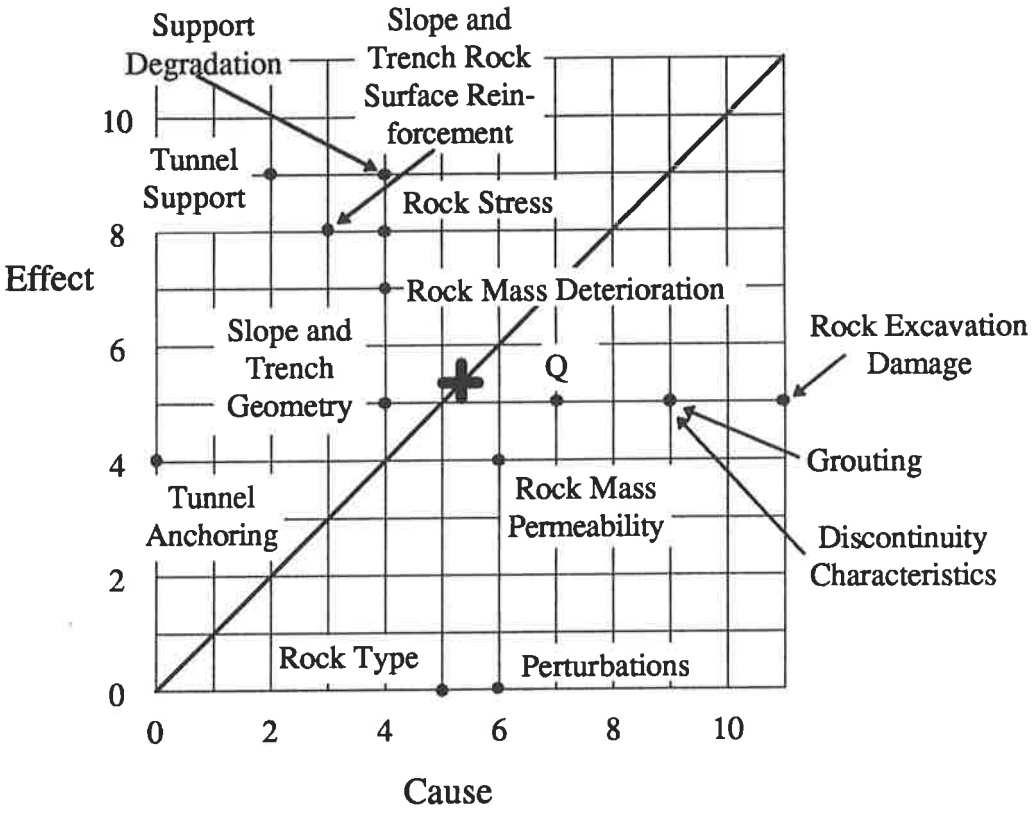


Fig. 2 Cause-Effect plot for the 14 variables used in the tunnel linking problem.
Fig. 2 Orsak och verkan för de 14 variablerna som använts i problemet med tunnelanslutningarna.

In the plot in Fig. 2, the interactive intensity is given by how far up the heavy diagonal line the variable is plotted. The dominance is given by how far away from this $C = E$ line the variable is plotted: positive if to the right of the diagonal, and negative if to the left of the diagonal. The bold cross plotted at (5.3,5.3) is the mean of the cause-effect co-ordinates and the centre of gravity of the plotted points.

Note how the variables with the highest interaction intensity are furthest up the heavy diagonal, i.e. Rock Excavation Damage, Discontinuity Characteristics, Grouting, Support Degradation, Rock Stress and Q. Note also that the variables with the highest dominance are the furthest to the right of the heavy diagonal, i.e. Rock Excavation Damage, Perturbations, Rock Type, Discontinuity Characteristics and Grouting.

This intitial matrix coding and the conclusions presented and discussed above confirmed that indeed the chosen variables do adequately characterize the nature of the problem. This meant that we did not have to modify the variables and could proceed to the more sensitive Expert Semi-Quantitative coding which is

0 - No interaction, 1 - Weak interaction, 2 - Medium interaction, 3 - Strong interaction, and 4 - 'Critical' interaction. We also underlined coding numbers of particular significance for the construction method being considered, see Fig. 3.

	Rock				Site	Project					Long -term			
HT	2	2	2	2	0	1	2	2	3	2	4	1	0	23
0	RS	3	1	3	1	1	2	1	2	0	0	1	0	15
0	2	DC	2	4	2	4	3	4	3	1	2	2	0	29
0	0	0	D	0	1	4	4	4	4	2	2	2	0	23
0	0	0	0	RMP	1	4	1	1	2	1	3	3	0	16
0	1	1	0	1	STG	1	1	1	0	0	0	0	0	6
0	2	4	2	4	1	G	4	1	2	0	3	3	0	24
2	1	3	2	3	3	2	RED	3	4	1	2	2	0	27
1	1	2	1	1	1	1	1	RBR	0	1	1	2	0	13
1	2	1	1	1	0	0	1	0	TB	0	1	2	0	10
0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	TA	0	0	0	1
1	0	1	3	1	0	0	1	1	3	0	RD	1	0	12
0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	SD	0	2
0	0	1	1	0	2	0	0	1	0	4	0	1	P	10
5	11	18	15	20	12	18	18	21	23	12	18	20	0	Σ = 211

Fig. 3 Expert Semi-Quantitative coding of interaction matrix for Rock Plug method at Finnboda.

Fig. 3 Semikvantitativ expertkodning av interaktionsmatrisen för bergskärmmetoden vid Finnboda.

Here the most interactive variables are Discontinuities, Rock Excavation Damage, Grouting and Q. The most dominant variables Rock Type, Discontinuity Characteristics, Perturbations and Rock Excavation Damage. This type of analysis was conducted for the other construction method-site options and we were able to also plot the changes from one method to another.

FURTHER ANALYSIS FOR HAZARDS USING 'KERNEL VARIABLES'

We were able to obtain further data on the sites and the methods. We found that there is much more potential for slope instability on the south facing rock slope at the Djurgården side. There is potential for plane failure sliding and wedge failure. We also clarified the construction steps for the linking option methods on the two sides of the crossing. As a consequence, we reduced the number of variables to the seven key or 'kernel' variables as follows:

ROCK STRENGTH
DISCONTINUITY GEOMETRY
GROUTING
BOLTING
WATER INFLOW
SLOPE FAILURE
CONSTRUCTION

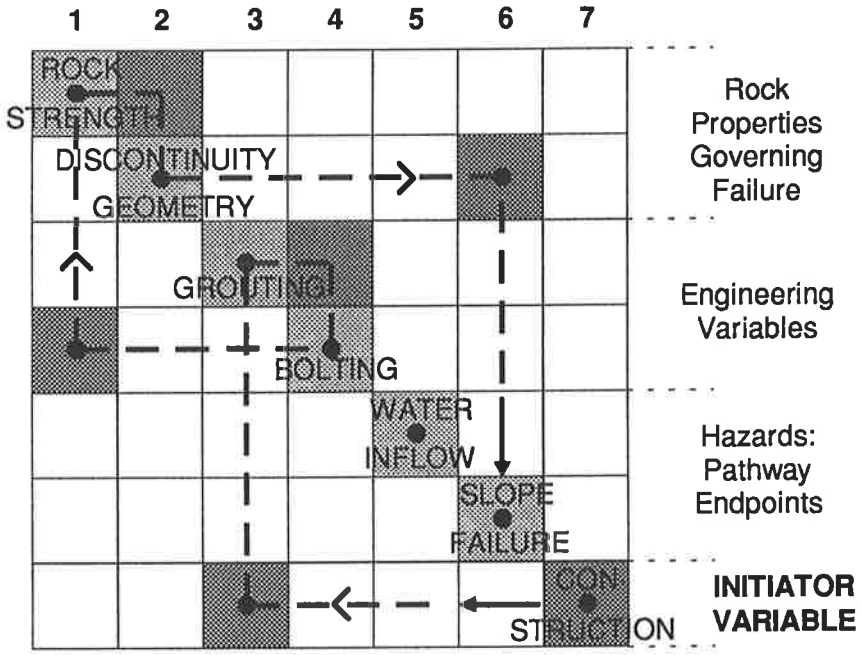


Fig. 4 The 7-variable kernel interaction matrix used to study the kernel of the tunnel-linking problem, with an example hazard path illustrated for 'Construction affects grouting, bolting affected, leading to reduction in rock strength and slope failure'.

Fig. 4 Interaktionsmatris med sju variabler med ett exempel på en fara för att konstruktionen påverkar injekteringen och bultningen som kan leda till reduktion av hållfastheten och orsaka släntinstabilitet.

To assess the hazards it is necessary to study all the pathways in the matrix in Fig. 4. This provides a checklist of all potential mechanism pathways from which the hazard can be evaluated. Thus, the steps in the hazard analysis are

i) List all matrix pathways from the Construction initiator and ending with water inflow/slope failure;
ii) Assess the hazard significance of all pathways; and
iii) State the main hazard mechanisms and subjects requiring study.

A Table indicating how all the pathways can develop is shown below.

Initiator CONSTRUCTION, Matrix Box 7, leading to

Path 735	Grouting	Water Inflow		
Path 736	Grouting	Slope Failure		
Path 7356	Grouting	Water Inflow	Slope Failure	
Path 7365	Grouting	Slope Failure	Water Inflow	
Path 7346	Grouting	Bolting	Water Inflow	
Path 7346	Grouting	Bolting	Slope Failure	
Path 73456	Grouting	Bolting	Water Inflow	Slope Failure

leading to more complex paths such as Path 734126.

The kernel matrix is first coded by the ESQ method as shown below in Fig. 5.

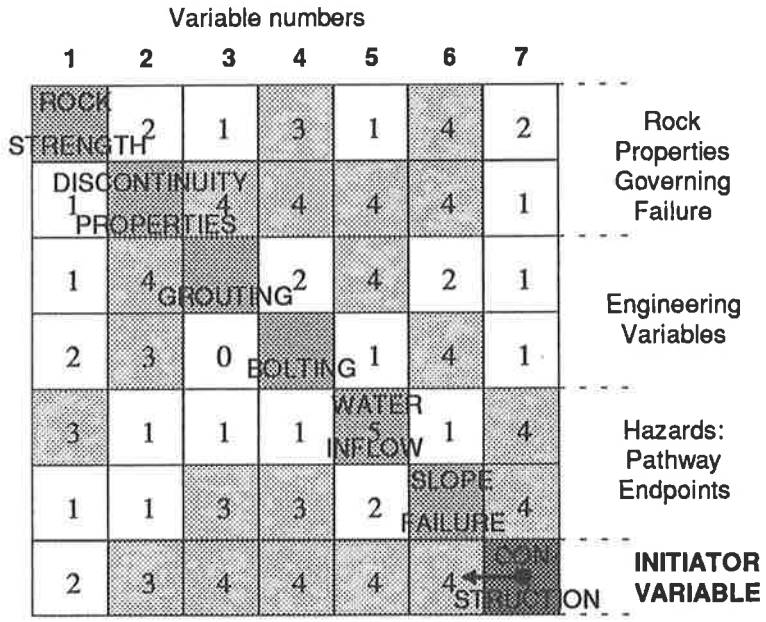


Fig. 5 The kernel matrix used for the hazard analysis coded by the Expert Semi-Quantitative (ESQ) method to indicate the significance of the interactions.

Fig. 5 Interaktionsmatris kodad med semikvantitativ metod för analys av faror som kan inträffa med konstruktionsmetoden.

It is now possible to identify the main pathways which are potential hazard pathways because the link between the variables in the pathway should be strong (i.e. coded with values of 3 or 4). These pathways are shown in the Table below.

Potential Hazard Pathways
(Pathways start at variable 7, Construction, and
Low significance pathways have been eliminated)

25	26	235	246	Discons. to water flow/slope failure
35	325	326	3246	Grouting to water flow/slope failure
46	425	426	4235	Bolting to water flow/slope failure
5	516	5146		Water inflow to slope failure
6				Slope failure

There are longer paths that can be developed from these 16 elemental paths, but this is the information enabling the identification of the hazard and the following conclusions.

1. The discontinuity properties are the single most important feature of the rock mass, being involved in 10 of the 16 mechanism paths leading to water inflow or slope failure. It is crucial to have reliable knowledge about their orientation and persistence. As noted earlier, the potential for rock failure is much stronger at the northern side of the crossing.
2. The rock strength, in the sense of weak zones of intact rock, can play a part in two of the hazard paths, and more detailed information is required, especially at the Nacka side where there is evidence of weak zones in the tunnel linking vicinity.
3. Both rock-engineered components, the grouting and the bolting, play a part in the hazard paths, separately and in conjunction. There should be an in-depth consideration of the design of these two components and their interaction.
4. Water inflow can lead to slope failure indirectly via path 75146 and path 751426 (and other compound paths). Thus water inflow should not only be considered a hazard in its own right but as an indirect initiator of slope failure.

Thus, using the RES approach, the variables, mechanisms and hazards have been systematically studied, although it is emphasized that the hazard analysis is preliminary: further detailed work on the choice of state variables, the interactions and the pathways refines the approach. Also, it would be helpful to conduct the analysis explicitly taking into account the uncertaintly associated

with the variables and their interactions, perhaps formally using 'ESQ-probabilities' or indeed probability distributions for the individual information content of the RES matrix.

CONCLUSIONS

1. The **rock strength** should be studied further, i.e. the location and characteristics of weak zones. Also, the influence on water inflow via such weak zones is critical. The influence of the weak zones on the bolting efficacy and the potential for slope failure should be examined.

2. More extensive mapping and characterization of the **discontinuities** in the tunnel linking regions and in the slopes above is crucial. The discontinuities govern both water flow through the rock and slope instability. Preliminary analysis of slope instability shows that the northern side has apparently large potential instability in terms of the kinematic feasibility of the rock blocks. This means that detailed and reliable information on the orientation, intensity, persistence and nature of the discontinuities should be one of the first priorities for further work. Moreover, the discontinuity properties have a direct and strong effect on grouting, bolting and water inflow. All these need to be further examined in the light of the hazard pathways.

3. The key engineering options are the way in which the main contruction operation (i.e. the excavation) is carried out and the grouting and bolting operations: these are the true variables in the sense that they can be designed to avoid the potential hazard pathways being possible. Thus, the **grouting** option which has such a dramatic effect on the discontinuities should be reviewed in the light of the interactions with the other variables, see the line of interactions in the second row of the matrix in Fig. 5.2.

4. Similarly, the **bolting** design should not only be developed on the basis of direct support but also in the light of the need to alter the discontinuity properties so that the interactions in the second row of the matrix in Fig. 5 are minimized. There should also be an in-depth consideration of the the interaction between grouting and bolting.

5. We have noted that apart from **water inflow** being a hazard by itself, it can also lead via a further weaking of the already weak zones to an effect on the bolting efficiency and thus indirectly to slope failure and also directly to slope failure.

6. There are many potential mechanism paths leading to rock **slope failure** above the linking regions with Djurgårdssidan appearing to have more slope instability potential because of the adverse discontinuity geometry.

7. Most of the interactions in the last row of the hazard matrix in Fig. 5 are either strong or critical. This means that the **construction** process can have a significant effect on all the variables. There should be an evaluation of how excavation will affect the rock strength, discontinuities, grouting, bolting, water inflow and slope stability. Also, during construction, there should be a monitoring programme which will provide diagnostic evidence of the direct effect of excavation on the variables.

8. A method for **comprehensive hazard analysis** has been developed which entails developing a different hazard matrix and coding the interactions (i.e. how one thing leads to another) in terms of their liklihood. Then, by also considering the degree to which one has to accept a hazard from the engineering point of view and the consequence of the hazard occurring, an adversity index for the hazards can be compiled – indicating their significance. This will be the subject of future publications but was stimulated by the work on the Stockholm Ring Road tunnels

ACKNOWLEDGEMENTS

The guidance and assistance of Professor H. Stille is gratefully appreciated. Dr A Heiner kindly clarified the construction steps and gave further advice. Discussions with Dr L Olsson have been of great value. Many design documents have been kindly made available to us for study and Ms U Hamberger was very helpful in providing access to these.

SAMMANFATTNING

Rock Engineering System (RES) är en metod att studera orsak och verkan hos de ingående variablerna eller parametrarna för ett undermarksprojekt. Metoden kan tillämpas på alla olika delar och enhetsoperationer i ett projekt - från förundersökning och projektering till övervakning av stabiliteten hos den färdiga anläggningen.

I det inledande skedet av en analys med RES-metoden identifieras de viktigaste variablerna för det aktuella objektet. Variablerna grupperas längs

huvuddiagonalen i en matris. Antalet variabler är godtyckligt men brukar vara 7 till 13 stycken. Därefter analyseras orsak och verkan för var och en av de möjliga interaktionerna i hela matrisen. För att karaktärisera styrkan i interaktionerna tillämpas olika kodningsmetoder där den enklaste består i att bestämma att en viss orsak och verkan existerar eller ej till att analysera sambandet med slutna analytiska lösningar. För Saltsjötunnelanslutningarna har tillämpats en semikvantitativ kodning av interaktionerna med fem klasser.

För tunnelanslutningarna vid Finnbodavarvet och Biskopsudden har konstruktören föreslagit bergskärmsmetoden resp amerikametoden. En första tillämpning av RES med 14 variabler visade på betydelsen av god släntstabilitet för amerikametoden vid Biskopsudden. Eftersom många av de först valda variablerna visade sig vara fixerade, kunde vi reducera antalet till 7 stycken för den fortsatta analysen av möjliga och sannolika risker. Från den nya matrisen och en analys av möjliga ´pathways´ för de aktuella interaktionerna kunde vi fastslå att diskontinuiteternas geometri är avgörande för projektet och att dessa måste bli bättre kända. Bergmassans hållfasthet och särskilt svaghetszonerna vid Finnbodavarvet ingår i flera av riskpassagerna i matrisen. Interaktionen mellan injekteringen och bultförstärkningen visade sig också vara en viktig interaktion.

DIMENSIONERING AV SPRUTBETONGDRÄNER I TUNNLAR UTSATTA FÖR LUFTTRYCKSVARIATIONER VID TÅGPASSAGE.

The Design of Shotcrete Drains in Tunnels Subjected to Fluctuating Air Pressure from Passing Trains.

Jonas Holmgren, Inst. för Byggkonstruktion, KTH

Inledning

Den konventionella utformningen av en drän utgörs av en meterbred cellplastskiva, som är täckt med armerad sprutbetong. Armeringen utgörs ofta av ett nät. Eftersom fiberbetong numera ofta används som enda armering, förefaller det onödigt att föreskriva särskild armering i samband med dränerna. I samband med att frågan om dränernas utformning väckts hos Banverket beslöts att utreda vilka belastningar som dränerna utsätts för vid tågpassager.

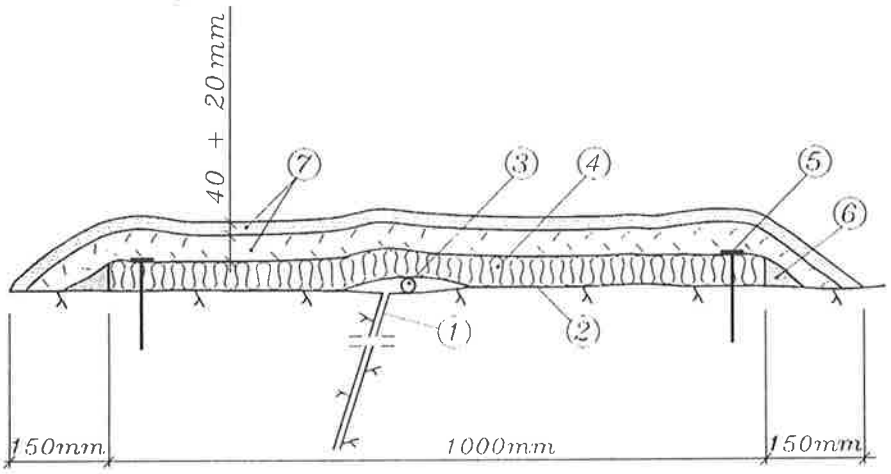


Fig. 1. Utformning av drän i sprutbetongförstärkning. ①Vattenförande spricka. ②Bergyta. ③Plaströr. ④Cellplast. ⑤ Plattstång + expanderbult. ⑥Ev. avjämning med bruk. ⑦Sprutbetong - 40 mm fiberarmerad + 20 mm oarmerad.

Fig. 1. Shaping of a shotcrete drain. ①Water bearing crack. ②Rock surface. ③Plastic pipe. ④Foamed plastic. ⑤Steel band + expanding bolt. ⑥Mortar adjustment. ⑦Shotcrete - 40 mm steel fibre reinforced + 20 mm unreinforced.

I denna rapport redovisas resultat från mätningar av lufttrycksvariationer i järnvägstunnlar, när tåg kör igenom. Vidare redovisas resultat av beräkningar avseende

verkan av dessa lufttrycksvariationer på den sprutbetong som täcker dränerna. Fältmätningar av sprutbetongskiktets respons på lufttrycksvariationerna har ej gjorts.

Lufttrycksmätningar.

Mätningar utfördes i två tunnlar. Den ena är belägen vid Fjärås och är en cirka 100 m lång enkelspårstunnel. Den andra vid Jonsered är en cirka 200 m lång dubbelspårstunnel. Cirka 20 m från tunnelmynningen installerades tryckgivare enligt figurerna nedan.

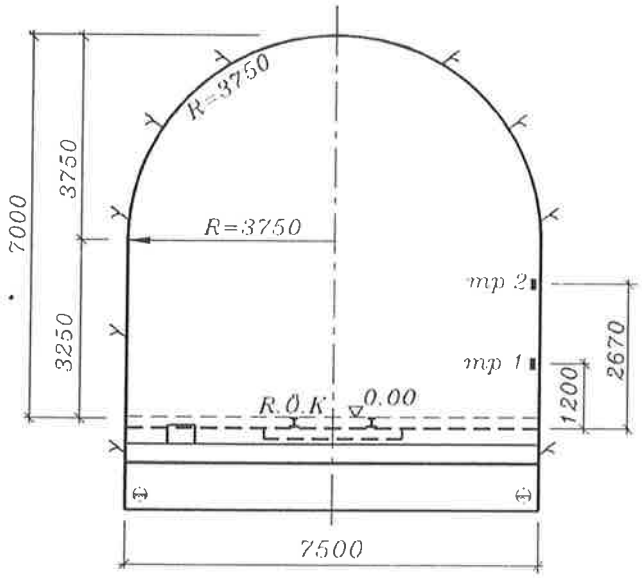


Fig 2. Placering av givare i Fjäråstunneln.

Fig 2. Locations of gauges in the Fjärås tunnel.

Givarna var av piezoresistiv typ och av fabrikat PCB 113 M66. Mätförstärkare av typ PCB 494M2-1 användes för mätpunkt 1. Denna givare hade den minsta avdriften av de använda givarna, varför endast mätvärden från denna användes i utvärderingen. Man kunde dock bedöma att de andra givarna visade samma nivåer som nummer 1 under den väsentliga fasen,varför det inte fanns anledning att försöka använda givare 2 och 3.

Datainsamlingen gjordes i ett åtta-kanalers Paragon system av fabrikat HP-3566A/67A. Bandbredden var 800 Hz, samplingsfrekvensen 2048 Hz och mättiden 50 sekunder.

Rådata reducerades till 4096 mätvärden per kanal med ett tidssteg på 0,0078 sekunder i programmet Labview och fördes därifrån över till Windows-urklippsfiler. Dessa fördes över till Excel, där vissa behandlingar gjordes. Från Excel översattes data till ASCII-format, för att vissa beräkningar skulle kunna göras i Mathcad.

Exempel på registreringar återfinns i Fig. 4 nedan.

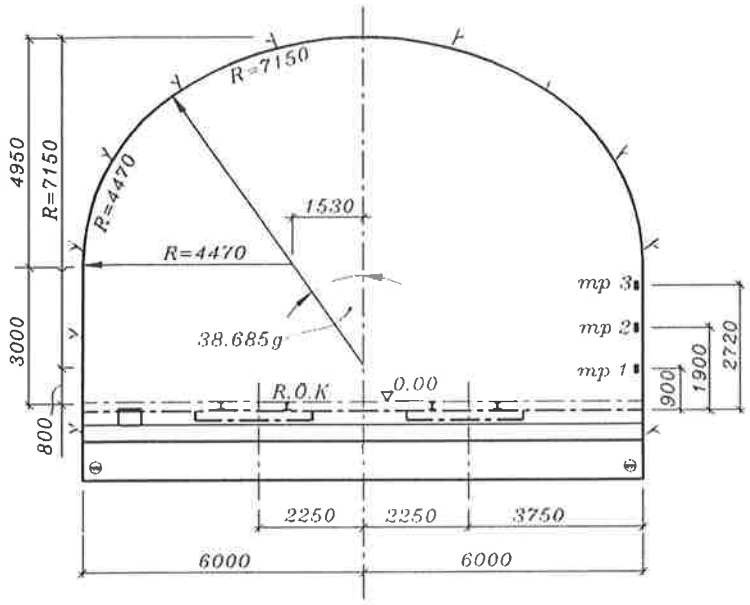


Fig. 3. Placering av givare i Jonseredstunneln. Tåg mot Göteborg kör på det vänstra spåret i figuren.

Fig. 3. Locations of gauges in the Jonsered tunnel. Trains for Gothenburg run on the left track.

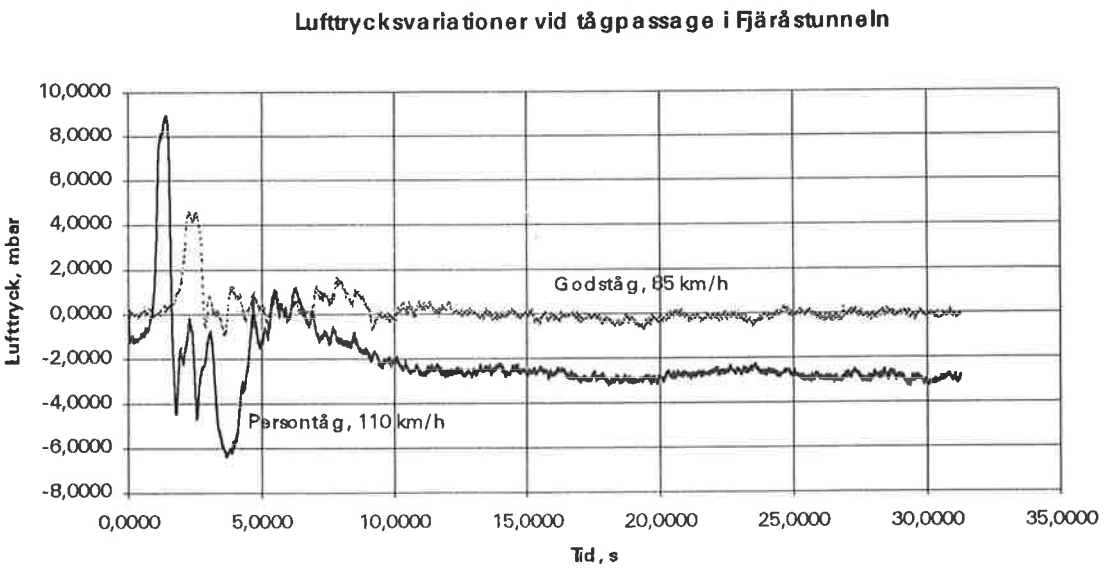


Fig. 4. Exempel på registreringar. Notera driften i värdena hos mätningen från persontågspassagen.

Fig. 4. Examples of recordings.

I Tabell 1 återfinns en sammanställning av gjorda mätningar, samt vissa tillhörande data. Materialet är för litet för statistisk bearbetning, men för den som vill studera tendenser är det sammanställt i ett antal olika diagram nedan. (Fig. 5 - 7.)

Mätning	Tågtyp	Antal vagna	Hastighet	Max. tryc	Max. sug	Max. tryckdiff
			km/tim	Pa	Pa	Pa
Fjä 1	Person	8	75	263	80	343
Fjä 3	Gods	14	90	25	394	419
Fjä 4	Gods	Ej reg.	70	422	207	629
Fjä 5	Gods	11	85	464	94	558
Fjä 6	Person	7	105	159	630	789
Fjä 7	Person	3	110	894	638	1532
Jon1	Gods, Gbg	Ej reg.	80	156	244	400
Jon3	Person, Gbg	8	80	154	159	313
Jon4	Person, Sthlm	Ej reg.	100	303	237	540
Jon7	Person, Sthlm	8	105	375	364	739
Jon8	Pendel, Gbg	3	110	662	453	1115
Jon9	X2000, Sthlm	5	130	396	438	834
Jon11	X2000, Gbg	5	130	394	511	905

Tabell 1. Sammanställning av gjorda mätningar.

Table 1. Compilation of recordings.

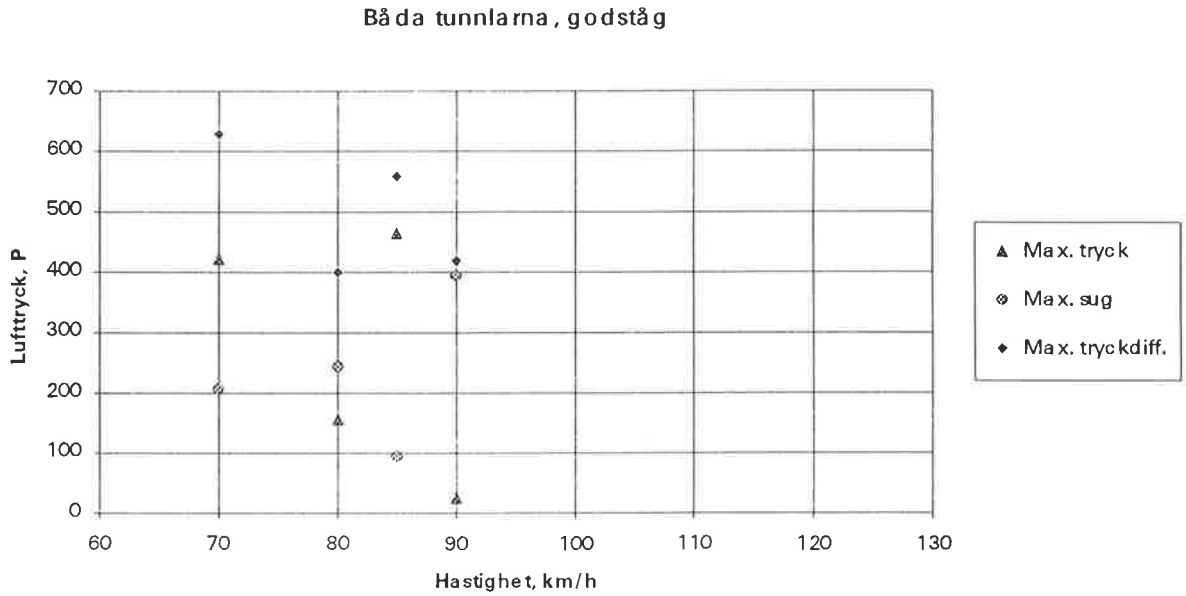


Fig. 5. Sammanställning av maximalvärden för godståg.

Fig. 5. Compilation of maximum pressure values for goods trains.

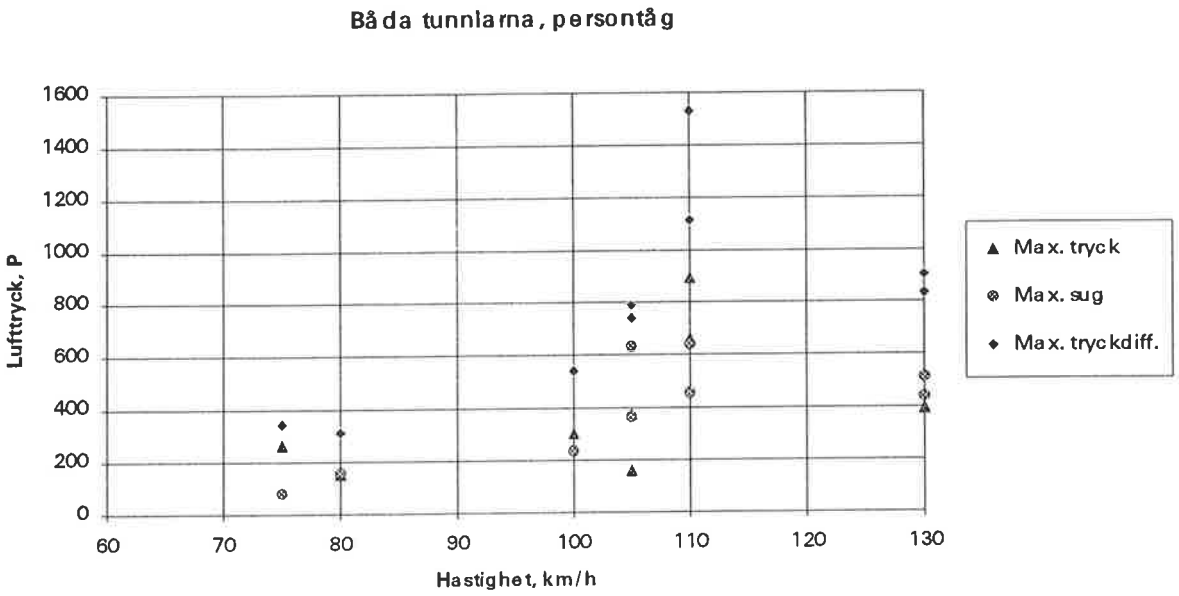


Fig. 6. Sammanställning av maximalvärden för persontåg.

Fig. 6. Compilation of maximum pressure values for passenger trains.

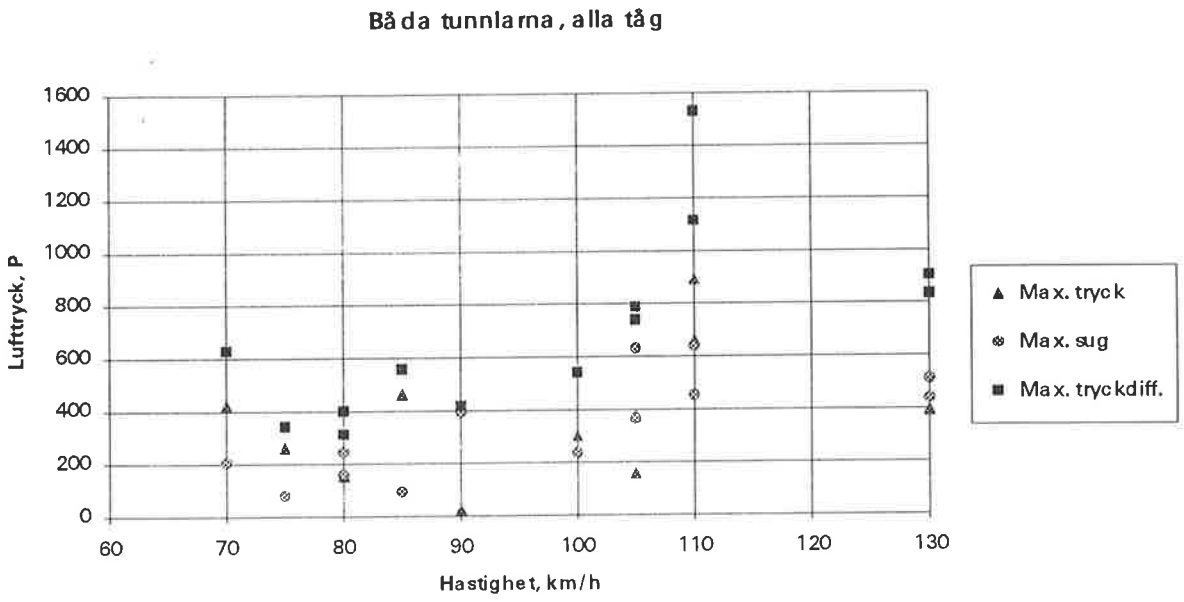


Fig. 7. Sammanställning av maximalvärden för alla tåg.

Fig. 7. Compilation of maximum pressure values for all trains.

De tendenser, som kan skönjas är att godståg ger högre tryck än persontåg vid samma hastighet. Trycknivåerna blir högre vid högre hastighet utom för X2000.

Teori.

En drän i en sprutbetongförstärkning betraktas som en enkelspänd sprutbetongplatta med fast inspänning längs kanterna. En meterbred strimla av denna platta behandlas som en i båda ändar fast inspänd balk. Det beaktas alltså inte att sprutbetongplattan egentligen är svagt krökt. Den cellplast/mineralull e.dyl, som ligger mellan sprutbetongen och berget anses inte påverka balkens svängning in mot berget. Balken utsätts för en i tiden varierande last, som beror på lufttrycksvariationerna, när ett tåg passerar genom tunneln.

Lufttrycksvariationerna är uppmätta enligt föregående. Mätningar av en sprutbetongplattas rörelse har inte gjorts inom ramen för denna begränsade utredning. I stället beräknas den inspända balkens rörelse teoretiskt. Det maximala utslaget ligger sedan till grund för en dimensionering, där den maximala böjdragspänningen med beaktande av utmattningsrisken blir avgörande för valet av sprutbetongplattans dimensioner.

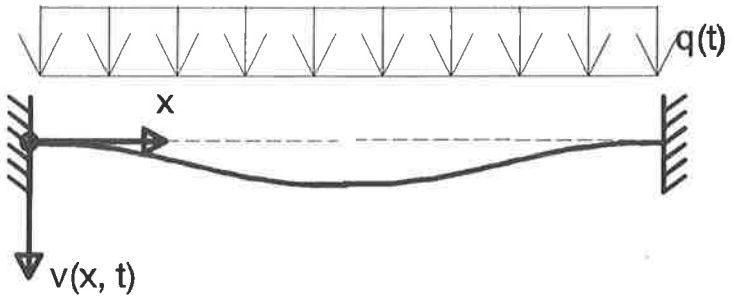


Fig. 8. Antagen svängningsform för enkelspänd sprutbetongplatta, utsatt för lufttrycksvariation.

Fig. 8. Assumed vibration shape for a shotcrete slab subjected to fluctuating air pressure.

För den dynamiska analysen väljs en utböjningsform, som är likformig med den för en motsvarande balk belastad med statisk, jämnt fördelad last. Inverkan av tiden uttrycks genom att formfunktionen, $\psi(x)$, multipliceras med en tidsberoende funktion, $Z(t)$.

Man erhåller $$v(x,t) = \psi(x) \cdot Z(t)$$

där $$\psi(x) = \frac{x^2}{L^2}\left(1 - \frac{x}{L}\right)^2$$

I *Clough - Penzien /1975/* visas att balkens svängning kan behandlas som svängningen hos ett enfrihetsgradssystem genom införande av generaliserad massa, m^*, generaliserad dämpning, c^*, generaliserad styvhet, k^*, samt generaliserad last, p^*.

Härvid gäller

$$m^* = m \int_0^L [\psi(x)]^2 \, dx = \frac{mL}{630}$$

$$k^* = EI \int_0^L [\psi''(x)]^2 \, dx = \frac{4EI}{5L^3}$$

$$p^* = q(t) \int_0^L \psi(x) \, dx = \frac{q(t)L}{30}$$

Man erhåller nu differentialekvationen

$$m^* \ddot{Z}(t) + c^* \dot{Z}(t) + k^* Z(t) = p^*(t)$$

Belastningen, $p^*(t)$, varierar på ett oregelbundet sätt. Lösningen erhålls ur Duhamels integral, som i det dämpade fallet ger

$$Z(t) = \frac{1}{m^* \omega_D} \int_0^t p^*(\tau) \, e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin \omega_D(t-\tau) \, d\tau$$

Genom att införa uttrycken för m^* och p^* samt att dividera $q(t)$ med q_{max} erhålls följande uttryck för $Z(t)$

$$Z(t) = \frac{21 \, q_{max}}{m} D(t)$$

där

$$D(t) = \frac{1}{\omega_D} \int_0^t \frac{q(\tau)}{q_{max}} e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin \omega_D(t-\tau) \, d\tau$$

Det maximala utslaget är av intresse

$$Z_{max} = \frac{21 \, q_{max}}{m} D_{max}$$

Genom rumsderivering av utböjningsfunktionen två gånger erhålls

$$v''_{max} = \frac{2}{L^2} Z_{max}$$

Maximal böjspänning i balken erhålls ur

$$\sigma = \frac{Ed}{2} v''_{max} = \frac{Ed}{2} \frac{2}{L^2} Z_{max} = \frac{Ed}{L^2} \frac{21 q_{max}}{m} D_{max} = \frac{Ed}{L^2} \frac{21 q_{max}}{\rho d} D_{max} = \frac{E}{\rho} \frac{21 q_{max}}{L^2} D_{max}$$

Maximal tvärkraft erhålls ur

$$V_{max} = EI\, v'''_{max} = \frac{12}{L^3} Z_{max} = \frac{21\, Ed^2 q_{max}}{\rho L^3} D_{max}$$

Maximal vidhäftningsspänning erhålls ur

$$\sigma_{vidh} = \frac{V_{max}}{0{,}025}$$

enligt *Holmgren /1992/.*

Beräkningar.

D(t) evaluerades numeriskt för uppmätta tryck - tidförlopp och med en antagen relativ dämpning på 5 %. Härvid utfördes beräkningar för olika egenfrekvenser (5 - 100 Hz) hos en tänkt konstruktion, som utsätts för den aktuella lasten. Vid varje beräkning uppsöktes konstruktionens maximala svar (utböjning). Härigenom erhölls ett responsspektrum för den aktuella last - tidkurvan.

För beräkningarna gjordes en rutin i Mathcad. Före körningarna i Mathcad reducerades data i LabView, så att en mätserie på 32 sekunder kom att bestå av 4096 mätvärden. Detta innebar ett tidssteg på 0,0078 sekunder. Enligt *Clough - Penzien /1975/* bör tidssteget vid den numeriska beräkningen inte vara större än en tiondel av konstruktionens egensvängningstid. Det innebär att data egentligen inte dög för beräkningar över cirka 20 Hz egenfrekvens. Trots detta gjordes beräkningar upp till 100 Hz egenfrekvens i ett första steg. När responsspektrum konstruerades visade det sig att samtliga mätningar gav responsspektra, som var i stort sett räta linjer i ett log-log-diagram. Det visade sig också att samtliga räta linjer sammanföll så gott som fullständigt. Efter 50 Hz delar sig linjerna och en närmare granskning av de beräknade utböjningsförloppen visar att dessa ser orimliga ut för 100 Hz. För att pröva hypotesen att den normerade responskurvan är en rät linje även för högre frekvenser än 50 Hz togs de dominerande fyra sekunderna av en mätning ut, vilket gav 4096 mätvärden och ett tidssteg på 0,00098 sekunder. För denna mätserie gjordes responsberäkningar från 20 Hz

upp till 250 Hz egenfrekvens. Dessa beräknade värden anslöt mycket väl till de räta linjer som beräknades med tidssteget 0,0078 sekunder för egenfrekvenser från 5 Hz upp till 50 Hz.

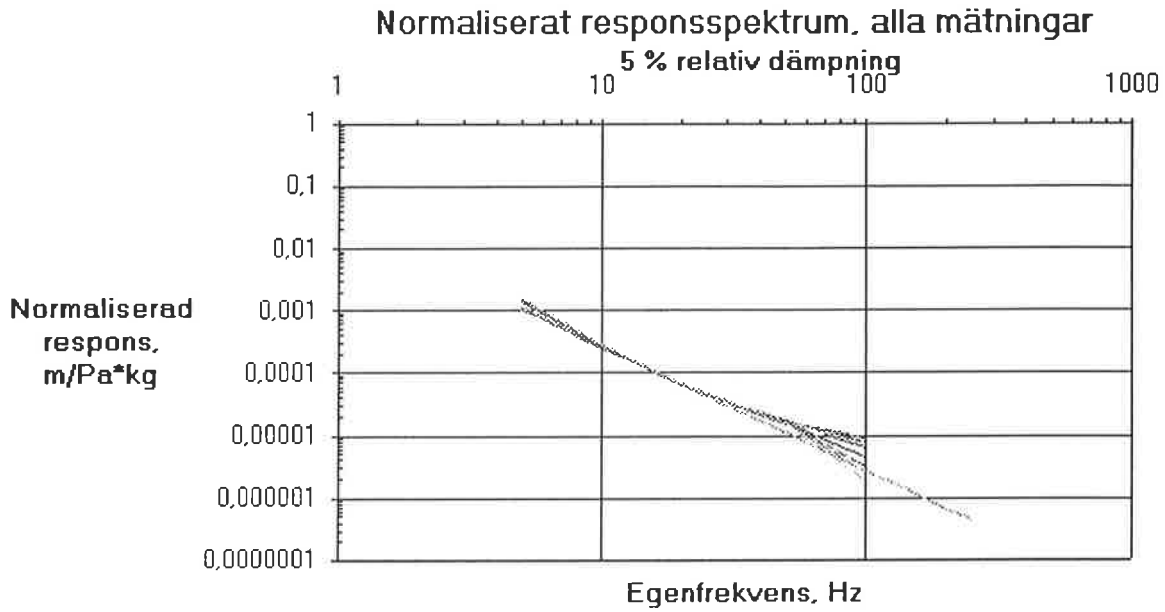


Fig. 9. Normaliserad respons för enkelspänd sprutbetongplatta utsatt för lufttrycksvariationer i tunnel från förbipasserande tåg. Beräknade kurvor för alla mätningar.

Fig. 9. Normalized response spectrum for a shotcrete slab subjected to fluctuating air pressure in a tunnel from passing trains. Response curves are calculated theoretically from all recordings of the air pressure.

Av de utförda beräkningarna kan man dra slutsatsen att den normerade responsen följer funktionen

$$D_{max} = 10^{-(1,57 + 1,76 \log f)} \frac{kg\ m}{Pa}$$

Den svängande balkens egenfrekvens erhålls ur

$$f = \frac{\omega}{2\pi} = \frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{k^*}{m^*}} = 1,0314\,\frac{d}{L^2}\sqrt{\frac{E}{\rho}}$$

Med E = 32 GPa och ρ = 2200 kg/m^3 för betong K40 erhålls

$$f = 3934\,\frac{d}{L^2}\ Hz$$

och $D_{max} = 10^{-(7,89 + 1,76 \log d - 3,52 \log L)}$

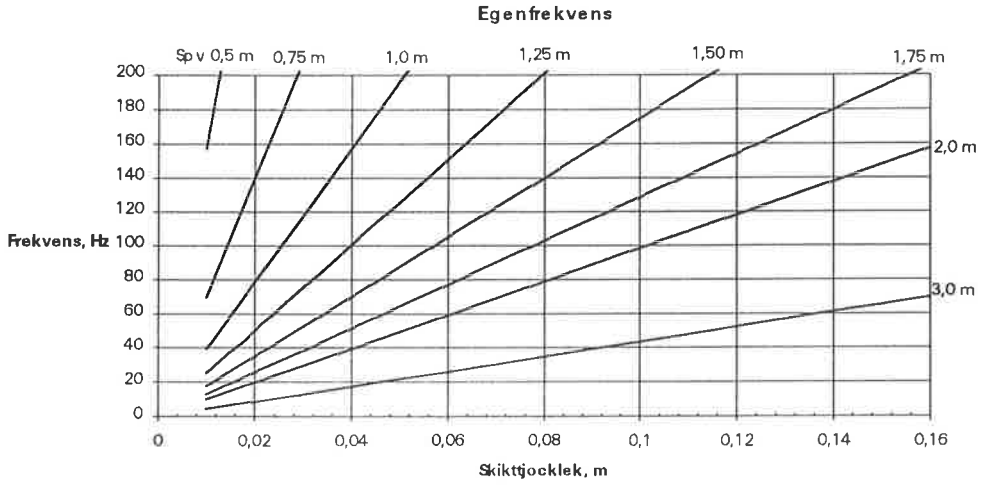


Fig. 10. Egenfrekvenser hos enkelspänd sprutbetongplatta vid varierande tjocklek och spännvidd.

Fig. 10. Natural frequencies for shotcrete slabs of different spans and thicknesses.

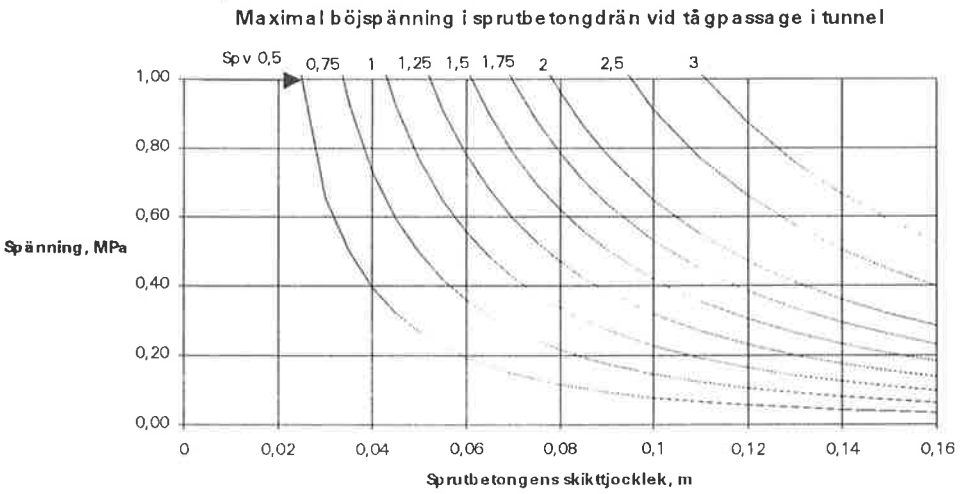


Fig. 11. Maximal böjdragspänning i enkelspänd sprutbetongplatta utsatt för lufttrycksvariationer från tågpassage i tunnel. Maximalt tryck = 1 kPa.

Fig. 11. Maximum bending tensile stress in shotcrete slab subjected to fluctuating air pressure in a tunnel from passing trains. Peak pressure = 1 kPa.

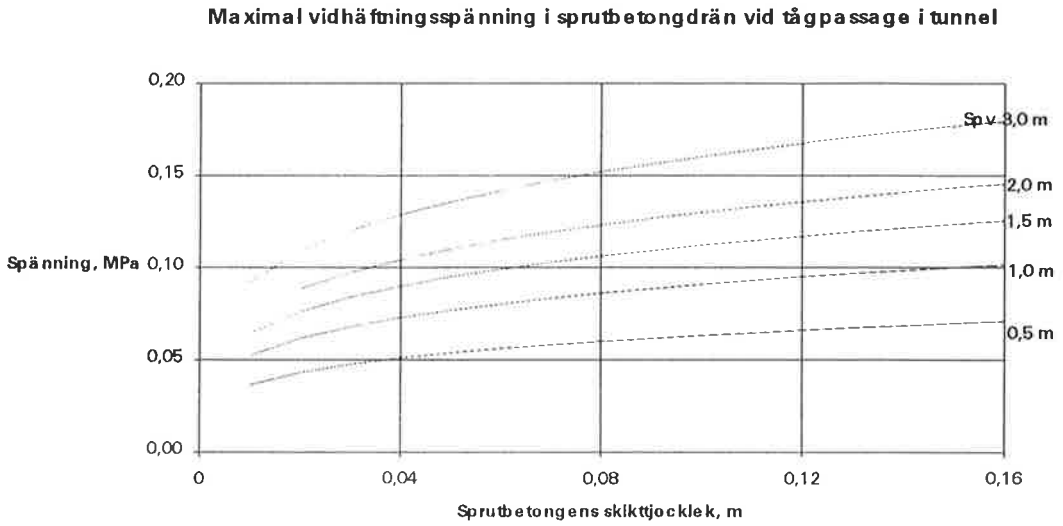


Fig. 12. Maximal vidhäftningsspänning mellan berg och enkelspänd sprutbetongplatta utsatt för lufttrycksvariationer från tågpassage i tunnel. Maximalt tryck = 1 kPa.

Fig. 12. Maximum adhesion stress at the interface between the rock and the shotcrete slab subjected to fluctuating air pressure in a tunnel from passing trains. Peak pressure = 1 kPa.

Insättning av det empiriskt framtagna uttrycket för D_{max} i uttrycken för σ_{max} och σ_{vidh} ger beräknade kurvor för dessa spänningar enligt Fig ... och ... om q_{max} sätts till 1kPa, vilket är något högre än det högsta, uppmätta trycket (persontåg 110 km/h).

Enligt BBK 79 tillåts en böjdragsspänning på maximalt 0,93 MPa för betong K40 vid antal lastväxlingar större än 10^6. Inverkan av fiberarmering beaktas ej. Det är inte klarlagt om fibrer bidrar till ökad utmattningshållfasthet.

Ur villkoret

$$0{,}93 \cdot 10^6 = \frac{E}{\rho} \frac{21 q_{max}}{L^2} 10^{-(7{,}89 + 1{,}76 \log d - 3{,}52 \log L)}$$

erhålls dimensioneringsdiagrammet i Fig. 13 nedan.

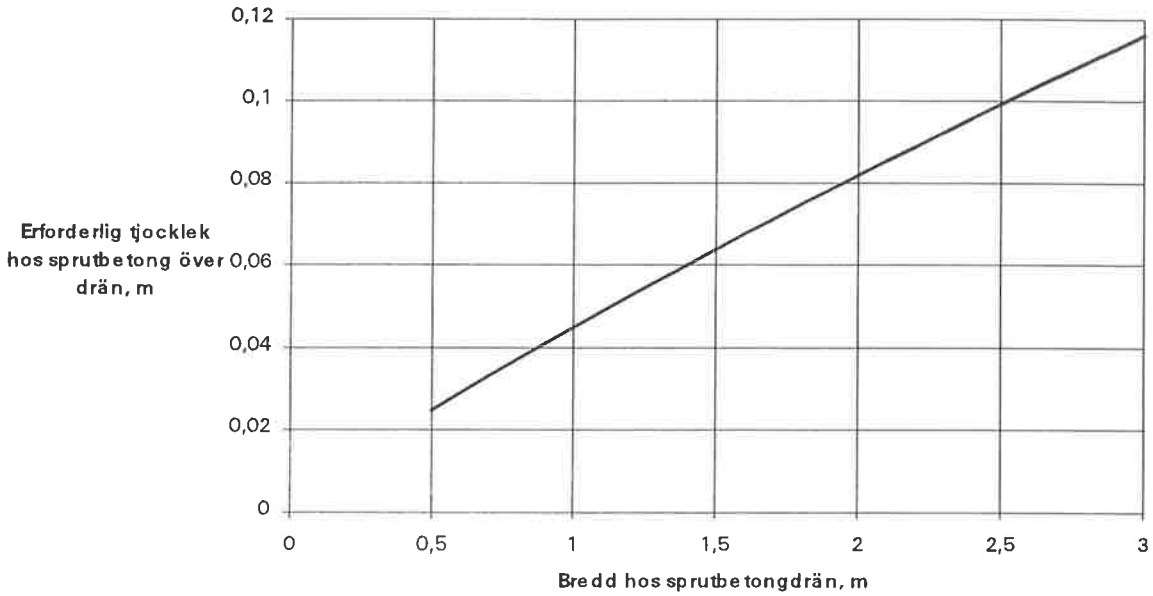


Fig. 13. Erforderlig tjocklek hos sprutbetongskikt över drän vid varierande bredd. Förutsättning Betong K40, mer än 1000000 lastväxlingar.

Fig 13. Required thickness of shotcrete layer over a drain as a function of the span. Concrete C40 and more than 1000000 load fluctuations assumed.

Av diagrammet i Fig. 11 framgår att vidhäftningsspänningen troligen inte är dimensionerande vid normal vidhäftningshållfasthet, eftersom denna kan förväntas ligga på cirka 0,5 MPa. Vid dåliga vidhäftningsförhållanden bör dock särskild förankring av sprutbetongen intill dränen utföras.

Diskussion av uppnådda resultat.

Mätningarna av lufttrycksvariationerna är relativt få. Exempelvis saknas höghastighetståg i maximal fart. Likaså saknas mätningar från möten mellan två tåg i en dubbelspårstunnel. Man kan därför inte utesluta att högre maximaltryck än 1000 Pa kan förekomma i ogynnsamma situationer. För breda dräner kan det möjligen också ha betydelse om trycket varierar över dränens bredd.

Dimensioneringsdiagram, där maximal böjdragspänning och maximal vidhäftningsspänning finns redovisade, har beräknats på grundval av antagande om utböjningsform hos sputbetongplattan samt om dämpningens storlek. Eftersom inga rörelsemätningar har gjorts går det inte att uttala med säkerhet att inte högre moder än

den lägsta kan exciteras eller att relativa dämpningen är just 5 %. Det finns vidare inga möjligheter att uttala, huruvida antagandet att sprutbetongplattan är fri att svänga åt båda håll, är helt korrekt i alla situationer.

Ovanstående frågor borde belysas ytterligare genom mera omfattande fältmätningar.

Med beaktande av reservationerna ovan visar undersökningen att dagens praxis med en meter breda dräner och 60 mm sprutbetong K40 stämmer förvånande väl med mätningar och beräkningar.

Referenser.

Clough, R W & Penzien, J, "Dynamics of Structures", ISBN 0-07-011392-0, McGraw-Hill, Inc., 1975.

Holmgren, Jonas, "Bergförstärkning med sprutbetong", ISBN 91-7186-298-6, Vattenfall Vattenkraft, Stockholm 1992.

Summary.

The fluctuations of the air pressure from passing trains were measured in one single track tunnel and in one double track tunnel. The recordings were used for the dynamic analysis of a shotcrete slab which covers a drain. 13 records were analyzed. The peak pressure was below 1 kPa in all records.

Recordings from high speed trains in maximum velocity were not possible to obtain. The meeting of two trains in a tunnel is not recorded either. Thus the possibility of higher peak pressures than 1 kPa cannot be excluded.

Assuming a vibration shape of the shotcrete slab and 5 % damping design curves were calculated. It is to be observed that no acceleration recordings were taken of real shotcrete slabs in the tunnels.

The presence of steel fibre has not been taken account for in the strength calculations since some research indicate that fibres do not affect the fatigue strengh of concrete.

The adhesion stresses in the interface between the rock and the shotcrete should not cause problems in ordinary cases. If the adhesion conditions are doubtful extra anchorage has to be provided for.

The investigation shows that today's standard of one meter wide and 60 mm thick shotcrete over drains astonishingly well corresponds with the calculated values.

JÄMFÖRELSE MELLAN PREDIKTION OCH UTFALL VID ÄSPÖ LABORATORIET

Comparison between prediction and outcome at Äspö Hard Rock Laboratory

Ingvar Rhén, VBB Viak
G Bäckblom, Swedish Nuclear Fuel&Waste Management Co (SKB)
Gunnar Gustafson, Chalmers University of Technology
Roy Stanfors, R Stanfors Consulting
Peter Wikberg, Swedish Nuclear Fuel&Waste Management Co (SKB)

1 INTRODUCTION

SKB plans to start deposition of spent fuel within about 15 years from now. The design work for a canister encapsulation plant is under way. Feasibility studies for repository siting are in progress in cooperation with two (September 1994) municipalities. An extensive research, development and demonstration programme will support the detailed design and licensing of the encapsulation plant and the deep repository.

The geoscientific research of the Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co (SKB) is related to crystalline rock environments. The Swedish concept for the disposal of high-level nuclear waste involves an excavated repository at a depth of 500 m. The most important properties of the rock volume hosting a nuclear waste repository are: long-term mechanical and chemical stability, low groundwater flow and low transport capacity of radionuclides from the repository up to the biosphere.

In order to prepare for the siting and licensing of a spent fuel repository SKB decided to construct a new underground research laboratory.

In the autumn of 1990, SKB began the construction of the Äspö Hard Rock Laboratory (Äspö HRL) near Oskarshamn in the south-eastern part of Sweden. A 3.5 km long tunnel has now been excavated in crystalline rock down to a depth of approximately 450 m, see *Figure 1-1*. The operation phase of the laboratory will start in 1995, and research concerning the disposal of nuclear waste in crystalline rock can then continue in the Äspö HRL.

The pre-investigations for the Äspö HRL started in late 1986. The pre-investigation phase involved extensive field measurements (from ground level as well as from boreholes) and analysis, aimed at characterizing the rock formation with regard to geology, geohydrology, hydrochemistry and rock mechanics. Intermediate reports on the investigations were

published in 1988, 1989 and 1991 */Gustafson et al, 1988, Gustafson et al, 1989, Wikberg et al, 1991, Stanfors et al, 1991, Almén and Zellman, 1991/*.

Prior to excavation of the laboratory predictions for the excavation phase were made. These predictions, published 1991 */Gustafson et al, 1991/*, are based on data collected during the pre-investigations conducted between 1986 and 1990. The predictions concern five key issues: geological structures, groundwater flow, groundwater chemistry, transport of solutes and mechanical stability. These predictions are made in three scales: site scale (100-1000 m), block scale (10-100 m) and detailed scale (0-10 m).

A large amount of data has being collected during the excavation, for example piezometric levels in about 150 borehole sections in boreholes around Äspö HRL, inflows to the tunnel, mapping of lithology and fractures and inward leakage characteristics. Groundwater sampling and measurements of hydraulic properties of the rock along the tunnel have also been made.

One of the stage goals for the Äspö HRL (see below) is: **Verify pre-investigation methodology**. Demonstrate that the investigations at ground level and in boreholes provide sufficient data on essential safety-related properties of the rock at repository level.

Comparisons between the predictions and observations were made during excavation to verify the reliability of the pre-investigations.

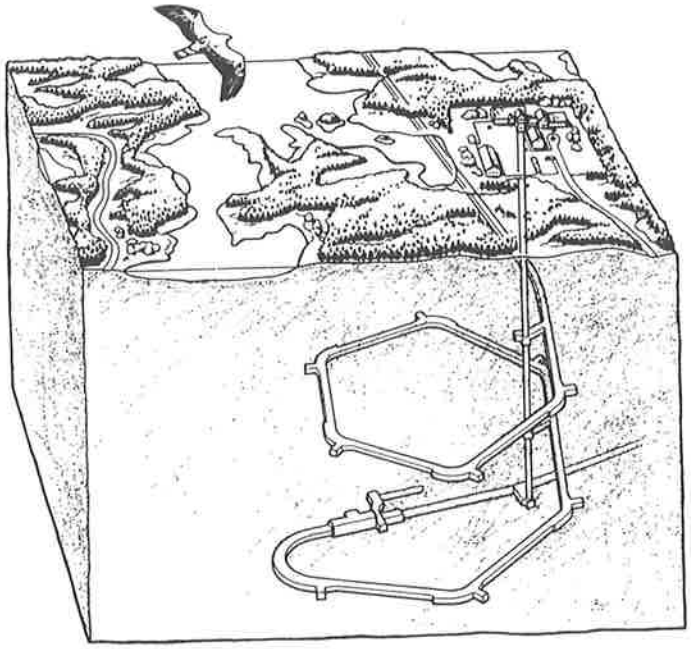


Figure 1-1. The 3.5 km long access tunnel and the shaft to Äspö HRL down to a depth of approximately 450 m. The last 400 m of the tunnel was bored with TBM.
Den 3.5 km långa tillfartstunneln och schakten ner till Äspölaboratoriet ner till ett djup av ca 450 m. De sista 400 m av tunneln borrades med en TBM.

The final evaluations of model and method capability are under way and will be completed in 1995.

There is a strong international interest in the work with participation from Canada (AECL), Japan (PNC, CRIEPI), Finland (TVO), France (ANDRA), Switzerland (NAGRA), the United Kingdom (NIREX), and the United States (USDOE).

2 SITE INVESTIGATION FOR A DEEP REPOSITORY

2.1 How will the site investigation results be used?

The purpose of pre-investigations or site investigations is to:

- demonstrate whether a site has suitable geological properties

- obtain data and knowledge concerning the bedrock on the site so that a preliminary emplacement of the repository in a suitable rock volume can be done as a basis for constructability analysis

- obtain the necessary data for a preliminary safety assessment, which in Sweden shall serve as support for an application under NRL (the Act Concerning the Management of Natural Resources) to carry out detailed site characterization

- obtain data for planning of detailed site characterization, which is done in conjunction with the construction work down to repository level.

It is thus important to show that pre-investigations provide reasonable and robust results.

The reliability of the pre-investigations can be tested during the detailed characterization. The work at Äspö is thus a "dress rehearsal" for the site investigations and the detailed characterization for the Swedish deep repository.

2.2 What should be achieved in site characterization?

Site characterization shall provide an understanding of the site to:

- Demonstrate the existence of features (structures and processes).

- Justify division of the properties into domains.

- Make parameter estimations as an input to model realizations. (The estimation also support the division into domains and to prove the existence or non-existence of features).

Demonstrating or rejecting the existence of important features is of the utmost importance in the characterization programme. Properties may have to do with be lithology, chemical processes, structural features etc. At the outset of characterization it is important that the programme be broad so that unexpected properties can also be detected.

Division of properties into domains can be done for e.g. lithological bodies and groundwater composition such as fresh or saline water, or be applicable to the geometry of structural features.

The relevance of each feature, domain and parameter should be assessed by both the engineer and the safety assessor.

2.3 Constructability versus safety assessment

The engineer basically divides the rock into two families. "Good rock" implies that the rock can be excavated without any sealing or support work. "Bad rock" means that the rock needs grouting or reinforcement by steel and/or concrete.

It is argued that this very simple division is of great importance. Rock bolting with steel bars provides a connection between the backfill of a deposition drift and a possible disturbed zone; shotcreting will interfere with the required close interaction between the backfill and the host rock over thousands of years due to the deterioration of the concrete leaving a gap between the backfill and the rock; pre-grouting of deposition tunnels will make it difficult to obtain accurate values of transmissivity at canister positions.

The chemical inventory for a deep repository could include some 1000 tonnes of cement, maybe some 100 tons of nitrogen compounds (residues from blasting agents) and some minor inventory of oil, cellulose etc. The backfill material will include huge amounts of oxygen to be consumed in the closed repository.

Based on the site investigations a constructability analysis */Bäckblom et al, 1994/* should be performed so that the safety assessment can give an account of the repository "as built" even prior to construction.

The engineer's wish to avoid "bad rock" is an advantage both for the engineering and for the safety of the repository. It will also simplify the safety assessment. The engineer's wish to find "good rock" can be an advantage. However there is a need to check for stress or thermomechanical problems that may appear in very good (unfractured) rock. Thus, ordinary engineering practice will be of the utmost importance in the licensing process for a deep repository. Utilizing centuries of knowledge supports confidence building for the site characterization and engineering of the repository.

The safety assessor sometimes asks for alternative models to be presented. This is not

always acceptable to the engineer responsible for the layout of a facility. He must e.g. be certain that no major water conducting fracture zones are present at the underground facility; he thus needs a "best estimate" where the safety assessor would prefer alternative models.

3 THE APPROACH TO SITE CHARACTERIZATION AT ÄSPÖ

3.1 Investigation strategy

A basic description of the site characterization approach can be found in */Bäckblom et al, 1991/*. Site characterization is a multi- and inter-disciplinary task that necessitates integration in data acquisition, evaluation and presentation of results.

In order to facilitate such integration, four basic decisions were made for the site characterization.

- to divide the characterization and interpretation into distinct stages
- to devise models on several geometric scales (regional >> 1000 m, site scale 100 - 1000 m, block scale 10 - 100 m and detailed scale 1-10 m)
- to select key issues related to the geological-structural model, groundwater flow, groundwater chemistry, transport of solutes and mechanical stability
- to integrate and facilitate integration of data collection and data interpretation

The integration of all data was to some extent facilitated by having few principal investigators with broad responsibilities.

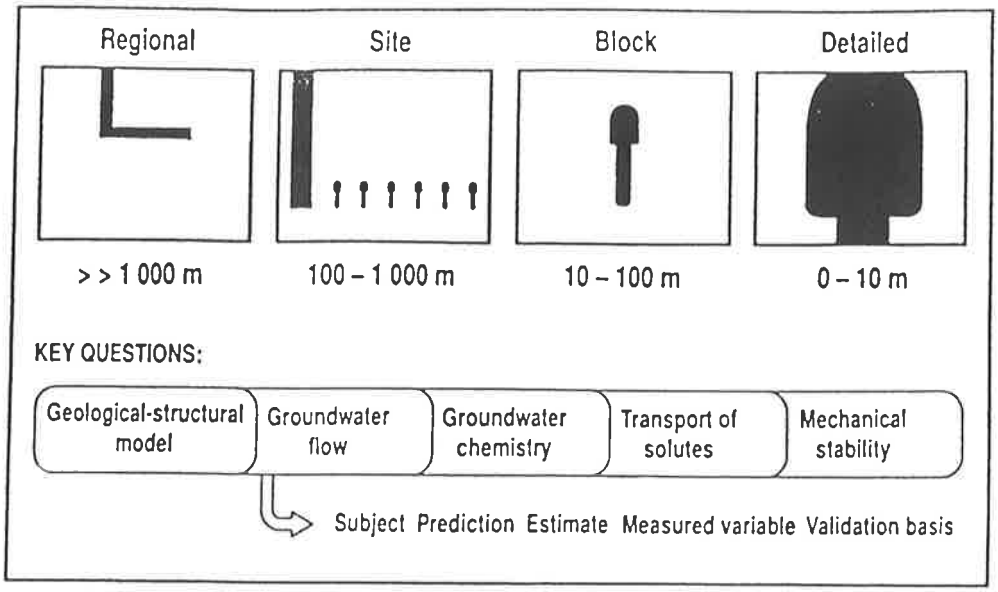


Figure 3-1. The predictions concern five key questions: geological structures, groundwater flow, groundwater chemistry, transport of solutes and mechanical stability. These predictions are made at three scales: site scale (100 - 1000 m), block scale (10 - 100 m) and detailed scale (0 - 10 m).
Prediktionerna omfattar fem huvudfrågor: geologiska strukturer, grundvattenflöde, grundvattenkemi, transport av lösta ämnen och mekanisk stabilitet. Dessa prediktioner är i tre skalor: site skala (100 - 1000 m), block skala (10 - 100 m) och detaljskala (0 - 10 m).

3.2 Verification of pre-investigation methodology

Both a "validation" and a"verification" strategy have been devised.

The validation strategy */Bäckblom et al, 1990/* comprises three basic elements

- a systematic comparison of prediction and outcome
- a judgement of whether the predictions are good enough
- a scrutiny of underlying structures and processes

The Äspö Principal Investigators thought it best that the judgement of the outcome as a "success" should be made by other interested parties. Such judgements have been passed by the Äspö Scientific Advisory Committee and by Swedish authorities in their review of the work. Publishing of the results is part of this validation strategy.

The "verification strategy" is depicted in *Figure 3-2.*

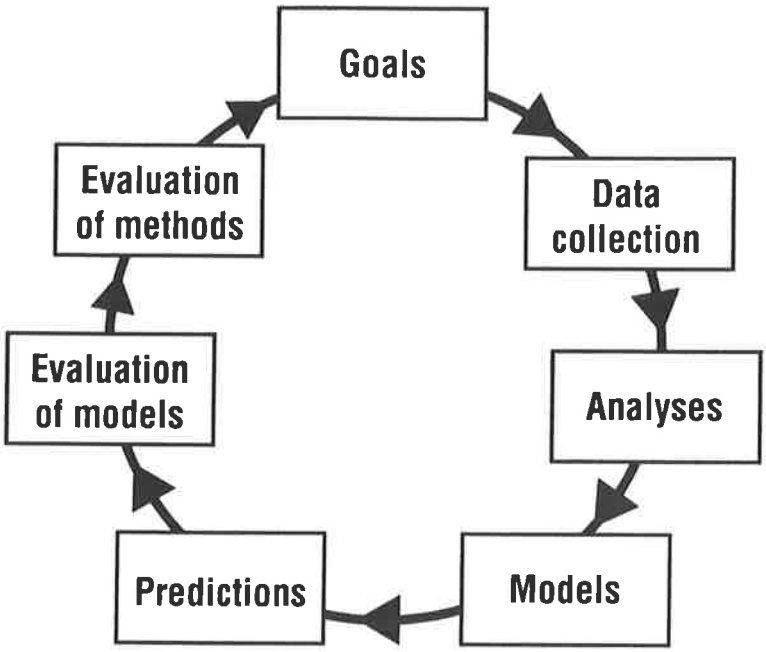


Figure 3-2. Strategy for verification of pre-investigations.
Strategi för verifikation av förundersökningarna.

Evaluations of models and methods are under way and will be finalized in 1995.

The evaluation work will e.g. comprise evaluation of:

- ability to prove the existence of features (structures and processes) and non-existence of features
- ability to divide properties into domains
- reliability of parameter estimations

The evaluation will deal both with the actual results and the experiences gained using the characterization approach.

4 PRE-INVESTIGATIONS

The pre-investigation phase was divided into three stages: siting stage (1986-1987), site description stage (1987-1988) and prediction stage (1989-1990). An overview of the investigations performed in the different stages and the evaluation of the pre-investigations was published in 1991 */Wikberg et al, 1991, Stanfors et al, 1991, Almén and Zellman, 1991/*.

4.1 Geology

Geological investigations during the pre-investigation phase started with regional surveys with airborne geophysical measurements (magnetic, coaxial EM, radiometric and two-station VLF) over a large area (2500 km^2). Gravity measurement and some ground geophysical profiles complemented the aero-geophysical survey on the islands of Ävrö and Äspö and in the Laxemar area. Lineament analysis were performed by interpretation of digital terrain models. Fracture mapping and special tectonic studies were carried out with the main goal of describing the geometry of the fractures and characterizing the main sets of tectonic zones identified as lineaments in the area. A number of percussion boreholes were drilled to obtain preliminary information of the bedrock composition and the hydraulic properties of the shallow portion of the bedrock.

In the siting stage detailed magnetic and electric mapping of the entire island of Äspö were performed in order to investigate and delineate the local tectonic setting of the island. Very detailed mapping of the solid rock and fractures was performed along cleaned trenches and on outcrops. Three coreholes (two about 1000 m deep and one about 500 m) were drilled and investigated, with geophysical logging and detailed core mapping, as a basis for a preliminary geological and geohydrological model of Äspö.

During the prediction stage the investigations were focused on southern Äspö. Four additional coreholes were directed towards indicated zones of geological and hydraulic importance. They were drilled to a vertical depth of approximately 500 m. Due to a late change in layout, in which the entrance to the tunnel was moved to the Simpevarp area, a complementary drilling programme was executed aiming at characterizing indicated fracture zones between the islands of Äspö and Hålö (*Figure 5-1*). An almost horizontal corehole, KBH02, was drilled from Hålö-Äspö, approximately parallel to the tunnel (*Figure 5-2*). In all, during the pre-investigations 35 percussion boreholes (100 - 200 m deep) and 16 coreholes (200 - 1000 m deep) were drilled. The technology used for the investigations in the pre-investigation phase was published in *Almén and Zellman /1991/.*

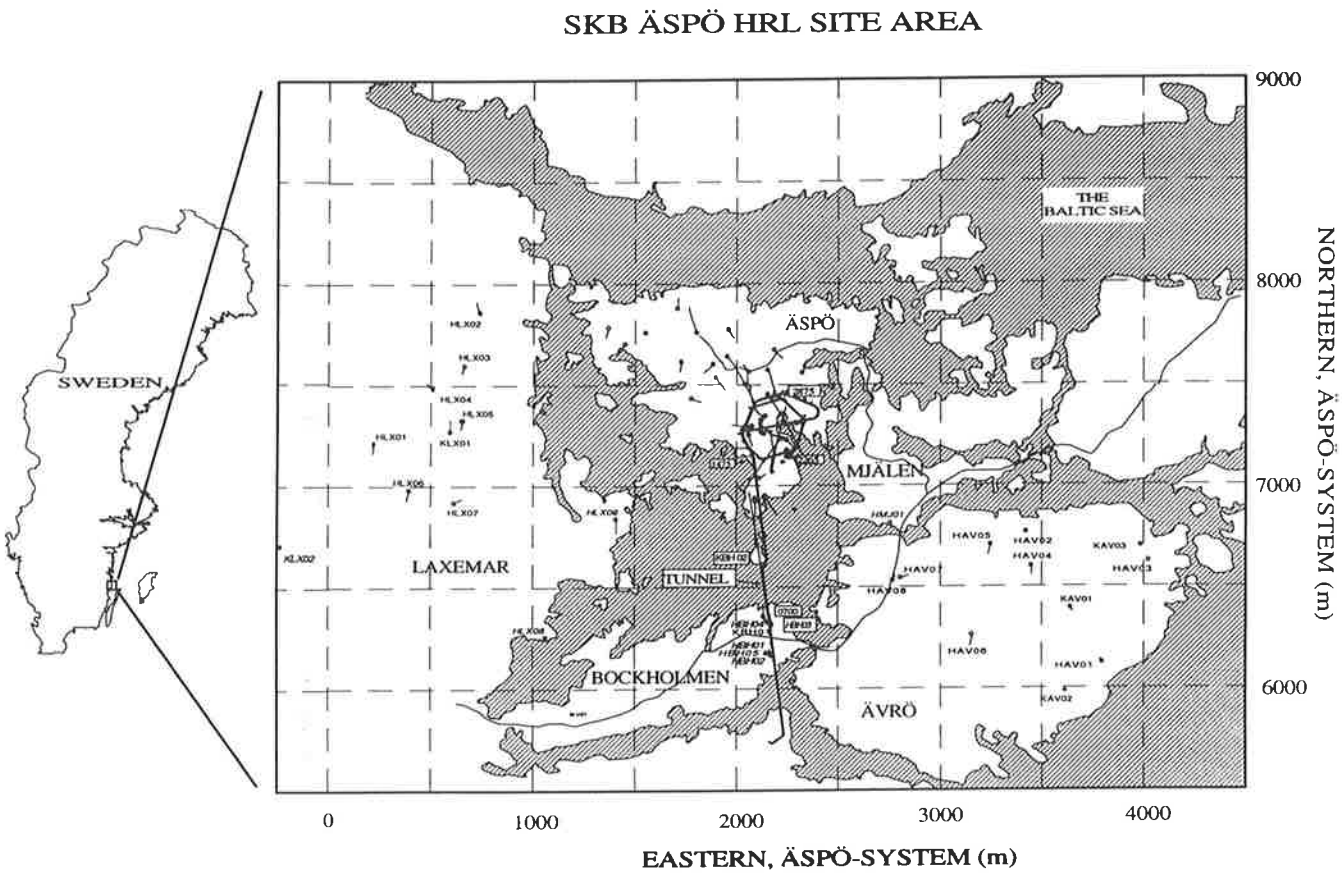


Figure 4-1. During the pre-investigations 35 percussion boreholes (100-200 m deep) and 16 coreholes (200-1000 m deep) were drilled. (Filled circle = corehole, hollow circle = percussion hole.)
Under förundersökningarna borrades 35 hammarborrhål (100-200 m djupa) och 16 kärnborrhål (200-1000 m djupa). (Fyllda cirklar = kärnborrhål, ofyllda cirklar = hammarborrhål.)

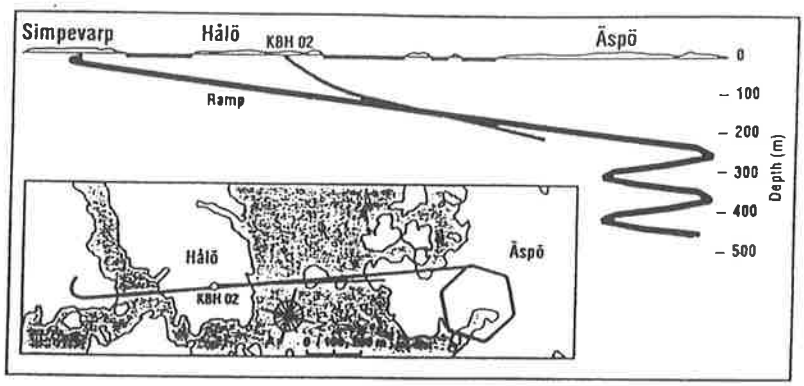


Figure 4-2. One inclined corehole, KBH02, was drilled from Hålö towards Äspö along the access tunnel.
Ett nära horisontellt kärnborrhål, KBH02, borrades från Hålö mot Äspö längs tillfartstunneln.

4.2 Geohydrology

Geohydrological investigations during the siting stage comprised first a compilation of available data in data bases (mainly from the national water-well records concerning data from Kalmar County, area ≈ 10 000 km^2) and reports from the construction of the nuclear power plant O III and CLAB (interim storage of spent fuel) facility and later drilling of shallow percussion boreholes on Äspö, Ävrö and Laxemar, *see Figure 4-1.*

During drilling of the percussion boreholes inflow rates and increased fracturing were estimated and drill cuttings were sampled. Groundwater sampling, airlift tests and geophysical logging were also made in the boreholes.

Air lift tests were generally performed for 100 m sections of coreholes. Drawdown and recovery (D + R) were normally approximately 1 h + 1 h. After drilling the coreholes were clean-up-pumped for approximately a day and the first estimates of the transmissivity, as seen from the borehole, and the skin factor from the pumping were made. During the clean-up pumping the borehole was also flow-meter logged.

Injection tests were performed in some of the coreholes. Injection tests with a 3 m packer interval were performed with D + R of 10 + 10 minutes. (About 1 200 tests were performed during the pre-investigations in 7 coreholes on Äspö and in one corehole on Laxemar). Injection tests with a 30 m packer interval were performed with D + R of 2 h + 2 h. (65 tests were performed during the pre-investigations in three coreholes on Äspö and Laxemar). The tests have been evaluated at transient conditions assuming radial flow. The transient evaluation has been considered to give better estimates of the hydraulic conductivity (K) compared to the assumption of stationary conditions as in equation presented by *Moye*

/1967/. Transient evaluation have generally given higher values of K. The probability distribution of K is more or less lognormal for the injection tests.

Interference tests have normally had a D + R of 3 + 2 days but two tests had a D + R of 53 + 33 days and 92 + 31 days. In 12 out of 20 interference tests the tested section was surrounded by packers and in the rest the open borehole was pumped. During the first phase of the pre-investigations about 35 observation sections were available and during the last tests over 100 observation sections were used for pressure registration. The purpose of the interference tests was to:

- estimate the transmissivity and storativity of an intersected conductive structure.
- identify the direction of and connection between major conductive structures.
- create data sets for future calibrations of numerical groundwater models.

In the inclined corehole KBH02, drilled from Hålö towards the south of Äspö, it was only possible to perform three airlift tests. Except for the southernmost part of Äspö there were only a few geohydrological data for the tunnel part up to chainage 1 475 m, southern part of Äspö (*see Figure 4-1*).

4.3 Groundwater chemistry

In the siting stage the hydrological data, as well as geohydrological, were collected from the well records of the Swedish Geological Survey. The evaluation of these indicated that water conducting fracture zones in many cases contained saline water, especially near the shore line of the Baltic sea. These observations agreed with the results obtained from the percussion holes at Äspö, Laxemar and Ävrö. It was however obvious that the freshwater lens on top of the saline water was thinner at Äspö than it was at Laxemar and Ävrö. The reason was probably that the island of Äspö was hydrologically isolated from pressure gradients due to the surrounding sea.

In the site description stage the hydrochemical investigations in the deep boreholes were carried out in different campaigns, during borehole drilling, in connection with hydraulic pumping tests and as separate sampling campaigns. The main results of these investigations were that the salinity of the groundwater increased linearly with depth and that all water samples were slightly oversaturated with respect to calcite, probably because of an ongoing mixing of water of different compositions. Isotopic data indicated that the water below a level of about 500 m was not affected by trans- and regressions of the Baltic sea since last glaciation, about 12000 years ago.

In the prediction stage all investigations were focused on southern Äspö. Hydrochemical data were collected in connection to the drilling and were used to identify specific chemical characters of the groundwater of the different fracture zones.

The final co-evaluation of the results from the two previous and this stage resulted in a set

of specific predictions of what was to happen to the groundwater conditions, the groundwater chemistry both in the tunnel and in the monitored deep boreholes on Äspö. These predictions were based on corresponding predictions of the geological conditions, bedrock types and fracture zones.

5 THE PREDICTED GEOLOGICAL/STRUCTURAL MODEL

The geological pre-investigations resulted in a geological/structural model of the Äspö-Hålö area. The rock types in the area are mostly of granitic compositions (Småland granite and Äspö diorite). Minor inclusions of mafic rock types (greenstone) are common within the granite. Fine-grained granite occurs as well defined dykes and more irregular veins intersecting the older rocks. The fine-grained granite is often strongly deformed and fractured. A few pegmatites occur within the granite. Shear zones, resulting from different intensities of deformation, are present in all degrees. Sometimes up to Metre wide mylonites occur.

There are several fracture zones of differing character in the area. A nearly orthogonal system of fractures and fracture zones occurs in the N-S and E-W directions. There is also a system of fractures and fracture zones forming an orthogonal system in the NE and NW respectively. Some subhorizontal fractures were also predicted. A structural model of the target area is shown in *Figure 5-1*. Between Äspö and Hålö, just outside the southern shoreline of Äspö, some major fracture zones of regional extent occur. These fracture zones (NE-1, NE-3 and NE-4) strike in the NE direction and can be up to 50 metres wide. Larger fracture zones striking EW-ENE were also identified during the pre-investigations (EW-1, EW-3 and EW-7). EW-5 is classified as a gently dipping fracture zone dipping below Äspö. Some minor fracture zones and fractures forming en-èchelon pattern were identified striking in a NS-NNW direction. Some of these fractures and fracture zones were found to be highly water conductive, according to interference tests.

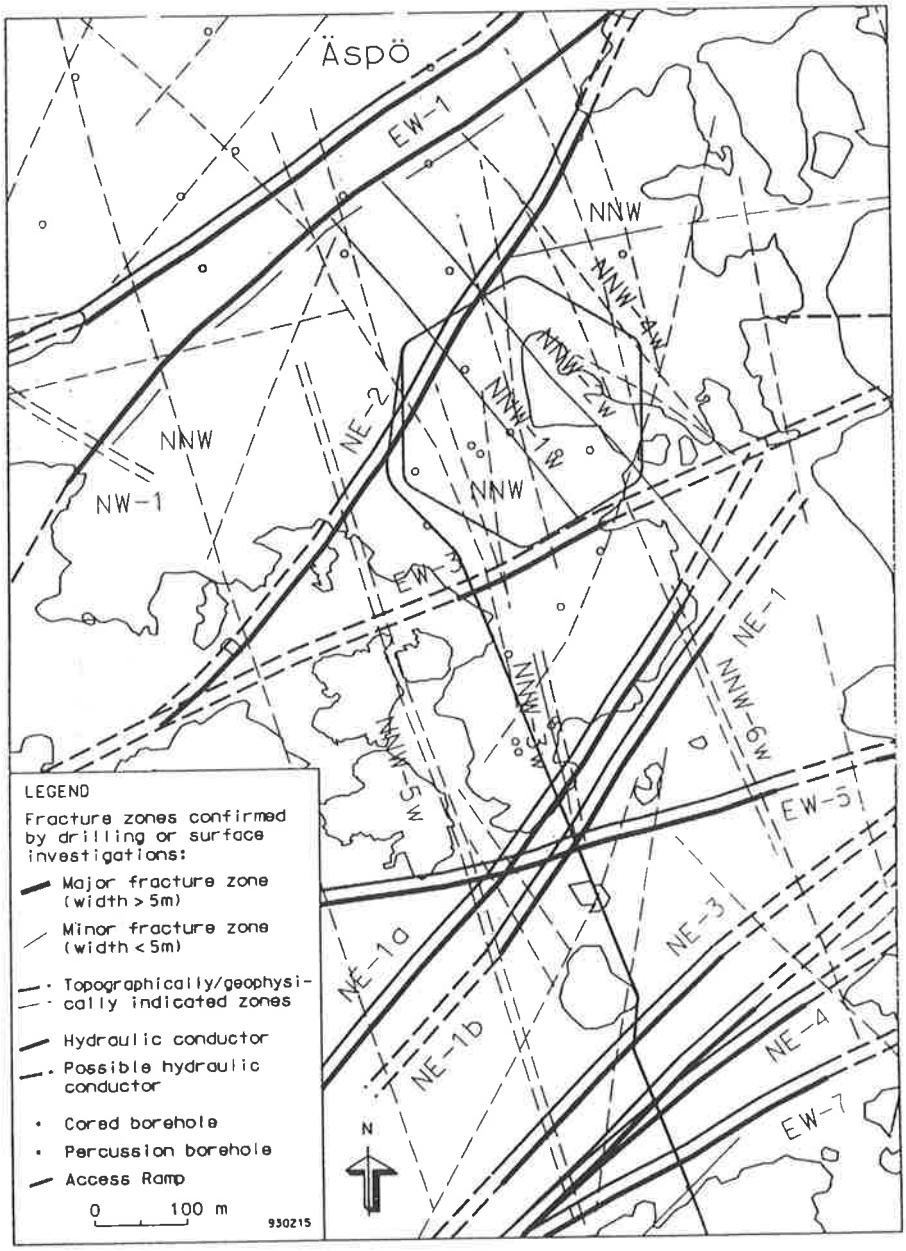


Figure 5-1. Geological/structural model of fracture zones and waterbearing structures on southern Äspö based on results from the prediction stage.
Strukturmodell av sprickzoner och konduktiva strukturer på södra Äspö baserad på resultat från prediktionsfasen.

6 DOCUMENTATION AND MEASUREMENTS DURING EXCAVATION

6.1 Geology

To "Verify pre-investigation methods" (Stage goal 1) a large number of data was collected during the excavation work. The general geological mapping of the tunnel was carried out continuously in direct connection with each new round excavated. Rock type distributions were observed as well as structures like folds and fracture zones. Fractures longer than 1.0 m were documented together with fracture minerals, lengths and orientations were also observed.

Finally the bedrock stability was documented according to the Rock Mass Rating (RMR) proposed by Bieniawski */Gustafson et al, 1991/*. Photographing in colour of each working face and the walls exposed by the last round was also performed.

The general routine mapping was complemented by line mapping for documenting the 50-m blocks. The line mapping provides more detailed information concerning fracture frequency data (fractures >0.3 m) along a scan line.

The structural model has been updated and improved in different stages parallel to the evaluation of the tunnel documentation. The data from this documentation during excavation are evaluated and compared with the predictions of the bedrock made prior to the start of construction.

6.2 Geohydrology

Inflow rates and leakage characteristics were estimated for fractures with water flowing into the tunnel.

Approximately every fourth round two 20 m long probe holes were drilled about 4 m from the tunnel face, one in the left wall and one in the right wall. During the drilling the inflow of water and the rock composition were estimated. After the drilling a pressure build-up test was performed. Generally the packer was mounted 5 m into the borehole (D + R of 30 + 30 min).

The piezometric levels of the groundwater in the Äspö, Ävrö and Laxemar areas were, and are, measured manually or automatically in a large number of boreholes drilled from ground level. The percussion boreholes, generally 100-200 m deep, contain 1-3 measurement sections. The coreholes, which are up to 1 000 m deep, have up to 6 measurement sections. Some of the boreholes drilled from the tunnel are also equipped with packers and connected to the monitoring system in the tunnel.

The pressures in the probe holes were measured approximately twice a year manually.

The total amount of water needed for the drilling etc. and the total amount of water pumped out of the tunnel were, and are, measured at tunnel chainage 700 m. The air-velocity, humidity and temperature are also measured for the air flowing in and out of the tunnel at approximately tunnel chainage 700 m.

Dams and weirs were constructed along the tunnel. There are a few dams and weirs in tunnel section 700 - 1 600 m and in the spiral of the access ramp there are a dam and weir at every corner of the spiral.

Dilution measurements were made in some of the corehole sections. Dilution measurements were made before starting excavation of the tunnel and were now repeated for some of the borehole sections when the tunnel face passes a specified tunnel chainage.

Salinity measurements were made in several of the coreholes and probe holes in the tunnel. The salinity of the water at the weirs and the amount of water flowing out and in at chainage 700 were also measured.

6.3 Groundwater chemistry

Groundwater samples have been collected from a large number of locations in the tunnel between 700 and 3500 m. Most samples are from probing holes 20 m deep at an angle of 20 - 45 degrees out from the tunnel. Water samples were collected immediately after the drilling of the probe holes. The other sampling points are grouting holes, coreholes and one conducting spot on the tunnel wall. During the grouting of a major water conducting fracture zone, NE-1, seven adjacent boreholes were carefully monitored for changes in groundwater composition, especially regarding pH changes.

All samples were analysed for bicarbonate, chloride and pH. On the basis of the results from the first sampling campaign, some boreholes were selected for renewed sampling. This second sampling campaign was more carefully done than the first one. Many more parameters were also analysed in these samples. At the time of sampling the water was on-line filtered through a 0.45 micron membrane and preserved for specific analyses.

Changes in the groundwater chemistry are used as indicators of solute transport, caused by the drainage into the access tunnel. The natural tracers Tritium and Oxygen-18 are also used. In addition to this, groundwater flow rates and hydraulic head measurements were utilized in the study of five selected borehole sections, straddling conductive fracture zones on the Äspö island.

7 RESULTS FROM COMPARISONS OF PREDICTIONS AND OUTCOMES

The evaluations of the pre-investigations and associated predictions were presented prior to the start of the excavation work in *Wikberg et al /1991/, Gustafson et al /1991/, Stanfors*

et al /1991/ and Almén and Zellman /1991/. Some supplementary work has also been reported in *Rhén et al /1992/ and Smellie and Laaksoharju /1992/.*

Based on the ongoing evaluations some of the results are discussed below.

7.1 Existence of features (structures and processes)

The bedrock at Äspö is lithologically heterogeneous. Based on evaluation of significance the rock is basically divided into five different lithologies. One of these, the fine-grained granite, is much more fractured than other rock types and was assumed to be more water-conducting and thus would be of interest both to the engineer and the safety assessor. The existence of the fine-grained granite was predicted and has been confirmed.

The existence of several major fracture zones was predicted. Fracture zones intersecting or close to the tunnel have been confirmed. To avoid confusion a nomenclature for fracture zones and reliability (Certain, Probable, Possible) was developed */Bäckblom, 1989/*. One subhorizontal zone classified as "Possible" has not been found. The existence of minor fracture zones was predicted. Their existence has been confirmed.

The existence of saline water was predicted and its existence has been confirmed.

A process that was not predicted is oxygen consumption (reducing conditions) due to bacterial activity */Banwart et al, 1994/*.

As an example of showing the existence of features, the possible interpretation of the importance of fracture zones (or rather interpreted discontinuities) based on different investigation methods is discussed.

Fracture zone characterization

Fracture zone interpretations are made with different methods in different stages during an investigation. In the early stages of an investigation, lineament interpretation and airborne geophysical survey are generally performed. From these studies it is not possible to tell of which importance the interpreted discontinuities have for processes as mechanical stability, groundwater flow etc. The importance of the discontinuities must be based on detailed survey of each discontinuity in order to find the characteristic parameters that are of interest for the processes studied. A classification scheme must be coupled to the process studied – and thus related to safety analyses, constructability etc. An example is given below.

The fracture zone EW-1 was early indicated by the initial airborne geophysical survey, *Figure 7-1*, and the lineament interpretation. Ground geophysical investigation confirmed the more detailed extension of the EW-1.

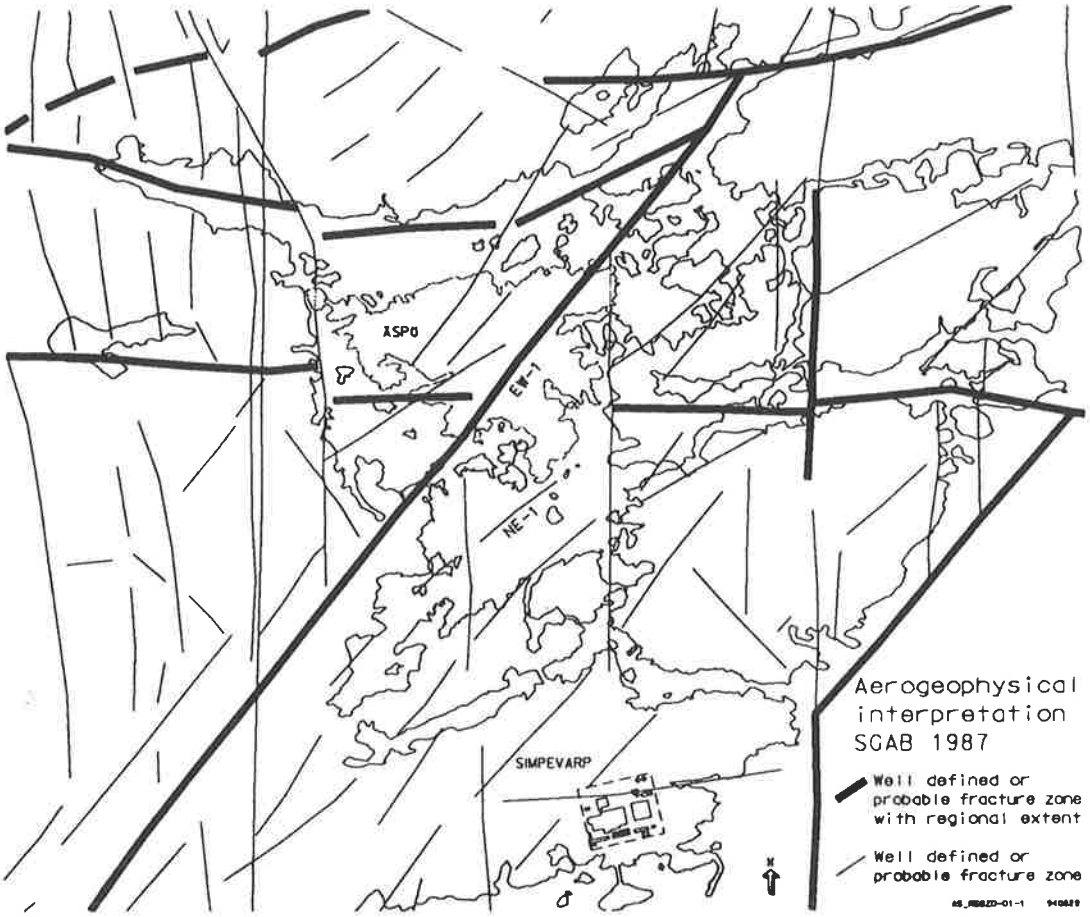


Figure 7-1. Aerogeophysical interpretation of the Simpevarp area.
Flyggeofysisk tolkning av Simpevarpsområdet.

In the first drilling campaign a cored borehole (KAS04) - in-clined 60° SE - crossed the zone and later during the construction phase a corehole was drilled from the tunnel (KA1755A).

The fracture zone EW-1 is very well documented topographically (50-100 m wide depression in the ground extending many hundred metres), geophysically (low-magnetic and low resistivity zone 200-300 m wide), geologically (outcrops in trench with mylonites and crushed sections) and in boreholes (mylonites and many highly fractured and altered sections in drilling cores). Indicated by VSP and radar. Fracture zone EW-1 can be regarded as the northern part of the about 300 m wide low-magnetic zone (Äspö shear zone), tending NE, which divides Äspö into two main blocks.

Borehole data mainly support the prediction of EW-1 as a complex fracture zone comprising two intense highly fractured branches - partly mylonitized - in very divergent rock mass.

As can be seen in *Figure 7-1* the fracture zone NE-1 was interpreted as minor compared to EW-1. During the drilling of the boreholes KAS09, 11, 14 and KBH02 it was found that NE-1 was partly highly fractured or crushed and partly clay-altered. The transmissivity was predicted to $0.8 \cdot 10^{-4}$ to $8 \cdot 10^{-4}$ m^2/s. Later the investigations from the tunnel and also the great difficulties during the excavation through NE-1 clearly indicated that out from for example the constructability and groundwaterflow point of view, NE-1 was a much more important zone compared to EW-1.

7.2 Division into property domains

Due to the heterogeneity of the lithology it was considered inappropriate to predict the loacation of fine-grained granite. This proved to be a wise decision. Even after construction work, such a prediction is not appropriate. However, the average volume (%) of fine-grained granite was predicted.

The dip and strike of the most important fracture zone NE-1 was predicted and the outcome showed small deviations. One major fracture zone. NE-2 has a complicated dip. Parts of the zone dip north, other parts of the zone dip south. As the zone was considered to be of minor importance (a true prediction!) few investigations were made to determine the exact geometry of the zone. The outcome is that the zone dips south instead of north as predicted.

The strike of the minor fracture zones were predicted, but not their exact location. The strikes and dips of the minor fracture zones tending NNW have been confirmed to conform to the predictions. The location of three of the NNW structures (NNW-1, 2 and 4) was found to be approximately as predicted.

The groundwater chemistry was predicted to be composed of different bodies with higher salinity at greater depth. This has been confirmed.

7.3 Examples of parameter estimation

The final evaluation is made during 1995 and below some examples of the parameter estimation are shown.

Transmissivity of fracture zones

Considering hydraulic properties it is possible to obtain a satisfactory estimate of the transmissivity of a fracture zone if pumping or air-lift tests are performed in a borehole intersecting the zone and the fracture zone is well defined. However, generally there are just one or two tests in a fracture zone and it is therefore impossible to describe any heterogeneity or depth dependency (see *Table 7-1*).

The following definition of the relative error is used: APE = Absolute Percentage Error =

$$\left| \frac{O-P}{O} \right| \cdot 100 \ (\%)$$

O = observed value
P = predicted value

Table 7-1. Transmissivity of water-bearing zones for tunnel section 700 - 2874 m. Absolute Percentage Error.

Tunnel section (m)	Zones	Outcome (T) (m^2/s) $\cdot 10^{-5}$	Predicted (T) (m^2/s) $\cdot 10^{-5}$	APE (Log_{10} T) (%)
700-1475	EW-7	0.6	14	26
700-1475	NE-4	34	35	0.3
700-1475	NE-3	43	14	14
700-1475	NE-1	45	15+15	5
700-1475	EW-3	0.5*	0.05	19
1475-2265	EW-5	-	2	-
1475-2265	NE-2	0.66	0.4	4
1475-2265	NNW-1	4.4	1.5	11
1475-2265	NNW-2	5.8	4.0	4
1475-2265	NNW-4	30	4	25
2265-2875	NNW-1	-**	1.5	-
2265-2875	NNW-2	-**	4.0	-
2265-2875	EW-5	-	2	-

* Uncertain value, probehole just outside zone.
** Supplementary investigations are performed autumn 1994 in order to better define NNW-structures.

Lithology

On site scale it seems possible to make a useful prediction of the distribution of the main rock types Äspö diorite and fine-grained granite, but it seems to be more difficult to predict the distribution of greenstone and the more exact amount of Småland granite in relation to the amount of Äspö diorite. With regard to uncertainty in the predictions, the errors in the predictions are within the associated confidence interval, except for greenstone and Småland granite. the distribution of greenstone was overestimated. The reason for the rather big

deviation in the amount of greenstone is probably the very irregular occurrence of this rock type, see *Table 7-2*.

Table 7-2. Lithological distribution in tunnel, prediction and outcome.

Lithological unit	Prediction (P) (%)	Outcome (O) (%)	Error |O-P| (%)
Småland granite	$20(\pm5\%)_{60\%}$	28	8
Äspö diorite	$56(\pm5\%)_{60\%}$	55	1
Greenstone	$8(\pm3\%)_{60\%}$	3	5
Fine-grained granite	$14(\pm3\%)_{75\%}$	14	0
Mylonite-hybridized	$2(\pm1\%)_{60\%}$	0	2

It also seems possible to predict the distribution and mean number of rock boundaries between rock types, such as fine-grained granite and greenstone which appear in the form of dukes and bodies with distinct contacts with the wall rock.

Hydraulic conductivity

The statistical distribution of the hydraulic conductivity in tunnel section 1475-2874 agrees with the predictions considering the 95 % confidence intervals for the point estimate of the geometric mean. The outcome of the point estimate is somewhat lower than predicted. (Predictions were based on 3 m injection tests and the results were scaled up to about 14 m, which was the test length along the tunnel.) For the first part of the tunnel where only a few investigations were performed the predictions does not correspond to the outcome.

Table 7-3. Hydraulic conductivity (K) at site scale test. Scale = 14 m

Prediction = P Outcome = O	Tunnel section (m)	Geometric mean (GM) (m/s)	Lower Conf. limit 2.5% (GM) (m/s)	Upper Conf. limit 97.5% (GM) (m/s)	Standard dev. $s(Log_{10}(K))$	No. of samples
P	0700-1475	9.8E-10	3.5E-13	2.8E-06	1.65	
	1475-2265	1.1E-09	4.3E-10	2.9E-09	1.2	
	2265-2874	1.4E-09	5.7E-10	3.4E-09	1.2	
O	0700-1475	6.46E-07	2.57E-07	1.60E-06	1.55	62
	1475-2265	7.24E-09	2.75E-09	1.91E-08	2.03	93
	2265-2874	6.76E-10	2.14E-10	2.24E-09	2.16	74

Table 7-4 Hydraulic conductivity site scale - Absolute Percentage Error

Tunnel section	APE $Log_{10}K$ (%)	APE $s(Log_{10}K)$ (%)
0700 - 1475	45.5	6.5
1475 - 2265	10.0	40.9
2265 - 2874	3.4	44.4

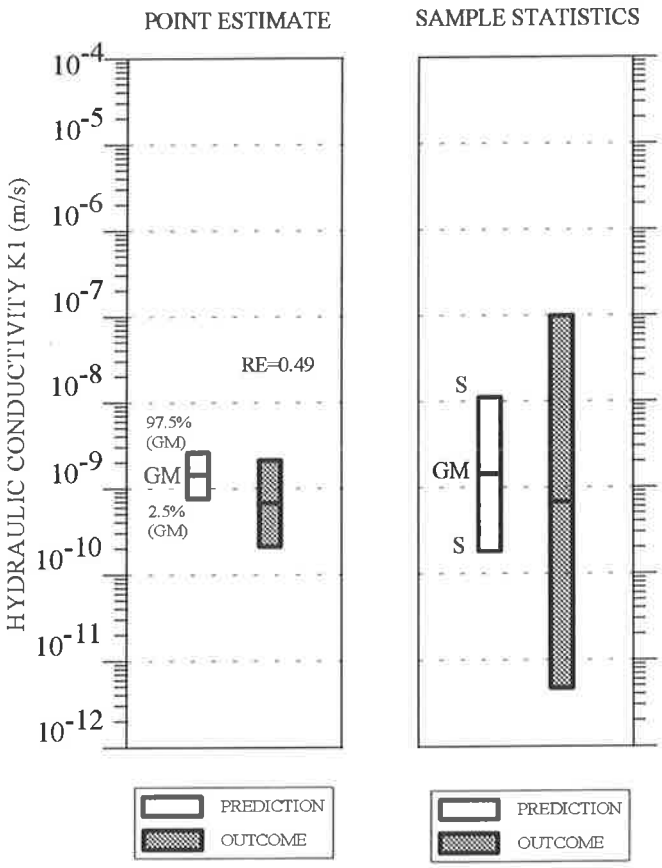


Figure 7-2. Hydraulic conductivity in tunnel section 2265 - 2874 m. Site scale. Test scale 14 m. GM = geometric mean, S = one standard deviation, RE = outcome/ prediction of geometric mean.
Hydraulisk konduktivitet för tunnelsektion 2265 - 2874 m. Siteskala. Testskala 14 m. GM = geometriskt medelvärde, S = en standardavvikelse, RE = utfall/prediktion av geometriskt medelvärde.

Groundwater chemistry

The predicted composition of the groundwater in major fracture zones and the salinity in the zones is different from the observation. The reason for this is unknown. There are, however, different possible explanations as mixing ahead of the tunnel front and/or incorrect conceptual models.

In *Table 7-5* are listed the main ion concentrations of analyses of water samples taken in tunnel section 2751-2772 m, representing the fracture system NNW.

As a comparison the values predicted for the water composition before the start of the tunnel construction are also given in *Table 7-5*. For EW-5 only the predicted values are given since that fracture zone has not been observed in the tunnel.

In *Table 7-6* the predicted and the measured salinity of the water sampled in conductive zones are presented. It can be seen that the observed salinity is generally larger than the predicted one. One reason for this could be that the steady state conditions assumed in the numerical modelling have not been established.

Table 7-5. Observed and predicted concentration of main constituents, redox constituents and pH. Predicted values are in *italics*.

Conductive zones mg/l	NA^+ mg/l	K^+ mg/l	Ca^{2+} mg/l	Mg^{2+} mg/l	Cl^- mg/l	HCO- mg/l	SO_4^{2-} mg/l	Fe^{tot} -	pH mV	Eh
NNW-4	800	7	800	40	2500	170	120	0.3	7.7	-290
predicted	±300	±5	±300	±30	±1000	±70	±80	±0.3	±0.3	± 25
NNW	2300	9	2600	68	8400	12	170	0.1	7.9	-
2751-2772	±200	±2	±400	±8	± 600	± 2	±20	±0.05	±0.2	-
EW-5	1300	5	1200	30	4100	70	150	0.3	7.8	-300
predicted	±300	±5	±300	±30	± 800	±20	±50	±0.3	±0.2	± 25

Table 7-6. The predicted and the observed salinity of the fracture zones encountered in the tunnel section 2265-2874 m.

Zones: Salinity

Zone	Section* [m]	Predicted salinity [S_{FX}(‰)] Skin** = 0	Skin** = 10	Measured
NNW-2	2260-2280	7.0	7.0	8.3
EW-5	2450-2510	7.7	7.8	11.2
NNW-1	2240-2660	11.3	11.0	16.2
NNW-2	2720-2750	8.9	9.2	12.5
NNW-4	2860-2940	8.2	8.3	

Salinity estimated with a numerical groundwater flow model */Svensson, 1991/.*

* approximate section for zone according to numerical model.

** skin for tunnel, zones excluded.

8 SOME EXPERIENCE FROM THE ÄSPÖ SITE CHARACTERIZATION

8.1 General

The site characterization approach as described above has been useful. The idea of dividing the investigations into different stages, scales and key issues has simplified the evaluation work considerably and further use of this approach is advocated.

Due to the lithological heterogeneity, it seems that block scale predictions were not as useful as site and detailed scale predictions.

Constructability analysis should be added as a key issue to ascertain a good coupling between site characterization and the engineering work.

Based on a general site investigation strategy, the site specific strategy shall not be fixed until some preliminary field work has been evaluated, remembering e.g. that major fracture zones can be low-conductive and minor fracture zones can be highly conductive.

In the pre-investigation phase it was difficult to determine:

- The exact position and orientation of minor subvertical fracture zones (e.g. NNW-structures at Äspö).

- The detailed character and importance of subvertical fracture zones.

- The relative importance of the different subhorizontal fracture zone indications.

- The location and distribution of minor rock units at depth (e.g. greenstone lenses and veins of fine-grained granite).

- The validity of the theoretical model of the scale dependency of hydraulic properties.

- The hydraulic properties of minor rock types.

- The absolute water pressures in boreholes at great depth due to varying salinity with depth.

- The groundwater chemistry in low conductive rock masses.

There is a need for a more stringent methodology for assessment of the accuracy of measurement and evaluation methods.

The need for appropriate classification systems should not be underestimated. The fracture zone classification used has been useful */Bäckblom, 1989/*.

The nomenclature for theories, models and conceptual models was found out to be confusing. A nomenclature for SKB work has now been established */Olsson et al, 1994/*. The basic elements of the nomenclature are depicted in *Figure 8-1*.

GROUNDWATER FLOW MODEL OF ÄSPÖ SITE Stochastic continuum model	
Scope: Natural flow, flow to laboratory tunnel, cross-hole tests (calibration)	
Process description Continuity equation (mass rate) Equation of motion (Darcy's law including density driven flow)	
CONCEPTS	DATA
Geometric framework and parameters	
3D box divided into: 2D fracture zones, planar with limited extent (location, orientation, size) Rock Mass Units (location of boundaries) Subvolumes (cells) between fracture zones	Size: 1.9x1.5x1.3 km Zone geometry from geologic model (descriptions basis for selection of "important zones") Regular grid of 20 m cubes Spatial distribution of 5 rock mass units (RMU) with 50 m thick slabs (with depth)
Material properties	
Zones: Transmissivity (T_i) Subvolumes: Hydraulic conductivity, isotropic (K_i) Salinity field	T and K from hydraulic borehole testing Stochastic distribution of K from borehole testing
Spatial assignment method	
Transmissivity: Deterministic assignment Hydraulic conductivity of cells: log-normal distribution based on RMU, depth. K and σ dependent on cell size	Transmissivity: single- and cross-hole testing Stochastic distribution of K from borehole testing
Boundary conditions	
Upper: fixed infiltration rate on Äspö, constant head at sea and peat areas Lower: no flow Side: prescribed pressure (hydrostatic) Salinity: prescribed initial conditions, linear increase with depth Tunnel: skin for rock and zones, presribed pressure (athmospheric)	Infiltration data Salinity of Baltic Sea, salinity measurements in boreholes
Numerical tool PHOENICS	
Output parameters Pressure, density (derived parameters: flux, salinity)	

Figure 8-1. Basic elements of SKB model nomenclature. Example: Groundwater flow model.
Huvudelement i SKBs modellnomenklatur. Exempel: Grundvattenflödesmodell.

Three major drilling campaigns were carried out at Äspö prior to construction. The first three holes basically showed most of all the important general characteristics of the rock to be found at Äspö. These three holes also provided a good basis for parameter estimation of both average values and the variance of the parameters. The second and third campaigns (11 deep cored holes) were basically useful for increasing confidence in the geometry of major fracture zones and learning more about the minor fracture zones at Äspö. The geometry of the major fracture zones was very important for the layout of the Äspö facility, to ensure that it was located in good rock.

8.2 Some practical considerations

The increase of the salinity of the groundwater towards depth is considered to give a more or less stagnant groundwater at deeper levels, which is considered favourable from the safety assessment point of view. However, the salinity becomes a problem concerning all equipment used as the water is highly corrosive.

Another practical problem is the water pressures. It has not been uncommon that you get more or less the hydrostatic water pressures even in rather short boreholes in the tunnel. In our case this means that in the TBM-tunnel water pressures up to about nearly 40 bar have been measured. This has to be considered when designing equipment for grouting, characterization in boreholes and instrumentation of boreholes.

The combination of high pressures and high transmissivities in fracture zones has also caused large inflow rates (up to 1000 - 2000 l/min) from the borehole during drilling and hydraulic testing. In these cases it becomes very difficult to perform both the drilling and tests in the borehole.

9 CONCLUDING REMARKS

Evaluation of the Äspö work is under way and will be reported late 1995. This evaluation concerns the scientific results as well as the experiences gained. Altogether the work will be of great interest for the implementation of deep repositories in Sweden and elsewhere.

Some concluding remarks regarding the site investigation strategi:

- Dividing the investigation strategy in to stages, scales and key issues was useful
- Predictions useful for engineering were adequate
- Constructability analysis should be a key issue in the future
- Investigation strategi shall be flexible

ACKNOWLEDGEMENT

The Äspö work has been executed with several experts from Sweden and from abroad. Their dedicated efforts have been most appreciated and have provided inspiration and enhanced the quality of the work in many ways.

SAMMANFATTNING

För att pröva och utveckla undersökningsmetoder som behövs för lokaliseringen och tillståndsprövningen av ett djupförvar för slutförvar av använt kärnbränsle har SKB beslutat att bygga Äspölaboratoriet.

Förundersökningarna för Äspölaboratoriet startade 1986. Förundersökningsfasen omfattade undersökningar från markytan och i borrhål, med syfte att karakterisera berget geologiskt, geohydrologiskt, grundvattenkemiskt och bergmekaniskt.

Innan byggandet av Äspölaboratoriet startades gjordes prediktioner för byggfasen av laboratoriet. Dessa prediktioner, publicerade 1991, baseras på förundersökningsdata från perioden 1986-1990. Prediktionerna omfattar fem huvudfrågor: geologiska strukturer, grundvattenflöde, grundvattenkemi, transport av lösta ämnen och mekanisk stabilitet. Dessa prediktioner är gjorda i tre skalor: byggplatsskala (100-1000 m), blockskala (10-100 m) och detaljskala (0-10 m).

Byggandet av Äspölaboratoriet startade hösten 1990. Jämförelsen mellan prediktioner och observationer har gjorts under byggfasen med syfte att verifiera förundersökningarnas tillförlitlighet. Utvärderingen av förundersökningsmetoderna pågår och planeras att slutrapporteras under slutet av 1995. I artikeln redovisas exempel på jämförelser mellan prediktioner och observation samt några generella erfarenheter. Som exempel kan det nämnas att det var svårt att bestämma följande:

- Exakta positionen och orienteringen av subvertikala, hydrauliskt betydelsefulla smala zoner (t ex NNW-strukturer på Äspö).

- Detaljkaraktären och betydelsen ur byggbarhetssynpunkt av subvertikalzoner. (Indikationer på möjliga breda zoner behöver inte indikera att zonen är av betydelse. Detaljundersökningar krävs för att klarlägga betydelsen ur olika synvinklar).

- Relativa betydelsen av olika indikationer på subhorisontella zoner. (VSP, reflektionsseismik, borrning).

- Position och fördelningen av mindre bergartsenheter på större djup (t ex grönstenslinser och oregelbundna gångar av finkornig granit).

- Hur skalningen av hydraulisk konduktivitet skall göras med hänsyn till volyms-

elementen i hydrauliska modeller.

- Hydrauliska egenskaper för bergarter som förekommer i underordnad mängd och/eller som uppträder som mindre bergartsenheter (t ex linser och smala gångar)..

- Det absoluta vattentrycket i borrhål på större djup på grund av vattnets salthaltsförändring mot djupet.

- Grundvattenkemin i lågkonduktivt berg.

De generella erfarenheter från undersökningsstrategin är att:

- Indelningen av undersökningarna i steg, skalor och huvudfrågor var till stor nytta.

- Byggbarhet bör tillfogas som en av huvudfrågorna.

- Prognoserna för byggverksamhet var i stort korrekta och tillräckliga.

- Undersökningsstrategin skall vara flexibel.

Många praktiska erfarenheter har erhållits i samband med undersökningarna:

- Den ökade saliniteten mot djupet skapar korrosionsproblem i tunneln. Det är därför viktigt att välja lämpligt material för all utrustning.

- Höga vattentryck, upp till nära 40 bar på 450 m djup, har uppmätts nära tunneln. Detta måste beaktas när man utvecklar utrustning för injektering, tester i borrhål och instrumentering av borrhål.

- Kombinationen av höga transmissiviteter och höga tryck har också gett mycket höga inflöden (1000 - 2000 l/min) vid några tillfällen. I dessa fall är det mycket svårt att borra och att undersöka i borrhålen.

Äspölaboratoriet har rönt stort internationellt intresse och idag medverkar Canada (AECL), Japan (PNC, CRIEPI), Finland (TVO), Frankrike (ANDRA), Schweiz (NAGRA), Storbritannien (NIREX) och USA (USDOE) i forskningen. Sannolikt kommer organisationer från Tyskland att ansluta sig till forskningsarbetet under 1995. Det internationella deltagandet i forskningen har varit och kommer att vara mycket värdefullt.

REFERENCES

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, TR 91-21.

Banwart S, Gustafsson E, Laaksoharju M, Nilsson A-C, Tullborg E-L and Wallin B, 1994. Large-scale intrusion of shallow water into a vertical fracture zone in crystalline bedrock: Initial hydrochemical perturbation during tunnel construction at the Äspö Hard Rock Laboratory, southeastern Sweden. Water Resources Reasearch, Vol 30, No 6, pages 1747-1763, June 1994.

Bäckblom G, 1989. Guidelines for use of nomenclature on fractures, fracture zones and other topics. SKB Technical Document.

Bäckblom G, Gustafson G, Stanfors P, Wikberg P, 1990. A synopsis of predictions before the construction of the Äspö Hard Rock Laboratory and the process of their validation. SKB PR 25-90-14, Stockholm.

Bäckblom G, Gustafson G, Stanfors R and Wikberg P, 1991. Site characterization for the Swedish Hard Rock Laboratory. Proc NEA/SKI Symposium Stockholm, 14-17 May 1990. OECD, Paris.

Bäckblom G, Leijon B, Stille H, 1994. Constructability analysis for a deep repository - some thoughts on possibilities and limitations. Proc 2nd Int Workshop on Design & Construction of final repositories, Winnipeg, February 15-16, 1994. AECL Research TR (in print)

Gustafson G, Stanfors R, Wikberg P, 1988. Swedish Hard Rock Laboratory. First evaluation of 1988 year pre-investigations and description of the target area characterization. SKB Technical Report, TR 88-16.

Gustafson G, Stanfors R, 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.

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, TR 91-23.

Moye D G, 1967. "Diamond drilling for foundation exploration". Civ.Eng. Trans. 7th Inst. Eng. Australia.

Olle Olsson, Göran Bäckblom, Gunnar Gustafson, Ingvar Rhén, Roy Stanfors, Peter

Wikberg, 1994. The structure of conceptual models with application to the Äspö HRL Project. SKB Technical Report 94-08.

Rhén I, Svensson U (eds), Andersson J-E, Andersson P, Eriksson C-O, Gustafsson E, Ittner and Nordqvist R, 1992. Äspö Hard Rock Laboratory. Evaluation of the combined longterm pumping and tracer test (LPT2) in borehole KAS06, SKB Technical Report, TR 92-32.

Smellie J, Laaksoharju M, 1992. Äspö Hard Rock Laboratory. Final evaluation of the hydrogeochemical pre-investigations in relation to existing geologic and hydraulic conditions. SKB Technical Report, TR 92-31.

Stanfors R, Erlström M, Markström I, 1991. Äspö Hard Rock Laboratory. Overview of the investigations 1986-1990. SKB Technical Report, TR 91-20.

Svensson U, 1991. Groundwater flow at Äspö and changes due to the excavation of the laboratory. SKB Progress Report 25-91-03.

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, TR 91-22.

BERGMEKANIK I SAMBAND MED TBM

Rock mechanics in tunnel boring

Introduktion: Sverker Hartwig, The Robbins Company

BROTTMEKANISMER UNDER INTRÄNGANDE VERKTYG I BERG

MECHANISMS OF ROCK BREAKAGE UNDER INDENTATION LOAD

Kou Shao-Quan, Lindqvist P-A and Tan Xiang-Chun
Division of Mining Engineering, Luleå University of Technology, S-97187, Sweden

ABSTRACT

The main purpose of the present paper is to discuss the mechanisms of rock breakage under indentation load. Fracture systems in rock under indentation are presented here based on a large number of experiments. The influence of the mechanical properties of the rock is discussed, and the main factors governing the indentation events are summarized. Based on the discussion, a functional relationship relating the indentation depth and the various quantities characterizing the physical event, namely the shape and the size of the indenter and the properties of the rock, etc., is established. This provides a new and more profound understanding of the physical mechanisms of rock indentation phenomena. This functional relationship combined with the experimental data results in several equations. A new definition of the so-called stamp strength in rock indentation is suggested based on the equations. A modification to the rock strength obtained in a uniaxial compression test makes it possible to predict the indentation depth when carried out deep underground. Formulas for predicting threshold values of the piston impact speed and the drilling speed in percussive drilling are derived by using the deduced equations. It is believed that the present analysis can also contribute to the improvement of excavation tools.

1. INTRODUCTION

Full face boring, percussive drilling, and drag bit cutting are nowadays the most frequently used mechanical excavation methods for medium or hard rocks. These methods have been greatly improved by the development of more powerful and efficient machine systems during the last decades. However, the basic mechanisms involved in the mechanical excavation of rock are still not fully understood. Rock indentation by a bit is the fundamental mechanism in most mechanical excavation methods. The bit is forced into the rock, and the rock near the bit is crushed into small or large fragments, leaving subsurface cracks in the remaining rock wall. Therefore, the investigation of indentation mechanisms is important for improvement of rock excavation methods.

Rock indentation is actually the interaction between the rock and the indenter. In order to understand the indentation process, three aspects must be dealt with. They are the

characteristics of the indenter, the properties of the rock and the environmental conditions of the indentation process. The mechanical tools can in most cases be assumed to be rigid during the interaction between the tool and the rock since the rigidity of the tool is normally much higher than that of the excavated rocks. The tool can, therefore, be simply represented by a distributed load along the tool-rock contact boundary. The samples of a controlled indentation experiment in the laboratory are normally prepared so that the radial displacement of the rock under indentation is approximately equal to that induced in a semi-infinite rock body under a given load. In this way the samples can be treated as a semi-infinite rock mass. The crack pattern is, in general, governed by macro mechanical properties of rock if the characteristic sizes of the micro structure are smaller than the indenter. The micro structure of the rock plays an important role only in determining the details of the cracks. A general discussion of the concepts of the indentation mechanisms was given by Kou et al. (1994) in a previous work based on a careful analysis of the experimental data (Lindqvist et al., 1994) and an extensive literature investigation (Tan et al., 1994).

The main purpose of the present paper is to discuss the mechanisms of rock breakage under indentation load. Rock fracture systems under indentation are presented based on experimental facts. The mechanical properties of the rock under compression are important in the analysis, and they are first discussed briefly. The main factors governing the indentation event are thus summarized. On the basis of these discussions, a functional relationship between the indentation depth and the various quantities to characterize the physical event, such as the shape and the size of the indenter and the properties of the rock, etc., is established. The functional relationship combined with the experimental data results in several equations. Relationships between load, rock property parameters, the diameter of the indenter, and the indentation depth in rocks are finally obtained. As examples of practical application of the deduced equations, formulas relating the drilling speed to percussive force or piston impact speed for various kinds of rock, the threshold values of the impact speed and drilling speed in percussive drilling, and the so-called stamp strength in indentation tests, etc. are discussed.

2. ROCK FRACTURES UNDER INDENTATION

From numerous experimental results, a general picture of fractures in rock under indentation can be summarized as in Fig. 2-1 (Lindqvist et al., 1994). Underneath the indenter there is a zone of loose and partly compacted rock fragments, a crushed zone, and a cracked zone. In many cases we may also observe rock comminution just underneath the indenter. Outside the cracked zone there are basically three systems of cracks: median cracks, radial cracks, and side cracks. Sometimes Hertzian cracks are also observed in rock under indentation with an axially-symmetric indenter. Many details could be added to this simple description, but the account offered does include the general effects.

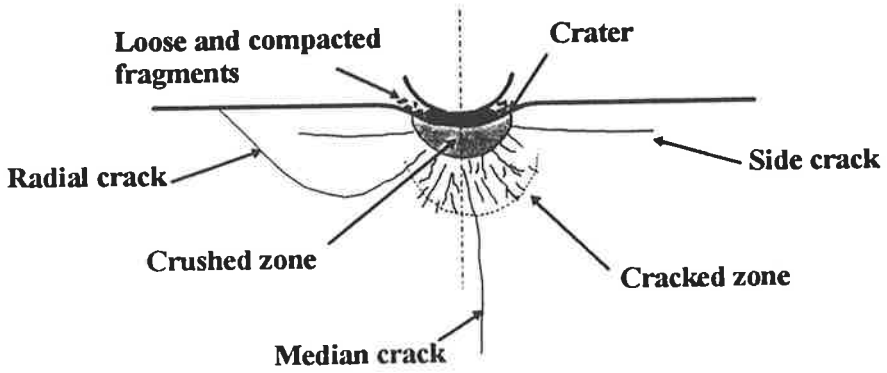


Fig. 2-1 General picture of cracks in rocks under indentation.

The size of the crushed or the cracked zone and the lengths of various kinds of cracks are mainly dependent on the load magnitude and the macro mechanical properties of rocks, but they are also influenced by the geometry of the indenter, which introduces a different load distribution. The micro structures of the rock have less influence on the fracture process and the crack pattern as compared to the macro mechanical properties if the characteristic sizes of the micro structure are smaller than the indenter.

3. ROCK BEHAVIOURS UNDER COMPRESSION

Typical complete stress-strain relationship of structured coal are shown in Fig. 3-1 (Kou et al., 1990). They are typical for various kinds of rocks and rock-like material, although they were obtained from the experiments using the so-called structured coal. From the triaxial test results it is clear that:

1. The relationship between stress and strain is approximately linear below the stress σ_d, which is defined as the onset of dilatancy. Non linear volumetric expansion additional to linear compression occurs at a stress higher than σ_d and finally leads to volumetric strain decreases with increasing stress. The stress will continue to increase until it attains a maximum value, which is very similar to the limit (or ultimate) strength in metal deformation.

2. Beyond the limit strength, the rock material can still have load-bearing ability, i. e., even if the load is reduced to zero the rock material can not be disintegrated without extra force. However, beyond the limit strength is an unstable region of the compression test since further deformation can continue with decreasing load. The

descending part of the stress-strain curve is called the post failure region, and this phenomenon is known as strain-softening. The post failure region corresponds to localisation of the strain started from a weak point in the test specimen. During the course of strain concentration, a shearing and slipping band is gradually formed This band is initiated at the weak point and intersects the specimen at a certain angle with its axis. Rock dilatancy continues to develop in this unstable process.

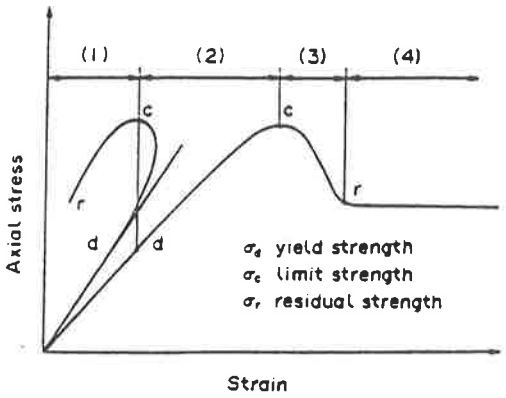


Fig. 3-1 Typical stress-strain curves of structured coal under triaxial compression (Kou et al., 1990). (1) Elastic region, (2) initial damage region, (3) post failure region, (4) shearing and slipping region. The stresses corresponding to the letters d, c, and r in the figure are yield strength (defined as the onset of dilatancy), limit strength, and residual strength, respectively.

3. The bearing ability of the rock material does not decrease to zero with increased deformation in the post failure region but decreases to a certain value instead, which symbolizes the end of the rock disintegration in the shearing band. Afterwards, the deformation of the rock specimen localizes mainly in the band and the two parts of the specimen separated by the band are stress relieved. The stress keeps nearly constant on the axial stress-strain plane with increasing strain and so does the volumetric strain. The rock behaviour in this case is much like perfectly plastic material in the theory of plasticity for metal. The mechanism of deformation in the band is the same as the case with granular material and so is the dilatation. This stress is defined as residual strength. It is caused by dilatation of the granular rock in the band and friction between the grains. It is obvious that the deformation of the specimen in this case will be mainly due to the relative slipping of the granular rock in the band.

4. Fig. 3-2 shows typical stress-strain curves for sandstone in triaxial compression (Bieniawski, 1968). From the figure one may notice that all three strengths increase with increasing confinement. This phenomenon might be called confining stress hardening, and it is completely different from metal behaviours. It seems reasonable

from the test (Bieniawski, 1968) to assume that the three strengths, i.e., yield strength, limit strength, and residual strength, have linear relationship with the values of confining stress.

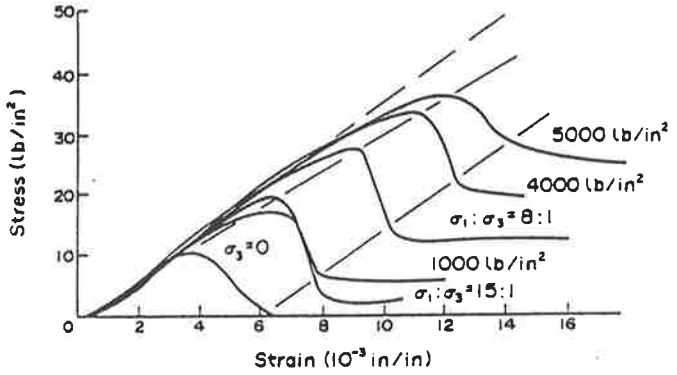


Fig. 3-2 Typical stress-strain curves for sandstone in triaxial compression (Bieniawski, 1968).

We may now define the physical processes in the indentation with some simplification:

1. Rock material behaves elastically in the far-indenter-field, where the main long cracks propagate.
2. The initial damage region is due to the growth and formation of microcracks during deformation, and it, therefore, corresponds to the cracked zone.
3. In the post failure region, the damage of the rock material has already amounted to such a level that no extra stress can be sustained by the material and, therefore, this corresponds to the crushed zone.
4. In the shearing and slipping region the material is disintegrated into granular rock fragments without any cohesion between them, and this region corresponds to the zone of loose and partly compacted rock fragments.

The boundaries of these zones vary with increasing indentation load.

The crushed zone (sometimes together with side cracks) forms a crater after removal of the indenter. Among the various fractures, the indentation depth plays an important role in the evaluation of rock excavation efficiency and the improvement of cutter design. We shall therefore concentrate on discussing the indentation depth for the rest of this paper so that the mechanisms of rock breakage under indentation load can be definitely explained.

4. SIMILARITY ANALYSIS OF INDENTATION DEPTH

In this paper we treat static indentation exclusively and, therefore, time is not being taken into account. Two indentation events are considered to be similar if corresponding characteristic physical quantities, such as stress, strain, etc., lie at corresponding spatial locations. This statement implies that the corresponding states of the fractures lie at corresponding locations in the rock specimen and, therefore, corresponding (dimensionless) indentation depths should be the same for similar indentations.

We shall discuss the indentation depths in various rock types caused by various kinds of indenter. In general, this is a very complex problem. In order to be effective in the analysis, the problem must be simplified.

4.1. Assumptions

1. *Rigid indenter.* In general, in an indentation test the Young's modulus of the indenter material is three to five times higher than that of the rock. Therefore, in the analysis the indenter can be treated approximately as a rigid body and characterized only by its geometrical shape without necessity of taking its material properties into account. According to this assumption a hemispherical indenter can, for example, be characterized by the diameter of the cylinder, d; and the diameter d' of the hemispherical head surface with its centre on the central axis of the cylinder. Diameter d' can be represented by a non dimensional quantity d_i defined by $d_i = d' / d$. Similarly, a truncated indenter can be characterized by d and d_i, where d is the diameter of the cylinder and d_i include two non dimensional parameters; one is to characterise the diameter of the truncated hemispherical surface and the other is related to the diameter of the ending circular plane. In the case of a cylindrical indenter the only characteristic parameter is its diameter. In short, the indenter can simply be described by d and d_i. Obviously, the tool slenderness (height/diameter) has no influence on rock fracture in normal indentation events close to actual practical use.

2. *Semi-infinite rock mass.* Under this assumption the geometrical similarity between rock samples is satisfied automatically. It is, therefore, possible to characterize the rock mass only by its material properties without the necessity of consideration of the geometry.

3. *Static load.* The word "static" or "quasi-static" implies that the time of response of rock indentation is not important. In this case the density of rock, ρ, namely the inertia, has no influence on the results.

4. *Isothermal.* Temperature effects will be neglected. This is possible since the elevation of the temperature in the rock is rather low and makes no significant influence on the mechanical properties of material for either the rock or the indenter.

5. *Homogeneous and isotropic rock material.* Due to this assumption no inhomogeneity material scale need to be considered in the analysis, and the mechanical properties of rock material are not a function of the coordinates.

6. *Constitutive similarity for different rocks.* For constitutive similarity, we mean that the various rocks may have different mechanical properties, but they have identical scaled strength and stiffness properties so that stress normalized by the corresponding Young's modulus is identical for all strains for these rocks, i.e., similarity exists in the stress-strain curves or constitutive properties.

4.2. Similarity Analysis of Indentation Depth

Based on the above assumptions, the pertinent physical parameters that control the "near-field" phenomenon of rock indentation can be given in Table 4-1.

Table 4-1 Physical parameters governing indentation depth

No	Parameter	Dimensions	Description
1	F	F	Maximum indentation force
2	d	L	Characteristic size of indenter
3	d_i	1	Other nondimensional geometrical parameters of indenter normalized by d
4	d_g	L	Grain size
5	σ_c	FL^{-2}	Compressive strength of rock
6	σ_i	1	Stresses normalized by compressive strength
7	E	FL^{-2}	Young's modulus
8	G	FL^{-1}	Critical energy release rate
9	p	L	Penetration depth

The first parameter is the indentation load magnitude. The next two parameters are related to the indenter geometry, which is related to the load distribution. The next five characterize the rock material, and the last one is the response parameter. The geometry

of the rock sample is not necessarily considered due to the assumption of a semi-infinite rock mass. Maximum force F and characteristic size of the indenter d are chosen as fundamental dimensions for the indentation process.

We assume there is a physical law of the form

$$f(F,d,d_i,d_g,\sigma_c,\sigma_i,E,G,p)=0, \qquad (4\text{-}1)$$

which provides a relationship between these quantities. Only seven independent dimensionless products can be formed from the nine quantities. There is an equivalent physical law between the independent dimensionless quantities according to the well-known π theorem in similarity analysis (Baker, et al., 1978). The relation between the seven π terms can be written as follows:

$$\frac{p}{d}=f(d_i,\frac{d_g}{d},\sigma_i,\frac{E}{\sigma_c},\frac{F}{\sigma_c d^2},\frac{G}{\sigma_c d}). \qquad (4\text{-}2)$$

The dimensionless quantity, $\frac{d_g}{d}$, should not be included for homogeneous and isotropic material since $\frac{d_g}{d}$ approaches zero, and σ_i and $\frac{E}{\sigma_c}$ will disappear for the rock materials with a constitutive similarity between them. Eq. (4-2), therefore, becomes

$$\frac{p}{d}=f(d_i,\frac{F}{\sigma_c d^2},\frac{G}{\sigma_c d}). \qquad (4\text{-}3)$$

Eq. (4-3) is a functional relationship, which characterize the indentation. The term d_i requires geometrical similarity between different indenters. The so called corresponding force is denoted by $\frac{F}{\sigma_c d^2}$. The characteristic material property is specified by $\frac{G}{\sigma_c d}$. The term $\frac{p}{d}$ is used to explain the corresponding indentation depth. This functional relationship will be examined and calibrated by experiment.

5. BRIEF DESCRIPTION OF EXPERIMENT

Four types of rock, namely Kallax gabbro, Bohus granite, Ekeberg marble, and Lemunda sandstone, were tested for indentation by using two displacement controlled rock mechanics testing machines, Instron 0-100 kN and Instron 0-4500 kN, with maximum loads ranging from 15 to 150 kN. A detailed description of the experiment was published

elsewhere (Lindqvist et al., 1994). Only a brief description concerning our above assumptions will be noted in this paper.

Three types of indenters used in the indentation tests, namely hemispherical, truncated, and cylindrical, are shown in Fig 5-1. A constant indentation rate of 0.05 mm/s was used for all experiments. This is approximately corresponding to 1×10^{-8} of the wave speed of rock material and, therefore, the assumption of static load can be well satisfied. The dimensions of the rock sample were selected to avoid if possible crack propagation longer than half way through the sample for the strongest rock type loaded to 100 to 150 kN. The samples were cast in steel tubes using prefabricated cement named Betec. This is a fast hardening cement that expands about one percent during hardening. As the steel tube is short and open in both ends, no significant stresses were expected to build up in the samples by the expansion of the cement, but the samples were confined in a manner similar to the confinement provided in a semi-infinite rock mass during the indentation process.

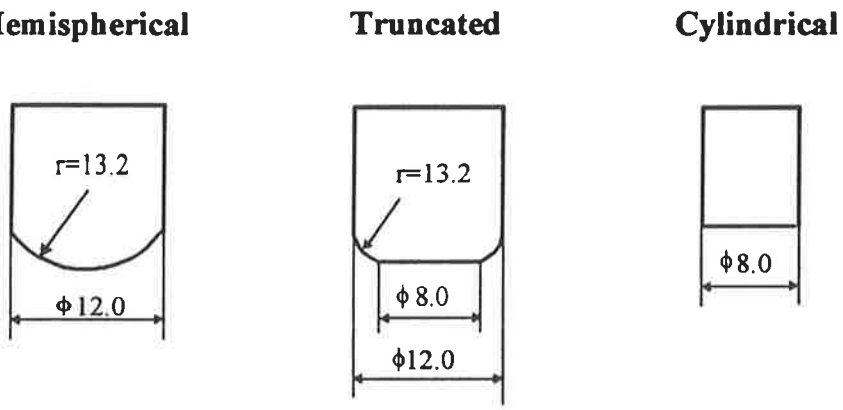


Fig. 5-1 Indenter types used in the experiment.

The main mechanical parameters of the four types of rock are given in Table 5-1. From this table, one may notice that the ratios σ_c / E_{50} are 2.82, 2.38, 1.90 and 2.08 respectively for the above rock types, which gives an idea about the deviation of the constitutive similarity assumption for these rock types.

It was assumed that the tested rocks were isotropic. This should be true if the grains and crystal have a random orientation, as for gabbro and granite, leading to an apparent isotropy. In the laboratory scale, the samples of marble displayed no preferable direction, but the sandstone specimens had some anistropic characteristics. However, the assumption of isotropy could still be a good approximation in ordinary laboratory dimensions. The rocks can be treated as homogeneous materials if the dimensions of inhomogeneity are much smaller than the characteristic dimension of the contact between the loading system and the rock. This will be discussed further in section 7.1.

In short, the experimental conditions can basically meet the above assumptions, and the quantitative results obtained in the experiment will be analyzed by similarity methods.

Table 5-1. Mechanical properties of tested rocks[1]

Mechanical properties	Kallax gabbro	Bohus granite	Ekeberg marble	Lemunda sandstone
Uniaxial compressive strength, σ_C (MPa)	279±8 (5)[1]	152.8±13.3 (6)[2]	160.4±14.5 (6)[2]	55.1±15.9 (4)[2]
Young's modulus E_{50}' (GPa)	98.9±3.6 (5)[1]	64.1±3.8 (6)[2]	84.4±2.6 (6)[2]	26.5±5.5 (4)[2]
Critical energy release rate, bending test, G_m^{scc} (J/m^2)	51.3±7.2 (18)[1]	100-110 [4]	40.5±6.6 (4)[3]	113±49 (4)[3]

6. NONDIMENSIONAL RELATIONSHIP FOR INDENTATION DEPTH

It was found from the experimental data that the dimensionless quantities $\frac{p}{d}$ and $\frac{G}{\sigma_c d}$ can be combined to form one quantity, and the dimensionless physical law can, therefore, be further simplified as

$$\frac{pG}{d^2\sigma_c} = f(d_i, \frac{F}{\sigma_c d^2}), \qquad (6\text{-}1)$$

where the rock's response to indentation is $\frac{pG}{d^2\sigma_c}$, the external force is $\frac{F}{\sigma_c d^2}$ and the parameter d_i represents the requirement of geometrical similarity between different indenters. If we restrict the discussion to any one of the applied indenters, the requirement of geometrical similarity between the indenters is satisfied automatically. Based on this discussion, the experimental results can be rearranged as shown in Fig. 6-1 to 6-3 for hemispherical, truncated, and cylindrical indenters, respectively.

[1]The figures in the brackets [ ] indicate the data resources: [1] Vutukuri et al., 1983, [2] Holmberg and Forslund, 1989, [3] Ochterlony, 1986, and [4] Div. of Rock Mechanics, Luleå Univ. of Tech., 1993. The figures in the parethesises ( ) indicate the number of tests for the corresponding average value.

Analyzing the dimensionless data in terms of the functional relationship Eq. (6-1), we obtained three semi-empirical and semi-theoretical equations for rock indentation response by different indenters as follows:

for hemispherical indenter

$$\frac{p}{d}\left(\frac{G}{\sigma_c d}\right)*10^6 = -1.265 + 2.239\left(\frac{F}{\sigma_c d^2}\right) \quad \text{with } r = 0.973,\ N = 20, \qquad (6\text{-}2)$$

for truncated indenter

$$\frac{p}{d}\left(\frac{G}{\sigma_c d}\right)*10^6 = -3.633 + 1.263\left(\frac{F}{\sigma_c d^2}\right) \quad \text{with } r = 0.960,\ N = 15, \qquad (6\text{-}3)$$

and for cylindrical indenter

$$\frac{p}{d}\left(\frac{G}{\sigma_c d}\right)*10^6 = -15.99 + 2.692\left(\frac{F}{\sigma_c d^2}\right) \quad \text{with } r = 0.884,\ N = 12. \qquad (6\text{-}4)$$

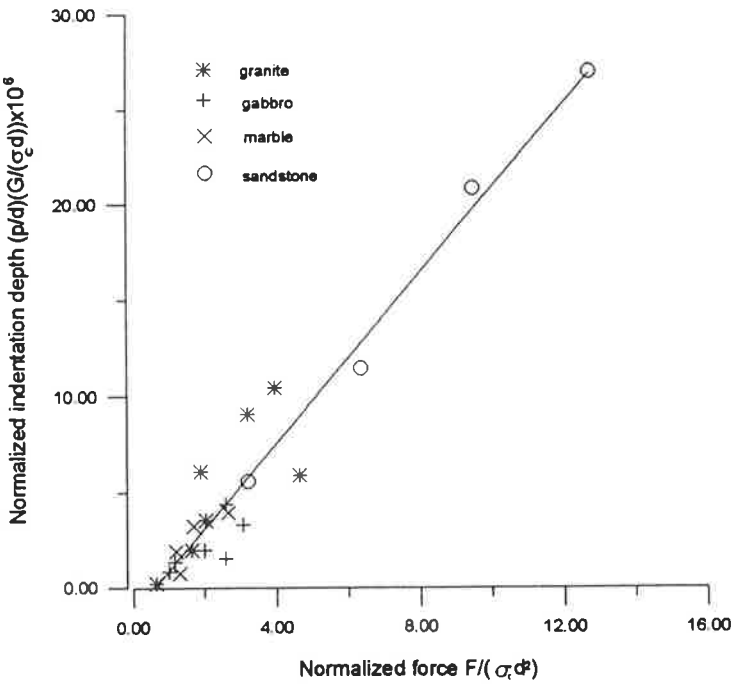


Fig. 6-1 Indentation depth *vs.* force in nondimensional form for hemispherical indenter.

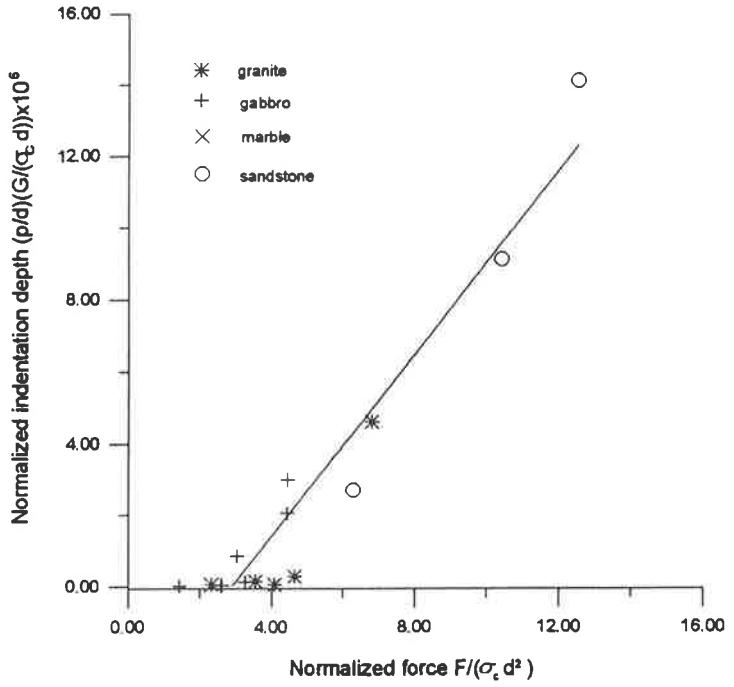


Fig. 6-2 Indentation depth *vs.* force in nondimensional form for truncated indenter.

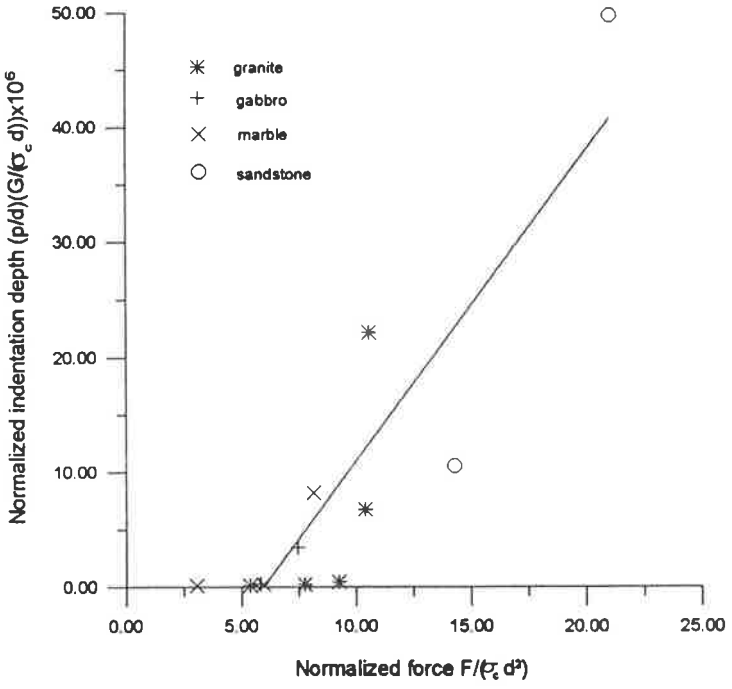


Fig. 6-3 Indentation depth *vs.* force in nondimensional form for cylindrical indenter.

These formulas are valid when the force F is so large that the right sides of the formulas are not negative, which means that the indentation depth p is equal to or greater than zero. In the above expressions, r is the correlation coefficient and N the number of data samples. The variables in the equations are in SI units, i.e., the force is in the unit of N, the stress is in Pa, energy release rate is in J/m^2 and the length in m.

Different shapes of indenter will cause different load distribution along the contact surface between indenter and rock. This will affect the indentation depth, especially since indentation depth is a near-indenter-field phenomenon. This statement is expressed by the three equations for three different types of indenter.

It is worth noticing that both the intercepts and the coefficients in Eqs. (6-2) to (6-4) are independent from the rock types and the size of the indenter diameter. In principle the semi-empirical and semi-theoretical formulas, Eqs. (6-2) to (6-4), are valid for various types of rock under an indentation with various diameters of the above-stated indenter and various magnitudes of indentation force. Therefore, these formulas can have wide applications. The values of the intercepts and the coefficients are of the empirical part of these equations and are obtained from the particular tests.

7. DISCUSSIONS

7.1 Stamp Strength

As stamp-load bearing experiments offer a simple and effective means for studying the strength of rock under triaxial conditions, Wagner and Schumann (1971) suggested defining a stamp strength. According to their definition, the stamp strength was the applied average stress over the contact area of the stamp at which failure first took place. In their discussions, they did not take into account the influence of the indentation depth. However, the indentation depth did affect the results according to the data presented by Wijk (1989) and, therefore, the stamp strength obtained in such case was not a true material property. We could modify their definition by using the above results.

Replacing F/d^2 in Eqs. (6-2) to (6-4) by $\frac{\pi\sigma}{4}$, one can obtain the following formulas:

for hemispherical indenter

$$\frac{p}{d}\left(\frac{G}{\sigma_c d}\right)*10^6 = -1.265 + 1.759\left(\frac{\sigma}{\sigma_c}\right), \qquad (7\text{-}1)$$

which gives $\frac{\sigma}{\sigma_c} = 0.72$ when p approaches 0;

for truncated indenter

$$\frac{p}{d}(\frac{G}{\sigma_c d})*10^6 = -3.633+0.992(\frac{\sigma}{\sigma_c}), \qquad (7\text{-}2)$$

which gives $\frac{\sigma}{\sigma_c} = 3.66$ when p approaches 0,

and for cylindrical indenter

$$\frac{p}{d}(\frac{G}{\sigma_c d})*10^6 = -15.99+2.114(\frac{\sigma}{\sigma_c}), \qquad (7\text{-}3)$$

which gives $\frac{\sigma}{\sigma_c} = 7.56$ when p approaches 0. These critical values of $\frac{\sigma}{\sigma_c}$ define the stamp strength of the rock for various indenter shapes, i.e., $\frac{\sigma_{ST}}{\sigma_c}$. This definition excludes the effects of indentation depth and could be treated as a material property.

The above results state that the ratios between stamp strength and compressive strength are different for different types of indenter. Among the three types, the cylindrical indenter needs much higher average stress for starting to penetrate rock than a truncated or a hemispherical indenter with the same size diameter. A hemispherical indenter, on the other hand, needs the smallest average stress. It should be noticed that the critical stress in rock for a hemispherical or a truncated indenter given by Eq. (7-1) or (7-2) is an effective value over the cross-section area of the cylindrical part of the same indenter.

The effect of the indenter size on the stamp strength was discussed by Wagner and Schumann (1971), Cook et al. (1984), Pang et al. (1989) and Wijk (1989), and some others. Wagner and Schumann (1971) found that this strength was affected by the size of the stamp after more than 90 experiments conducted with flat-ended cylindrical stamps of diameters ranging from 3.8 mm to 30.5 mm and that at large stamp diameters the bearing strength tends towards a constant value of approximately four times the uniaxial compressive strength of rock, i.e., $\sigma_{sT} / \sigma_c \approx 4$. They attributed the size effect to the inelasticity of the lateral expansion of rock at failure. Wijk (1989) also discussed the same problem, and he thought that $\sigma_{sT} / \sigma_c \approx 13$ was a fairly representative value. In the above discussions we suggested, differently from Wagner and Schumann (1971), to attribute the size effects to the influence of the rock inhomogeneity, which means that there should be no size effect if the rock material were homogeneous.

The rocks can be treated as homogeneous materials if the dimensions of inhomogeneity are much smaller than the characteristic dimension of the contact between the loading system and the rock. There are several different kinds of inhomogeneity in rock specimens of laboratory scale. Among them are the various mineral compositions, grain

boundaries, pre-existing microcracks and pores, etc.. In general, most of the pre-existing microcracks and pores in rocks are along the grain boundaries. Therefore, the most important inhomogeneity dimension in the laboratory scale is the grain size. The Kallax gabbro had a mean grain size of 0.9 mm. The Bohus granite had a mean grain size of around 1.8 mm to 3.4 mm but large potassium feldspar grains up to 10 mm were, however, reported. Dolomite was the dominating carbonate mineral of the Ekeberg marble. Its mean grain size was 0.27 mm with a range from 0.02 to 0.98 mm. Another component of the marble was amphibole which had grain sizes varying from 0.05 to 0.1 mm. The mean grain size of the Lemunda sandstone was 0.35 with a variation from 0.05 to 1.09 mm. The characteristic dimensions of the indenters used in our experiments (Lindqvist, et al., 1994) were 8 and 12 mm respectively. A parameter named nondimensional grain size, d_g/d, is introduced, where d_g is the characteristic size of grain of the rock. The rock material is isotropic if d_g/d tends to zero. In general, the ratios between the grain size and the diameter of the indenters were smaller than 0.1. It can be concluded that the rocks could be treated as approximately homogeneous. Therefore, the stamp strength given above would not deviate too much from the values obtained by much bigger diameters of indenters than were presently used. However, an indenter would sense to feel a big block if it acted on a grain with nearly the same size as the indenter diameter. This would not normally happen in the laboratory test due to the careful selection of rock types, the sample, and the indenter sizes. However, the Bohus granite might have a larger deviation from the assumption of homogeneity compared to the others and the marble the smallest deviation among these four types of rock. This deduction can also be confirmed by the results obtained by Wijk (1989).

7.2 Effect of Confinement on Indentation Depth

Confinement is an important factor affecting the rock fracture under indentation. We may simply modify the Eqs. (6-1) to (6-3) to include its influence. If the confining stress is not too high, the failure criterion in triaxial compression can be quite accurately given by:

$$\sigma_c = \sigma_0 + q\sigma_p, \tag{7-4}$$

where σ_c, σ_0 and σ_p are triaxial compressive strength, uniaxial compressive strength, and confining stress, respectively. This linear relationship can be simply derived by using the Taylor series. It has also been verified by experiments (for example, Kou et al., 1990, Bieniawski, 1968). According to the experimental results, the coefficient q for structured coal (Kou et al., 1990; Kou et al., 1993) can vary between 1.3 to 3.9, and it was set to 5 for Sierra granite by Cook, et al. (1984). Unfortunately we did not have knowledge about the effect of confining stress on energy release rate until now and simply set it as invariant. In this way Eqs. (6-1) to (6-3) can be rewritten as follows:

for a hemispherical indenter

$$\frac{p}{d}\left[\frac{G}{(\sigma_0+q\sigma_p)d}\right]*10^6=-1.265+2.239\left[\frac{F}{(\sigma_0+q\sigma_p)d^2}\right], \quad (7\text{-}5)$$

for a truncated indenter

$$\frac{p}{d}\left[\frac{G}{(\sigma_0+q\sigma_p)d}\right]*10^6=-3.633+1.263\left[\frac{F}{(\sigma_0+q\sigma_p)d^2}\right], \quad (7\text{-}6)$$

and for a cylindrical indenter

$$\frac{p}{d}\left[\frac{G}{(\sigma_0+q\sigma_p)d}\right]*10^6=-15.99+2.692\left[\frac{F}{(\sigma_0+q\sigma_p)d^2}\right]. \quad (7\text{-}7)$$

According to these equations, the bearing capacity of rocks will increase depending on the depth from the earth surface. For example, the critical bearing capacity of Bohus granite is about 1155 MPa on the earth surface. Underground at a depth of 300 m from the surface, where 20 to 25 MPa of extra confining stress could be achieved due to the tectonic pressure according to the test at Äspö Laboratory (SKB, 1994), the critical bearing capacity of the same rock can reach 1.65 to 1.82 times that, i.e., 1911 to 2100 MPa. In the above deduction, q was set to 5 and $\sigma_0 = 152.8$ MPa. The critical bearing capacity was obtained while the indentation depth p approached zero in Eq. (7-7). From this argument we may deduce that: firstly, the indentation depth predicated by Eqs. (6-2), (6-3), or (6-4) is to be overestimated if the indentation is carried out underground; secondly, there is a possibility of increasing the penetration depth by reducing the confining stress, for example, when the indenter works in the neighbourhood of a free surface or of any other weak plane. There are more examples to show the effect of the confining stress: the crack inflects towards the rock surface due to less confinement from the upper side of the crack; a quasi-static indentation process can transform to dynamic due to a very quick release of the confinement, and it is also the reason for the transformation of indentation mode from stability to instability; the median/radial cracks can split the specimen into pieces before the formation of rock chips at the surface due to low confinement; the lengths of the cracks in a given rock induced by a given load may change quite a lot due to different confining stresses; the lengths of cracks might be greatly suppressed when the tools (or blasts) work in deep underground and even in the cases where the action from the neighbour tools (or blasts) holes offer an extra large confinement (Kou, et al., 1994); the lengths of cracks might be very long when the cutters or button bits work in the area close to joints, free surface, or other weaknesses; a much more effective breakage can be achieved in rock cutting by tools (or rock blasting) if multi-free surfaces around the cutter (or the borehole) can be created so that less confinement is realised; etc.

7.3 Selection of Indenters

One can see from Eqs. (6-2) to (6-4) that a sharper indenter needs a smaller threshold force in the same rock. In general, a spherical indenter is therefore more effective than a cylindrical one. As an example, an indentation test in Bohus granite to a maximum force of 200 kN will produce different indentation depths for different indenters with a diameter of 15 mm. The calculated depths are 3.85 mm, 1.22 mm, and 0 mm for hemispherical, truncated, and cylindrical indenters, respectively, according to Eqs. (6-2) to (6-4). However, in most cases the assignment of a simple index of sharpness will not be so straightforward. A hemispherical indenter is more efficient at low loads compared to the other two but the situation might be changed at high loads. According to these deduced formulas, an originally sharp indenter with a worn tip penetrating into rocks may act much like a blunt indenter, and the threshold force to penetrate rock will, therefore, be increased. Conversely, an originally cylindrical indenter can wear to a shape much like a truncated or even a hemispherical one and its threshold force can, therefore, be decreased. This should be considered by designers of drill bits.

7.4 Threshold Values of Impact Speed and Percussive Drilling Rate

Let us discuss a simplification of percussive drilling. Assume that the rock drill has a flat-ended cylindrical piston and a flat-ended cylindrical integral drill rod with the same cross section area A_s. The piston strikes the rod with a speed v and blow frequency f. At the other end of the rod, N buttons each with cross section area A_b are attached. Due to the impact of the piston, the bits penetrate the rock underneath. We will estimate the threshold value of the impact speed to break the rock and the rock drilling rate for specific impact speed v and blow frequency f by using the above formulas. In order to do so, several further assumptions will be made:

- The piston and the drill rod are made of the same drill steel;
- One-dimensional assumption is valid during the whole analysis;
- Drilling steel, hard alloy for buttons, and rock can be regarded as fully elastic when considering wave propagation and reflection;
- The contact between the rock and the button is perfect;
- All buttons have equal effectiveness during drilling;
- The indentation process is considered to be quasi-static.

The impact of the piston on the drill rod will generate a compressive wave with the stress magnitude σ_I in the rod and

$$\sigma_I = \frac{1}{2}(\rho c)_s v, \qquad (7\text{-}8)$$

where $(\rho c)_s$ is the elastic impedance of the drill steel. Only part of the stress wave will be transmitted to the buttons, and the rest will be reflected back to the rod from the interface between the rod and the buttons when the stress wave propagates to the other end of the rod. By a similar consideration, the stress in the rock σ_r can also be calculated, and then the magnitude of the indentation force F induced by each button in the rock can be expressed as

$$F = A_b \sigma_r = \frac{4A_b}{\left[\frac{(\rho c)_b}{(\rho c)_r} + 1\right]\left[\frac{(\rho c)_s}{(\rho c)_b} + k\right]} \frac{1}{2}(\rho c)_s v, \qquad (7\text{-}9)$$

where the parameter k is the ratio between the total area of the buttons and the cross-section area of the rod, i.e.

$$k = \frac{NA_b}{A_s} \qquad (7\text{-}10)$$

and $(\rho c)_b$ and $(\rho c)_r$ is the elastic impedance of the buttons and of the rock, respectively.

Assuming that the failure of the rock can be determined solely by the maximum stress in the rock, and by replacing the force F in Eq. (7-9) into Eqs. (7-5) to (7-7) we may obtain the threshold value of impact speed for a particular indenter as follows:

for a hemispherical indenter

$$v^{\sigma}{}_{hem} = 0.72\left[\frac{(\rho c)_b}{(\rho c)_r} + 1\right]\left[\frac{(\rho c)_s}{(\rho c)_b} + k\right]\frac{\sigma_c}{2(\rho c)_s}, \qquad (7\text{-}11)$$

for a truncated indenter

$$v^{\sigma}{}_{tru} = 3.66\left[\frac{(\rho c)_b}{(\rho c)_r} + 1\right]\left[\frac{(\rho c)_s}{(\rho c)_b} + k\right]\frac{\sigma_c}{2(\rho c)_s}, \qquad (7\text{-}12)$$

and for a cylindrical indenter

$$v^{\sigma}{}_{cyl} = 7.56\left[\frac{(\rho c)_b}{(\rho c)_r} + 1\right]\left[\frac{(\rho c)_s}{(\rho c)_b} + k\right]\frac{\sigma_c}{2(\rho c)_s}. \qquad (7\text{-}13)$$

These equations show that the threshold impact speed depends on the rock strength, the wave impedances of the three different materials (particularly the ratios between the different impedances), the area ratio between the total area of the buttons and the cross-

section area of the drill rod. The rock strength is confining-stress dependent, as expressed in Eq. (7-4). This means that larger critical impact speed is needed when the drilling hole becomes deeper and deeper. The dependence of the critical impact speed on the shapes of buttons shows the necessity of regrinding buttons when the buttons are worn during drilling since a drill bit with a spherical head will gradually become flat-ended, which is closer to a truncated or a cylindrical indenter, and needs a higher critical impact speed.

The drilling rate B can then be expressed

for a hemispherical indenter as,

$$B_{hem} = \frac{1.759 * 10^{-6}}{\left[\frac{(\rho c)_b}{(\rho c)_r} + 1\right]\left[\frac{(\rho c)_s}{(\rho c)_b} + k\right]} * \frac{2(\rho c)_s (v - v^{cr}{}_{hem}) d^2 f}{G}, \tag{7-14}$$

for a truncated indenter as,

$$B_{tru} = \frac{0.992 * 10^{-6}}{\left[\frac{(\rho c)_b}{(\rho c)_r} + 1\right]\left[\frac{(\rho c)_s}{(\rho c)_b} + k\right]} * \frac{2(\rho c)_s (v - v^{cr}{}_{tru}) d^2 f}{G}, \tag{7-15}$$

and for a cylindrical indenter as,

$$B_{cyl} = \frac{2.114 * 10^{-6}}{\left[\frac{(\rho c)_b}{(\rho c)_r} + 1\right]\left[\frac{(\rho c)_s}{(\rho c)_b} + k\right]} * \frac{2(\rho c)_s (v - v^{cr}{}_{cyl}) d^2 f}{G}. \tag{7-16}$$

They are valid when $v \geq v^{cr}$. These three formulas can be used to estimate the drilling rate by putting in impact speed and blow frequency of the piston; the area of the drill rod; wave impedance of the button, the drilling steel, and the rock; energy release rate of the rock; the diameter of the button; and the number of buttons on the bit.

8. SUMMARY AND CONCLUSIONS

The experimental data for rock indentation presented by Lindqvist et al. (1994) are analyzed in this paper based on a model, the fundamentals of which are briefly described in sections two and three. The key assumptions are that the crushed zone under indentation corresponds to the post-failure region of the rock material under compression as shown in Fig. 3-1, and the boundary of the crushed zone is therefore characterized by the limit strength of the rock. Together with the assumption of constitutive similarity, this leads to the conclusion that the compressive strength and the

energy release rate of rocks are the most important mechanical properties to determine the rock indentation depth. Nondimensional relationships between indentation depth and the indentation force [Eqs. (6-2) to (6-4)] have been established by using similarity methods. The relationships depend on the rock properties, diameter of the indenters, and the indenter shape. Good agreement between the model and the experimental data is obtained.

Based on Eqs. (6-2) to (6-4), a more precise definition of the so-called stamp strength than that first given by Wagner and Schumann (1971) is suggested. According to the present definition, the influence of indentation depth can be excluded. The relationship between the stamp strength and the ordinary compressive strength of a specific rock is also indenter-shape dependent. Calculated stamp strengths are 0.72 σ_c, 3.66 σ_c and 7.56 σ_c for hemispherical, truncated, and cylindrical indenters, respectively according to the experimental results (Lindqvist et al., 1994), where σ_c is uniaxial compressive strength. The equations describing the threshold impact speed relevant to a specific rock [Eqs. (7-11) to (7-13)] are also derived. This gives a possibility to determine the minimum impact speed in designing rock drilling.

Based on Eqs. (6-2) to (6-4), three formulas for predicating the percussive drilling rates have been obtained [Eqs. (7-14) to (7-16)]. According to these formulas, the hemispherical indenter is the most effective of the indenters tested, followed by truncated and cylindrical indenters within the load range of practical use. The formulas also stress the importance of regrinding blunt indenters.

One of the key parameters of mechanical properties of rocks is the compressive strength in the above-mentioned formulas. A modification to the uniaxial compressive strength obtained in ordinary rock mechanics laboratories [Eqs. (7-5) to (7-7)] makes it possible to include the influence of confinement and, therefore, excavation in deep underground can be taken into account.

From Figs. 6-1 to 6-3, one may notice that the smaller the load magnitude, the larger the scatters of the experimental data and the deviation from the suggested formulas. This is rather natural while taking into account the accuracy in the measurement of the indentation depths: the smaller the depth, the worse the accuracy in the measurement, especially concerning the relative error. One may also notice that a relatively large amount of the experimental data are distributed in the range of low levels of load magnitude. It is desirable to supplement the present experiment with more data of larger load magnitude, particularly for practical applications. Therefore, the suggested formulas should be examined by using the data of different types of rock, different sizes in indenter diameter, and different magnitudes of load.

ACKNOWLEDGEMENT

This work has been carried out with financial support from SKB, which is gratefully acknowledged.

REFERENCES

Baker, W. E., Westine, P. S. and Dodge, F. T., 1978. Similarity methods in engineering dynamics. Hyden Book Company, Inc., New Jersey.

Bieniawski, Z. T., 1968. Propagation of brittle fracture in rock. Basic and Applied Rock Mechanics. Proc. 10th Symp on Rock Mechanics. Texas, U. S. A. Chap. 15, p. 409-.

Cook, N. G. W., Hood, M. and Tsai, F., 1984. Observation of crack growth in hard rock loaded by an indenter. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. 21, 97-104.

Div. of Rock Mechanics, 1993. Rock mechanics datafile.

Holmberg, M. and Forslund, J., 1989. Bergmekanik parameterbestämningar på Bohusgranit, Ekebergmarmor samt lumundasandsten, Internal report of the Division of Rock Mechanics, BM 1989:01 (in Swedish).

Kou Shaoquan, Ding Yansheng, Chen Li, Tao Jun and Ye Dongying, 1993. Effects of confining stress and pore fluid on the mechanical properties of burst coal. Science in China (series A), Vol. 23, No. 3, 263-270 (in Chinese).

Kou Shaoquan, Lindqvist P.-A. and Tan Xiangchun, 1994. Conceptual model of crack structure in rock caused by mechanical excavation. SKB Project Report PR 44-94-022.

Kou Shaoquan, Ye Dongying and Ding Yansheng, 1990. A constitutive model for structured coal based on fracture and damage mechanics. Engineering Fracture Mechanics, Vol. 35, No. 4/5, 835-843.

Lindqvist, P-A, Suarez del Rio L. M., Montoto M., Tan Xiangchun. and Kou Shaoquan, 1994. Rock indentation database-testing procedures, results and main conclusions. SKB Project Report PR 44-94-023.

Ouchterlony, F., 1986. Brottseghetsdata (in Swedish).

Pang, S. S., Goldsmith, W. and Hood, M., 1989. A force-indentation model for brittle rocks. Rock Mechanics and Rock Engineering, 22, 127-148.

SKB, 1994. Äspö hard rock laboratory annual report 1993. SKB Technical Report, 94-11.

Tan Xiangchun, Kou Shaoquan and Lindqvist, P-A, 1994. Cracks in rock caused by mechanical excavation, SKB AR 44-94-002.

Vutukuri, V. S., Rustan, A. and Alm, O., 1983. Influence of physical properties of rock and rock-like material on blastability in crater and slab blasting - A literature and model study, Report GF (Swedish mining research foundation) 8221, Luleå.

Wagner, H. and Schumann, E. H. R., 1971. The stamp-load bearing strength of rock. An experimental and theoretical investigation. Rock Mechanics, 3, 185-207.

Wijk, G., 1989. The stamp test for rock drillability classification. Int. J. Rock Mech. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 26, No. 1, 37-44.

SAMMANFATTNING

Syftet med föreliggande artikel är att diskutera mekanismerna för sönderbrytning då ett verktyg pressas in i berget. Observerade spricksystem och skadezoner bygger på ett stort antal experiment. Dessa experiment beskrivs kortfattat. Betydelsen av bergets mekaniska egenskaper diskuteras och de viktigaste faktorerna som påverkar inträngningsförloppet summeras. Baserade på dessa resultat formuleras funktionssamband mellan inträngningsdjup och de olika parametrar som påverkar inträngningsprocessen, främst form och storlek på verktyget samt bergmekaniska parametrar. Denna ansats ger en mer grundläggande förståelse för de mekanismer som verkar under inträngningsförloppet. En ny definition av s.k. "stamp strength" föreslås baserad på föreslagna ekvationer. En modifiering av den berghållfasthet som erhålles vid test av enaxlig tryckhållfasthet gör det möjligt att prediktera inträngningsdjupet under jord då befintliga bergspänningar påverkar inträngningen. Formler härleds som förutsäger nödvändig anslagshastighet hos borrmaskinens cylinder och borrningshastighet vid hammarborrning. Föreslagen teori anses också kunna användas för att förbättra borrverktyg av olika slag.

ZEDEX - EN STUDIE I ÄSPÖ AV STÖRDA ZONEN FÖR SPRÄNGD RESPEKTIVE BORRAD TUNNEL

ZEDEX - An in-situ study at Äspö of the excavation disturbed zone for a TBM and drill and blast excavation

Olle Olsson, Svensk Kärnbränslehantering AB

INTRODUCTION

The excavation of shafts and tunnels in a waste repository will cause a disturbance to the surrounding rock mass with possible alterations to rock mass stability and hydraulic properties. The properties and extent of the disturbed zone must be considered in the design of a repository and in the assessment of its long-term safety. In addition, the data collected in drifts, which will be used for detailed characterization of the repository, will be affected by excavation effects.

ANDRA, UK Nirex, and SKB have jointly set up the ZEDEX Project at the Äspö Hard Rock Laboratory, Sweden, in order to improve understanding of the properties and extent the Excavation Disturbed Zone (EDZ).[1] The main objective is to study the mechanical behavior of the EDZ with respect to its origin, character, magnitude of property change, extent, and its dependance of excavation method. The project will also provide a test of equipment and methodology for quantifying the EDZ. The ZEDEX Project includes tests of "normal" excavation by drill and blast, a smooth blasting procedure based on low shock explosives, and excavation by tunnel boring. The results are expected to build confidence in the modelling of the disturbed zone and to support the selection of excavation methods for repository construction.

EXPERIMENTAL CONFIGURATION

The ZEDEX experiment is performed in two parallel tunnels at a depth of 420 m below the ground surface. One tunnel has been excavated by tunnel boring and the other tunnel by drill and blast. The shape of the blasted drift will be circular, except for the flat floor. The diameter is the same as for the TBM drift, i.e. 5 m. A number of boreholes have been drilled axially and radially relative to the test drifts to assess the properties and extent of the EDZ (Figures 1 and 2).

The excavation disturbance is quantified through measurements of:

- acceleration

- displacements
- P- and S-wave velocity
- hydraulic conductivity
- natural and induced fracturing
- temperature
- acoustic energy release (micro-crack generation)
- stress state

Remote sensing techniques, such as cross-hole seismic tomography and reflection radar applied from tunnels and boreholes, are used map the spatial change in properties. Measurements are made before and after excavation in order to quantify changes in properties due to excavation.

The drilling and instrumentation of boreholes along the TBM test tunnel began in April 1994. The excavation of the TBM tunnel and measurements in the holes along this tunnel after excavation were completed in October 1994. Tests in the Drill & Blast test drift will begin in November 1994 and are expected to be completed by March 1995.

An integrated analysis will be made of results obtained from the Drill & Blast and TBM drifts, respectively. The results from each drift will be compared and evaluated with respect to the expected outcome of the excavation method used. Integrated analysis of results will commence shortly and is expected to be completed in early 1996 and finally reported in mid 1996.

RESULTS

So far (December 1994), investigations at the TBM drift have been completed and a preliminary assessment made of the results. The applied measurement techniques have worked successfully and have provided high quality data when applied in the harsh underground environment. It has also been possible to perform all planned measurements and successfully integrate the scientific investigations with normal construction work.

The ZEDEX experimental volume is located in Äspö Diorite, intersected by a few steeply dipping aplite dikes. The rock quality is rather uniform throughout the investigated volume and is rated as class B in the Q-system. The seismic measurements show an average P-wave velocity close to 6 km/s.

The magnitude of the main principal stress (σ_1) is estimated to approximately 32 MPa at the ZEDEX site. The direction of σ_1 is approximately NW and horizontal. The magnitudes of σ_2 and σ_3 are estimated to 17 and 10 MPa, respectively.

Acoustic Emission (AE) monitoring was made when TBM excavation was stopped overnight at 9 m, 15 m, 22 m, and 25 m measured from the start of the TBM tunnel. When the TBM stopped at 9.0 meters the majority of the recorded and subsequently located AE activity (232 events) defined a narrow zone directly in front of the position of the TBM face. Additionally other events were located around the tunnel, generally within 1 meter of the tunnel perimeter and ahead of the tunnel face.

Convergence measurements were made at TBM-tunnel lengths of 9 m and 24 m. The results indicate predominantly horizontal convergence (3.6 mm and 1.3 mm, respectively) in both sections, with little displacement in the vertical direction. This pattern of displacements is consistent with the *in situ* stress measurements which indicate a horizontal to vertical stress ratio of about 3:1. The magnitude of the displacements is also consistent with expected magnitudes of the mass modulus.

Hydraulic pressure build-up tests in C4 and C5 showed a general decrease of permeability after the excavation. Hydraulic tests in radial boreholes did not show any notable induced effect by excavation on matrix permeability.

CONCLUSIONS

The ZEDEX Project is still currently in progress and results have not yet been fully analyzed. However, the preliminary analysis of the results indicates that the measurable changes in properties induced by excavation of the TBM tunnel are comparatively small.

ACKNOWLEDGEMENTS

The author wishes to thank Andre Cournut and Karim Ben Slimane (ANDRA), David Mellor and Nick Davies (UK Nirex), and Göran Bäckblom (SKB) for their invaluable contributions to the design and implementation of the ZEDEX project.

REFERENCES

1. Test Plan for ZEDEX - Zone of Excavation Disturbance Experiment, Release 1.0. Äspö ICR 94-02, Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co., Stockholm, Sweden.

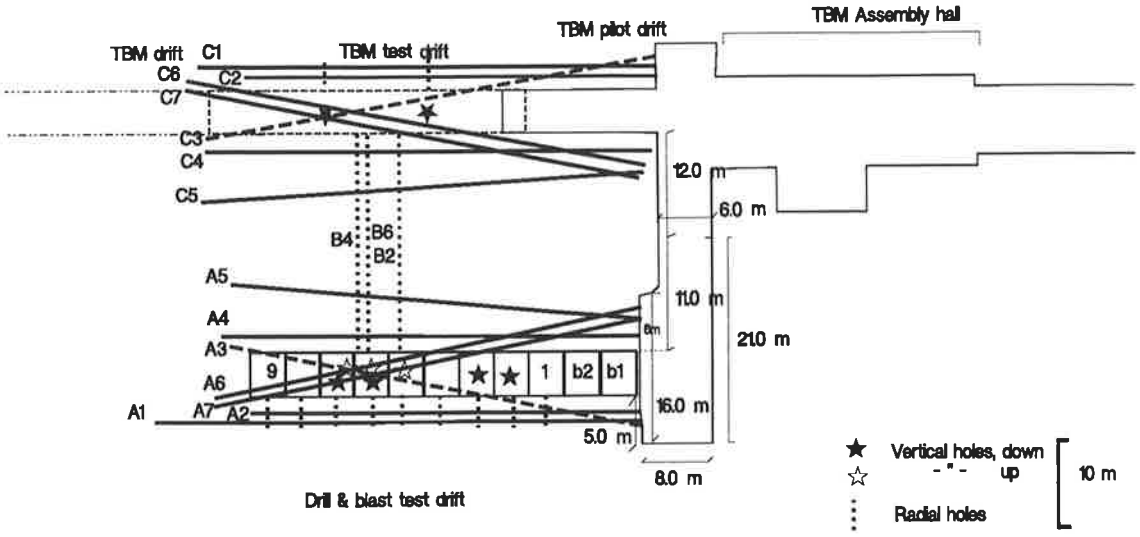


Figure 1 Experimental configuration for the ZEDEX Project, plan section.

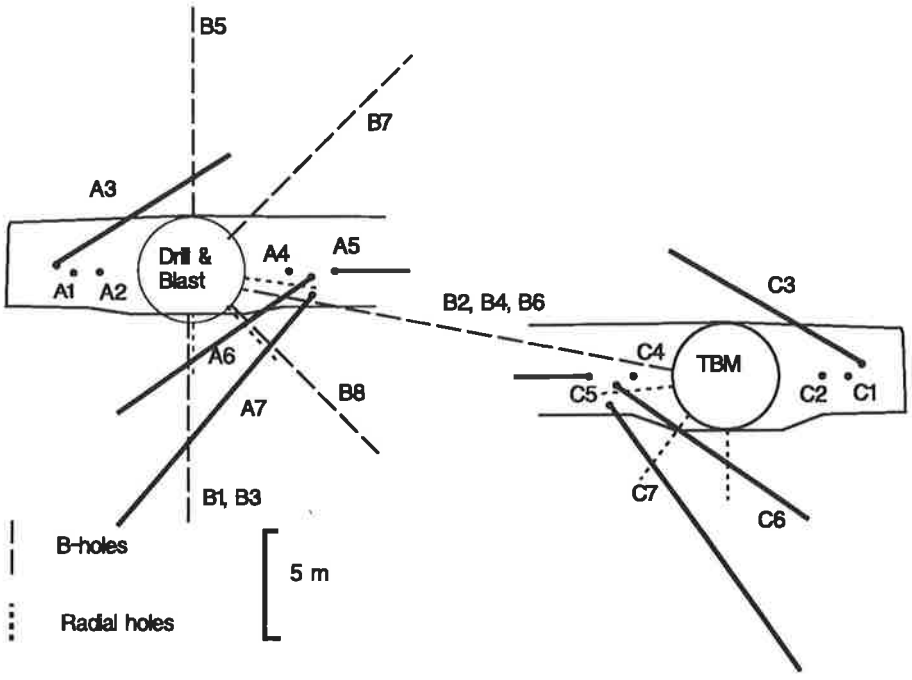


Figure 2 Vertical section showing location of boreholes in relation to test drifts.

SAMMANFATTNING

Byggande av schakt och tunnlar i ett djupförvar för använt kärnbränsle kommer att orsaka en störning på omgivande berg som kan medföra minskning av bergets stabilitet och förändrade hydrauliska egenskaper. Sådana förändringar av bergets egenskaper och utsträckningen på den störda zonen måste beaktas vid utformningen av ett djupförvar och utvärderingen av dess långsiktiga säkerhet. Dessutom påverkas mätningar och observationer som görs i tunnlar av den störda zonens egenskaper och utbredning. För att belysa dessa frågor har ANDRA, UK Nirex och SKB gemensamt organiserat ZEDEX-projektet som genomförs vid SKB:s Äspölaboratorium beläget norr om Oskarshamn.

Projektets mål är att studera den störda zonen med avseende på orsaken till förändringar i bergets egenskaper, förändringarnas storlek, störda zonens utbredning samt dess beroende av brytmetod. Projektet innefattar också test av utrustning och teknik för att kvantifiera den störda zonen. ZEDEX-projektet innefattar test av "normal" drivning medelst sprängning, försiktig sprängning och tunnelborrning.

ZEDEX genomförs i två parallella tunnlar belägna 420 m under markytan. En tunnel har borrats med TBM och en har sprängts. Båda tunnlarna har cirkulär profil och 5 m diameter. Ett antal undersökningshål har borrats dels längs med de båda tunnlarna och dels radiellt. Den störda zonens egenskaper har kvantifierats genom mätning av:

- acceleration
- bergrörelser
- seismisk hastighet
- observation av naturliga och inducerade sprickor
- temperatur
- akustisk emission från mikrosprickbildning
- bergspänningar

Dessutom har seismik och radar använts för att beskriva rumsliga förändringar i bergets egenskaper.

ZEDEX påbörjades i april 1994 med borrning av undersökningshål och mätningar i dessa. TBM-borrning genom försöksområdet genomfördes i juni. Undersökningar för den sprängda tunnel genomförs under perioden november 1994-mars 1995. Därefter följer utvärdering och slutrapportering som beräknas vara klar i början av 1996.

TBM borrning av tunnlar vid Klippens kraftstation.

(geologi, undersökningar, design och byggande av kraftstation och TBM tunnlar)

TBM drilling of tunnels at the Klippen Hydropower station.

Per Erik Söder, Vattenfall Hydropower AB, Ludvika
Anders Lundqvist, Kraftbyggarna Entreprenad, Kista
Nils-Olof Sundin, Avd för Bergteknik, Högskolan i Luleå, Luleå

BAKGRUND

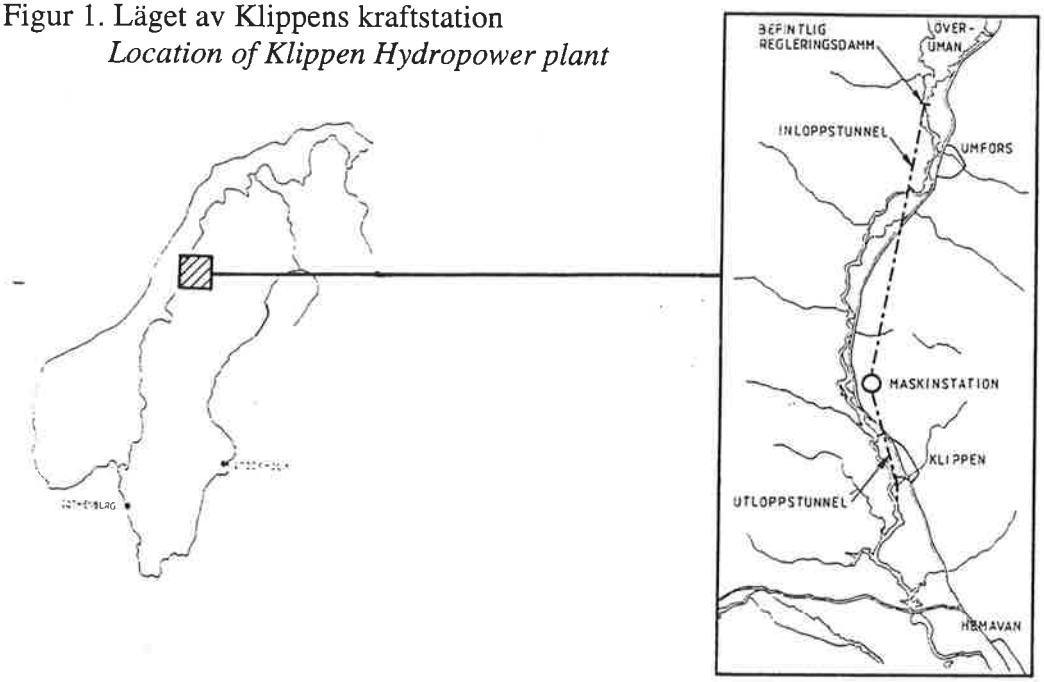
Layouter och tunneldrivningar för Klippens kraftstation har tidigare (se ref. lista) presenterats. Detta föredrag kommer att ge en mer utförlig beskrivning av borrningsarbetet i Klippen. Vidare ges en kort sammanfattning om stationens och dess data. Kraftstationsbygget pågick mellan våren 1991 och hösten 1994.

Allmänt

Klippens kraftstation är belägen i den övre delen av Umeälven. ca 30 km från den norska gränsen. Ägare är Vattenfall AB. I figur 1 ges läget av kraftstationen.

Kraftstationen är belägen omkring 560 m öh. Närmaste samhälle är Hemavan. Terrängen omkring stationen är bergig med höjdskillnader upp till 400 m.

Figur 1. Läget av Klippens kraftstation
Location of Klippen Hydropower plant



Den installerade kapacitieten än 28 MW, med en årlig produktion av 97 GWh. Kraftstationen är placerad i berg. Den sammanlagda längden av in- och utloppstunnlar är omkring 11 km . I figur 2, ges en längdsektion av tunneln från intaget till utloppet.

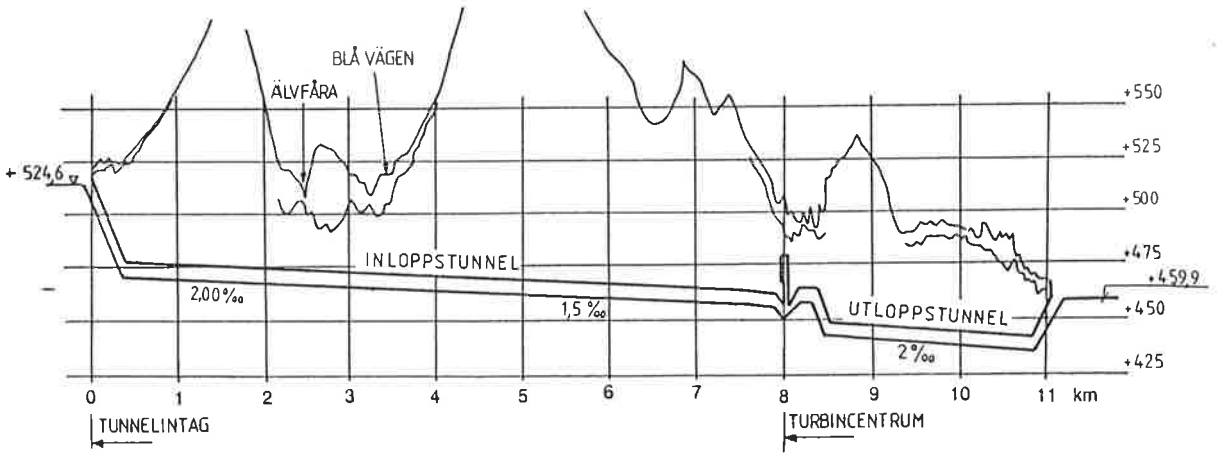
Bergförhållandena bedömdes som bra till mycket bra och bergmassan består mestadels av gnejser (omvandlad glimmerskiffer).

Vattenfall Hydropower AB var ansvariga för design och layout av kraftstationen iklusive tunnlar.

Kraftbyggarna Entreprenad AB gav ett sidoanbud att borra tunnlarna med TBM. I samråd med entreprenören förändrades layouten så att fördelarna med en slätare tunnel med mindre berguttag än en konventionellt driven tunnel kom mer till sin rätt. Förändringar av påslagspunkter, tippareor, maskinstationslayout och svallutrymmen gjordes.

Uppföljning och analys av drivningdata har utförts av Högskolan i Luleå, avd. för bergteknik, som ett SveBefo projekt.

Figur 2. Längdsektion av kraftstationen
Longitudinal section, Klippen hydropower plant



UNDERSÖKNINGAR

Undersökningar layout - geologi

Undersökningar av geologi och design parametrar i samband med valet av layout för kraftstationen bedömdes med bas i fallhöjd, placeringsmöjligheter för stationen, placering och storlekar av tunnlar.
De ovan givna parametrarna bedömdes med avseende på optimal nytta av TBM tunnlarna.
Föreslaget utfraktssystem använde endast tillfarter vid utloppet och kraftstationsområdet.
I samband med upphandling utfördes drivningsprognoser baserat på respresentivt borrkärne material, seismiska refraktionsmätningar, topografiska kartor och maskinspecifikationer.

Drivningsprognos TBM borrning

För bedömning av TBM borrningen gjordes två prognoser. En prognos gjord i Trondheim 1987 och en i Luleå 1990. Den första prognosen visade att det med en matningskraft av 200 kN i det relative hårdborrade berget ej skulle vara lönsamt med TBM borrning. Vid försöken i Luleå gjordes inträngningstest och slitagetest (CAI) vilka bla användes vid värderingen om TBM borrning skulle utföras. Testerna gav typiska värden enligt figur 3. För att bestämma inträngningen av bryrullarna per varv, multipliceras TBM:ens matningskraft med PBI. Skalan för CAI går mellan 0 till 6. Höga värden desto större slitage tex. kalksten 1.0, granit 5.0.

Under drivning utfördes bergmekaniska studier för att bestämma lämpliga bergförstärkningsmängder, respektive maskinuppföljningar.

Figur 3. Bergmekaniska prognoser av inträngningsdata och slitagevärde baserat på laboratorieförsök av typbergarter. *Forecast of indentation- and abrasiondata laboratory values on typical rock.*

PLATS	BORRHÅL	BERGART	INTRÄNGNING PBI (mm/kN)	SLITAGE CAI (1/10 mm)
UTLOPP	11	Gråsvart skiffer	0.055	2.9
MASKINSTA-TION	C3/70°	Glimmergnejs	0.039	1.8
	23/45°	Gnejs	0.035	
	22	Granitisk gnejs	0.015	
	22	Gnejs	0.040	
ÄLVKORSNING	E2/45°	Glimmergnejs	0.024	4.6
INTAG	A11	Glimmergnejs	0.037	2.8

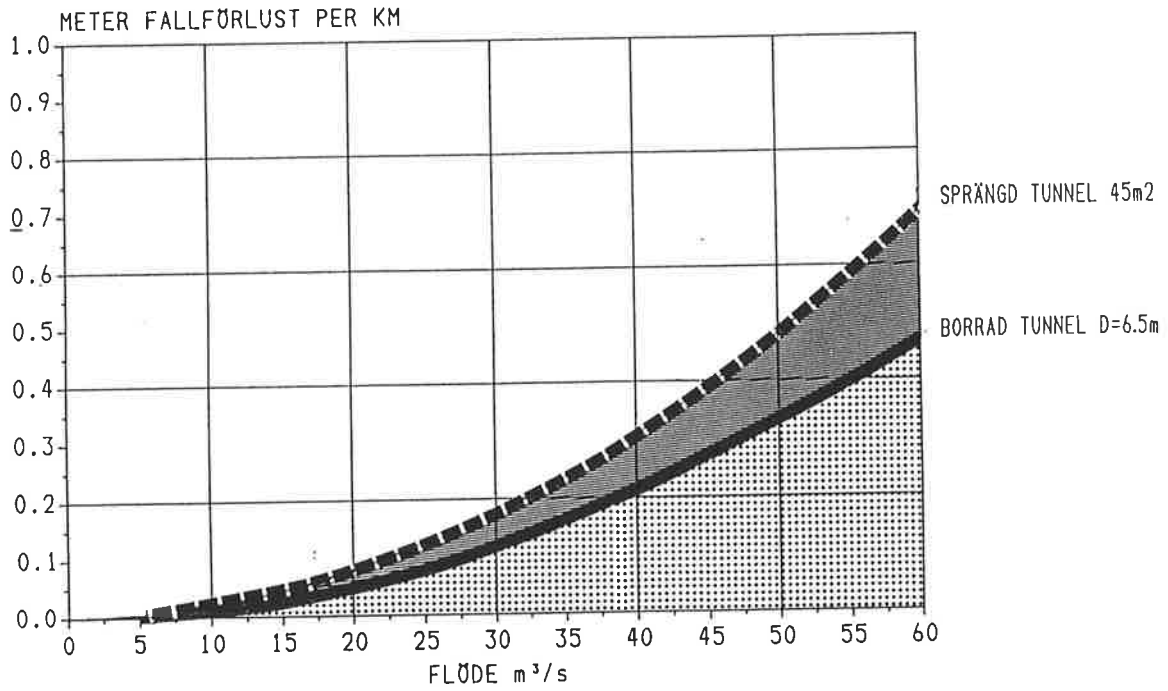
Geologi/Bergmekanik

Stor bergtäckning för delar av tunnlarna innebar att de flesta undersökningar utfördes då tunnlarna låg nära markytan. Jämnheten hos geologin i området gjorde att detta vara möjligt. Seismiska mätningar och kärnborrning utfördes i viktiga stationsdelar såsom: intaget, älvkorsningen, maskinstationsområdet och utloppet. Undersökningsresultaten visade huvudsakligen på bra berg. Jämsides med framdriften av TBM och övriga tunnelarbeten utfördes bergmekanisk kartläggning för bestämmande av permanentsäkring.

Design kriterier

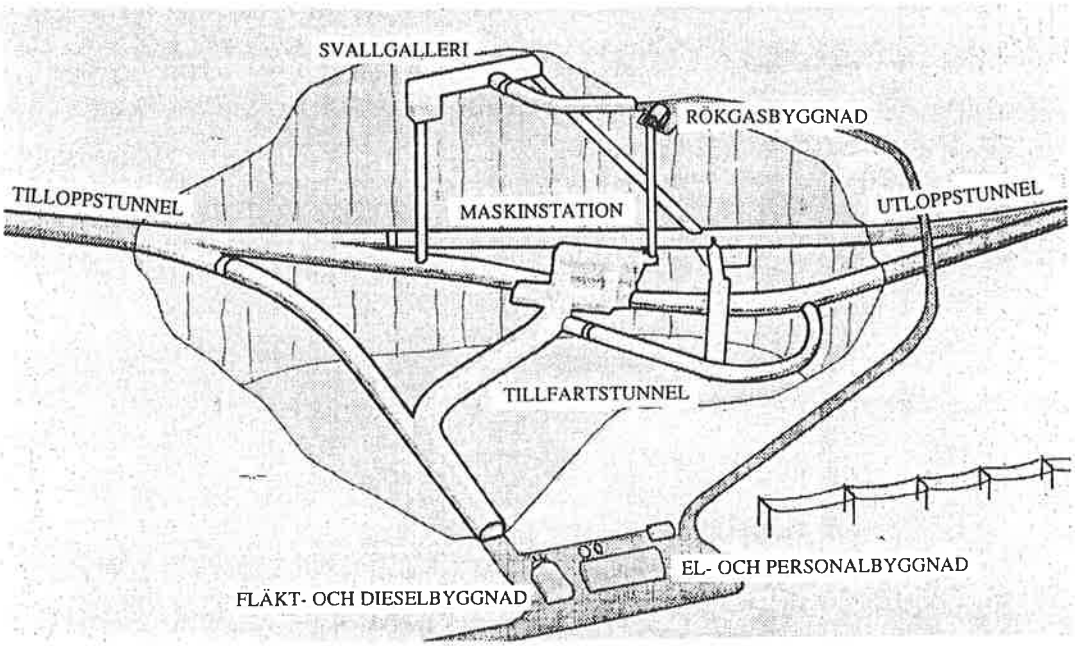
Vid den exiserande dammen byggdes intag till kraftstationen, en ca11 km lång tunnel utfördes sedan med TBM. Alternativa layouter studerades. De innefattade både nya dammar och andra tunnelplaceringar, dessa förslag förkastades pga miljöhänsyn.
Tidiga stationsförlag förutsatte konventionell tunneldrivning.
Användningen av TBM ger en slätare tunnelyta än vid borrning och sprängning. Hydrauliska och ekonomiska överväganden resulterade i att ett mindre tvärsnitt behöves för TBM alternativet. I figur 4 ges fallförlusterna för en TBM tunnel av 33m² och en spängd tunnel av 45 m² som bedömdes som likvärdiga. Rent fallförlustmässigt motsvarar er 33 m² borrad tunnel ca 50 m² borrad och sprängd tunnel.

Figur 4. Fallförluster för en TBM borrad tunnel och en borrad/sprängd tunnel med samma ekonomiska data. (tvärsnitt 33 m² och 45 m²) *Headlosses for a TBM tunnel and a drill/blast tunnel with equal economical data. (crossection 33 m² and 45 m²).*



Då design av maskinsal och angränsande tunnlar gjordes, användes en lösning som tog hänsyn till utnyttjandet av TBM borrade tunnlar. För att inte påverka maskinsals arbetena (installationsarbeten etc), drevs TBM tunneln vid sidan av maskinsalen. Se maskinstationsområdet i figur 5.

Figur 5. Layouten för stationen, förbifart för TBM vid Maskinsal respektive svalltunnlar.
Layout for the power station, bypass tunnel fot the TBM and surge tunnels.



Förbifartstunneln användes också som en del i svall utrymmena för att använda alla tunnlar optimalt. Lutningar på tunnlarna valdes med bas i modellförsök av svallsystemet. Tester av vattenvägarna gjordes i Älvkarlebylaboratoriet genom att använda hydrauliska modeller. Svallningsberäkningar och svallkapacitet testades och verifierades.

Då bergmasse förhållandena förväntades vara bra till mycket bra bestämdes att vattenvägarna skulle utföras utan betonginklädnad. Bergförstärkningar var förutsagda genom seismiska indikationer och kärnborrningar. Omkring 10 % av tunnellängden förväntades vara av sämre bergkvalité som behövde bergförstärkning. Indelningar i olika bergkvalitéer baserades främst på seismiska undersökningar.

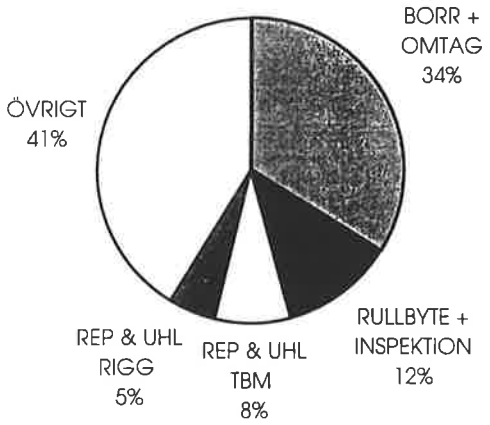
BYGGVERKSAMHET

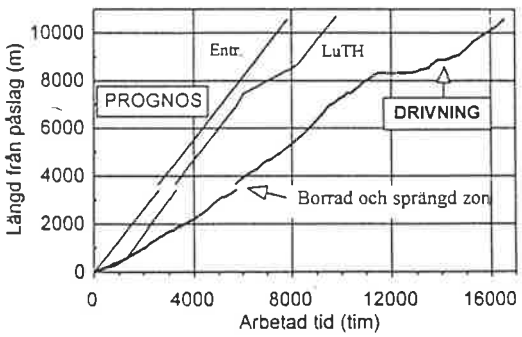
Tunnelsystemet borrades från utloppskanalen, med omtag och ny utfraktstunnel vid maskinsalen för inloppstunneln. För att i största möjliga grad undvika vatten vid stuff drevs merparten av tunnlarna i liten stigning efter ett första dyk omedelbart nära tunnelpåslaget. TBM drivningen utfördes med ett Ø6.5 m Atlas Copco/Jarva MK27. Kraftbyggarna valde nya utvecklade brytrullar som av tillverkaren bedömdes klara matningskrafter upp till 335 kN/brytrulle. Borrmaskinen utrustades med bakrigg med magasinering för utfrakt och RHS tåg. Tåget är byggt för att med hjälp av en mittskena och friktionsdrift kunna köra i lutningar, upp till 20°. Tunnellutningar upp till 6° drevs. Kurvradier var ca 350 m, här var det bakrigg som satte begränsningar. En hel del svårigheter möttes och löstes under projektetsgång. De var främst koncentrerade till bakrigg och utfraktningssystem.

Berg och drivningsprognoser

I figur 6 visas en jämförelse mellan drivningsprognosen och motvarande resultat från drivningen längs hela tunnelsträckan.

Figur 6. Jämförelse mellan drivningsprognosen och motsvarande resultat från drivningen längs hela tunnelsträckan.
Comparision between the advance forecast and actual excavation data.

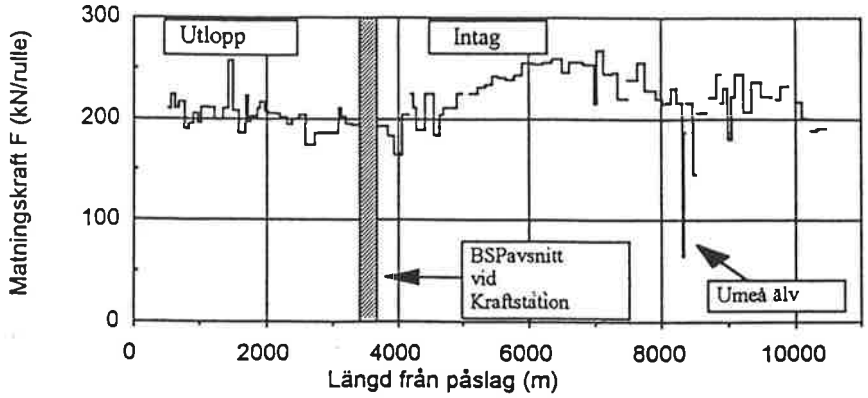




Drivningsuppföljningar

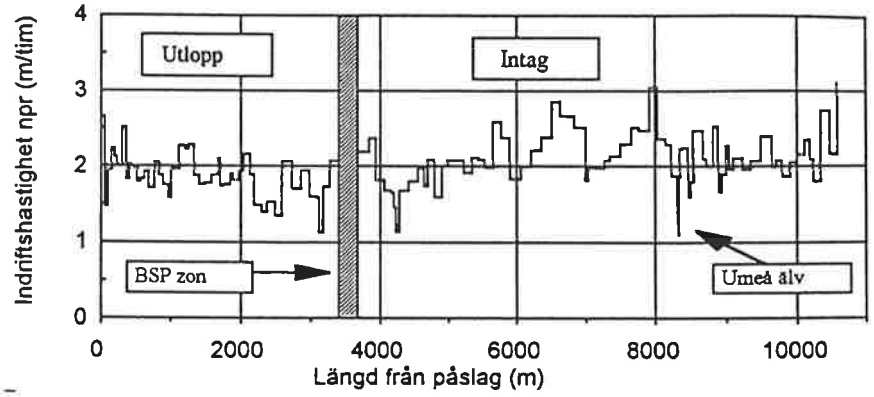
Uppföljningar av matningskraft, indriftshastighet och utnyttjandegrad för TBM gjordes dels manuellt dels med automatisk registrering. Matningskrafter som utnyttjades vid drivningen av tunneln var under de första 4000 m ca 200 kN per brytrulle, för att senare ökas till ca 250 kN. Vid borrningen under älven minskades matningskraften drastiskt. Under de sista 2000 m användes en matningskraft mellan 200 till 250 kN. Se figur 7.

Figur 7. Beräknat medelvärde per vecka för matningskraften.
Average weekly thrust.



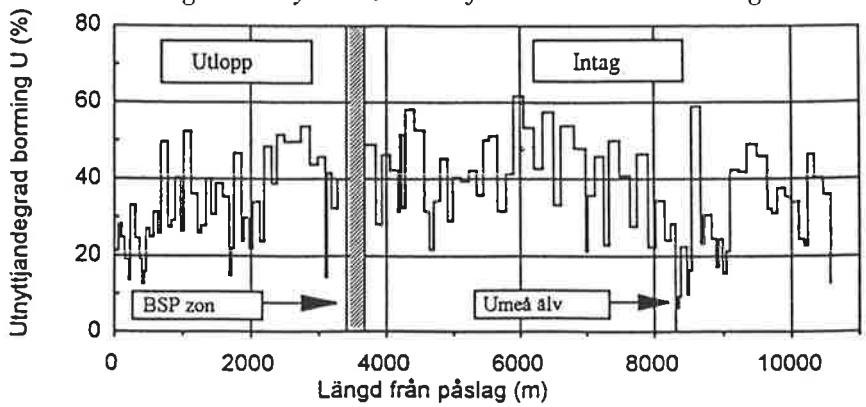
Framdriftshastigheten varierar mellan 1 till 3 m/tim längs tunnelsträckan, se figur 8. Indriftshastigheten är något högre efter 4500 m vilket delvis beror på att en högre matningskraft utnyttjades

Figur 8. Beräknat medelvärde per vecka för indriftshastigheten (npr) vid borrning
Average weekly net penetration rate (npr) during boring.

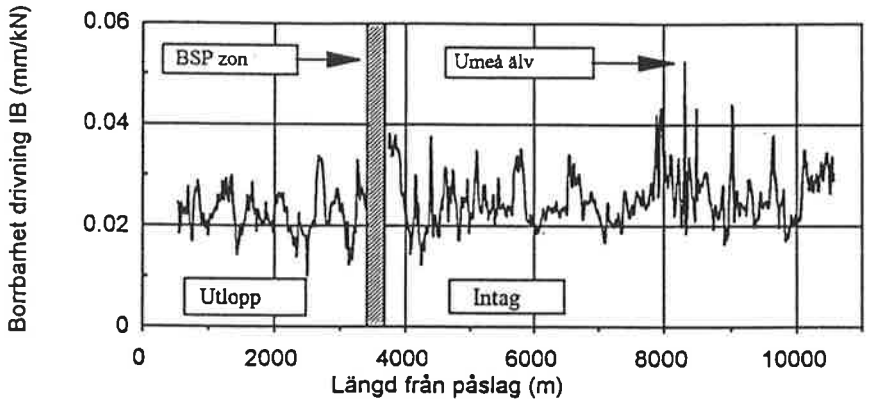


Utnyttjande graden vid borrning varierar mellan 20 till 60%, se figur 9. Vid drivningen av utloppstunnlens första 3000 m ökar successivt utnyttjandegraden för borrning från under 20% till ca 50%. Orsaken till den långa inkörningsperioden beror främst på förbättringar i det nya transportsystemet. Den låga utnyttjandegraden för tunnelavsnittet 8000-9000m beror på omfattande injekteringsarbeten. Vid drivningen av slutdelen av tunneln har utnyttjandegraden påverkats av långa transportsträckor (>5 km).
För att följa upp bergets borrbarhet har ett borrbarhetsindex längs tunnelsträckan beräknats baserat på indriftshastighet, matningskraft per brytrulle och borrhuvudets varvtal, se figur 10.

Figur 9. Beräknat medelvärde per vecka för utnyttjandegrad av TBM
Average weekly utilization of the TBM when boring.



Figur 10. Beräknad borrbarhetsindex vid drivning baserat på indriftshastighet, matningskraft per brytrulle och borrhuvudets varvtal.
Calculated boreability based on advace rate, thrustforce per cutter and cutterhead rotational speed.

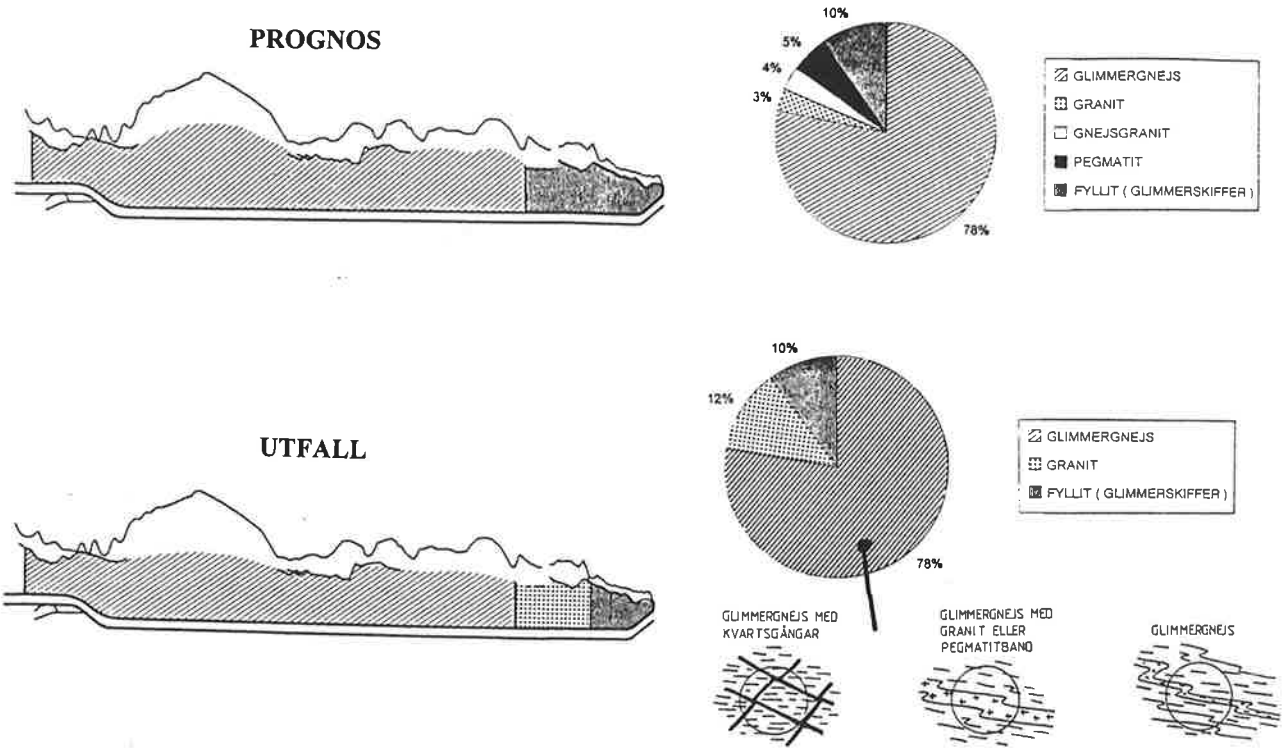


SAMMANFATTANDE SLUTSATSER

Under drivningen med TBM visar resultat av borrningen, mätningar av borrparametrar, tunnelkartering och brytrullar relativt god korrelation med förväntningarna baserade på förstudierna. Att det trots det tagit längre tid än beräknat skylls på bristande intrimmning av utfraktsystemet samt att en hög matningskraft ej kunnat hållas främst på grund av geologiska förhållanden med blandat berg i stuff som lokalt gav höga brytrullelaster, med ökat slitage som följd varför lägre last tillgreps för att reducera brytrulleförbrukningen.

Den generella förväntningsbilden över variationer i geologin visade sig dock vara relativt bra. Fördelningen av bergartstyper var mycket lika. Dock missades variationerna i mindre skala som gav upphov till de drivningstekniska svårigheterna. I figur 11 ges en bild över förväntade geologiska förhållanden och bergarter påträffade vid tunnelborrningen för utloppstunneln.

Figur 11. Bild över förväntade geologiska förhållanden och bergarter påträffade vid tunnelborrningen . Blandningen av bergarter på stuff gav lokalt reducerad indrift och stort slitage.
Picture over expected geological condition and the ones encountered during drilling. The mixed face condition gave locally reduced advance and high cutter consumption.



Baserat på karteringar i tunnlarna bestämdes bergförstärkningarna. En tidig indikation på mängder av bergförstärkning och läget för de olika zonerna fanns från seismik och kärnborrning. Cementingjutna bergbultar och sprutbetong användes som bergförstärkning. Endast ett fåtal zoner i tunnlarna förstärktes. Totalt ca 700 bultar installerades (0.064 bult/m tunnel). Det är troligt att användandet av TBM reducerat behovet av bergförstärkningar i det skiffriga berget.

Vid korsningen med Umeälv så påträffades vattenbärande zoner med relativt stort inläckage initiellt. Injektering tätade läckagen. Bergförstärkning i form av bult och sprutbetong användes i anslutning till dessa zoner.

Design

De TBM borrade tunnlarna uppvisade fallförluster i samma storleksordning som beräknat. Svallförsök isamband med igångsättningen av stationen visade bra överenstämmelse med både beräkningar och modellförsöken i Älvkarleby.

TBM-borrningen

TBM borrningen har relativt sett fungerat bra. Svårigheter med att upprätthålla hög tillgängligheten på de ingående systemen TBM, bakrigg och utfrakt samtidigt förelåg dock.

Tillgänglighet av TBM för drivning beror av de ingående systemens totala tillgänglighet. T.ex. hade TBM en tillgänglighet av 80% inkl. brytrullebyte, bakrigg av 90% osv... vilket innebar att tid tillgängligt för borrning var 34% då samtliga system och påverkan av yttre förhållanden tagits med. Jämförelser mellan prognoser och drivningshastighet visar att drivningsresultaten dessutom ej uppnådde förväntade värden. Två faktorer bedöms påverka detta i störst grad. Dels är lasten per brytrulle, ca 50 kN lägre last än förväntat, och dels var tillgängligheten hos utfraktsenheterna lägre. Enbart en ökning av matningskraften skulle teoretiskt kunna innebära att indriftshastigheterna ökar till 3.18 m/h istället för 1.99 m/h. (prognosen var baserad på 3.17 m/h). Bland några detaljer som förbättrades under projektet som också resulterat i högre tillgänglighet är

Brytrullar - sadelkonstruktion-materialval
Loken - styr och reglersystem/hydraulmotorer/boggies/drivenhet för friktionsdrift
Räls, infästningar och mittskena
Logistik - reparation av flera system samtidigt för att öka tillgängligheten
Logistik - skiftbyten etc...

Som ett exempel kan nämnas
Brytrullarna - i utloppstunneln var sadel konstruktionen ej bra. Den medförde onödigt många axelbrott. Förändring utfördes inför borrningen av inloppstunneln, och problemen minskade.

Klippens utrustning hade viss tid bra tillgänglighet, sådan veckor var indrifterna i storleksordningen 130-140 upp till 200 m/vecka. Genomsnittlig indrift var för samtliga tunneldelar 305 m/månad.

Referenser

I SveBefo rapport, förf. Nils-Olof Sundin, Anders Lundqvist, Fullborrning av Klippentunneln i Lappland, ges en mer ingående analys av uppföljningen av drivnings data.
Andra avrapporteringar av Klippens projektet har skett vid:

Luciamöte 1992 - Atlas Copco
Water Power & Dam Construction 1992
Tunnels & Tunneling dec 1992
Tunnels & Tunneling dec1993
Bergsprängningskonferens 1994
Luciamöte 1994 - Atlas Copco

SUMMARY

TBM drilling showed rather good correlation with the expectation based on geological prediction and boring parameter tests perfomed on drillcores. Average advance was 305 m/month. It took longer time than expeceted mainly due to difficulites in the haulage system and the fact that as high cutterforce as predicted could not be applied to cutters. The mixed face conditions with locally overloading of the 300 kN discs and cutters was the reason.. Lower load was thus applied in order to reduce cutter wear, with negative influence on the advance rate.

The general expection on the geology showed good correspondence to the forecast, what was missed was the variations in the local scale with bands of quartz, granite and pegmaitie abundantly occuring within the gneissic rock mass.

Cement grouted rockbolts and shotcrete were utilized as rock support. Only few zones were intersected by the tunnels and supporte. Totally abt. 700 bollts were installed (0.064 bolt/m tunnel). It may be plausible that the smooth TBM tunnel at least to some degree reduced the requirements for rock support in the schistosisty gneissic rock mass.

TBM-BORRNING I ÄSPÖ - ENTREPRENADMÄSSIGA OCH BERGMEKANISKA ERFARENHETER.

TBM-boring at Äspö - Experience from the Contractor's and Rock mechanical aspects

Pär Olsson, Skanska Stockholm AB
Gunnar Nord, Robbins Europe AB
Ernt Büchi, Geotest AG, Schweiz

Inledning.

Under sommaren 94 utfördes en 420 m lång TBM tunnel vid Äspölaboratoriet. Arbetet utfördes, med ett lyckat resultat, av Skanska på uppdrag av SKB.

Ursprungligen planerade SKB att utföra alla tunnelarbeten vid Äspölaboratoriet med konventionell sprängteknik. Utvecklingen av tunnelborrningsteknik under senare år har visat att TBM-tekniken kan vara den dominerande tekniken vid en framtida utbyggnad av ett djupförvaret. SKB beslutade därför att pröva TBM-teknik vid de avslutande tunnelarbetena vid Äspölaboratoriet.

Att genomföra en TBM-tunnel vid Äspölaboratoriet ansågs vara en mycket riskfylld aktivitet.
I samband med anbudsgivningen och den senare beredningen av arbetet genomförde därför Skanska en riskbedömning som i första hand omfattade geologiska och bergtekniska riskområden. Vid denna tidpunkt fanns erfarenhet från utförandet av den första delen av Äspötunneln vilket var mycket värdefullt.

Avsikten är att här kortfattat diskutera några riskområden samt visa hur genomförandet anpassades till dessa.

Detta föredrag redovisar även resultat från penetrationstest och från ett försök med att variera cutteravståndet på maskinen som genomfördes i samband med projektet.

Förutsättningar för TBM-tunnel enligt förfrågningsunderlag.

I förfrågningsunderlaget lämnades följande huvudsakliga förutsättningar för TBM-aktiviteten.

- tunneldiameter min 4.5 m
- cirkulär layout med radien 150 m,
- start vid tunnelsektion 2/600 m, nivå -340 m och slut vid nivå -450 m

- montering av TBM under mark
- granitisk bergrund, tryckhållfasthet 150–250 MPa,
- litet riskavstånd till zonen NE–1
- kraftigt vattenförande N–S strukturer
- ca 2000 l/min inflöde på första 2600 m tunnel
- hydrostatiskt vattentryck några meter från tunnel.

Baserat på dessa förutsättningar bedömdes en rad fråge–ställningar som särskilt kritiska;

- layout, möjlighet att hålla 150 m kurvradie ?
- avstånd zonen NE–1 ?
- vatteninflöden vid tunnelfront, sondering, injektering ?
- smällberg ?
- bergförstärkning ?
- säkerställande av dränagesystem i hela tunneln ?
- utnyttjandegrad ?
- indrift ?

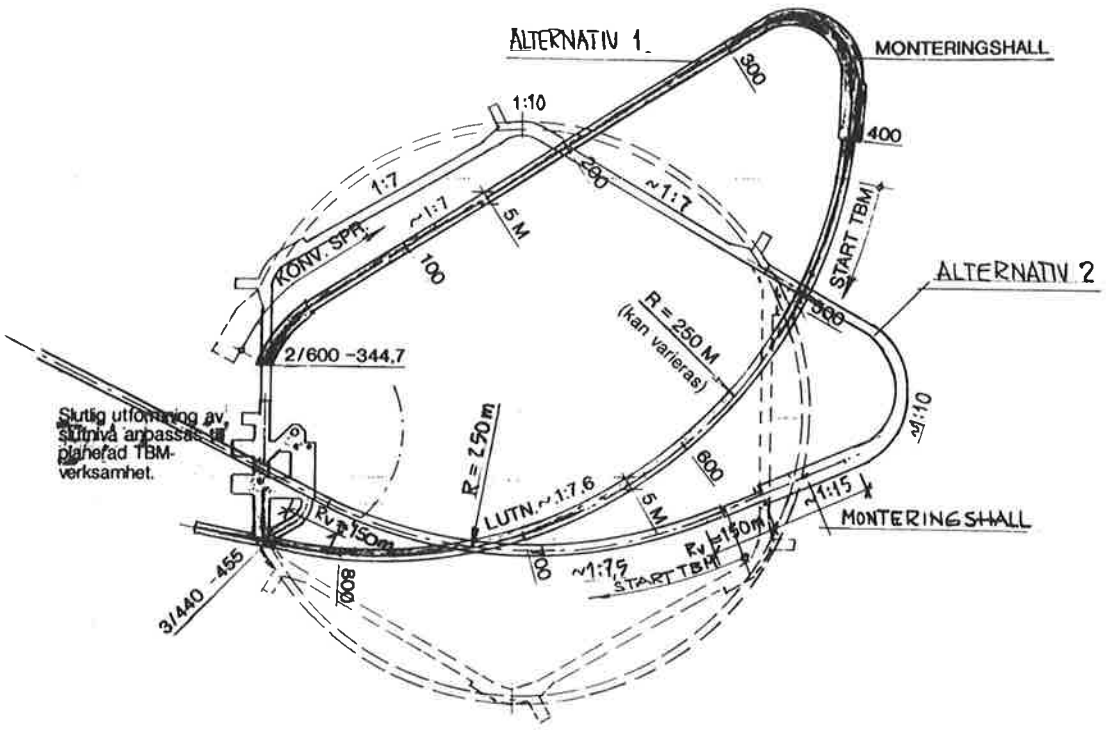
Möjligheten att hantera dessa frågeställningar skulle få avgörande betydelse på såväl genomförande av tunnelarbetet som på design av TBM. För projektet valdes en ny Atlas Copco Jarva MK 15 med bakrigg levererad av Fosdalen.

Hantering av identifierade riskområden

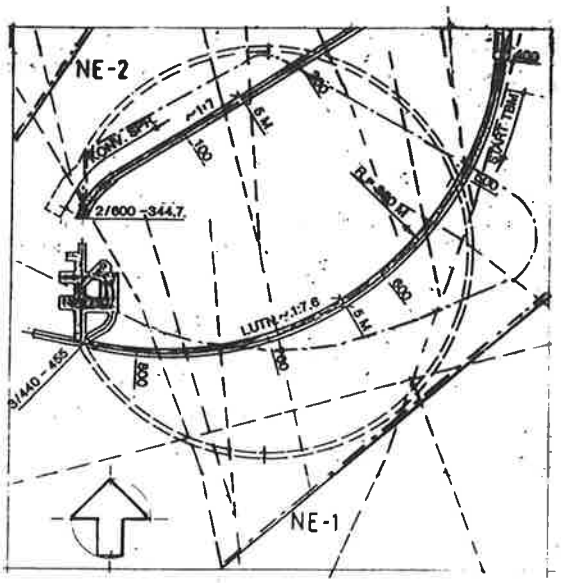
Layout

Den i förfrågan föreslagna layouten bedömdes av Skanska som mycket riskfylld. Erfarenheterna av att driva TBM i kurva med radien 150 m samt i detta fall även i 13–14 % lutning saknas praktiskt taget idag. Konsekvenserna av att ej kunna hålla 150 m kurvradie skulle medföra risk för omedelbar kontakt med den kraftigt vatten–förande zonen NE–1. Denna zon passerades vid den konventionella tunneldrivningen och medförde då mycket omfattande tätningsarbeten.

Den cirkulära layouten innebar också att tunneln under en längre sträcka skulle vara orienterad i de närmaste parallellt med vattenförande N–S strukturer med följd att stora tätningsinsatser kunde bli nödvändiga på längre tunnelsträckor.



Figur 1A. Alternativa layoutförslag lämnade av Skanska under anbudsskedet.

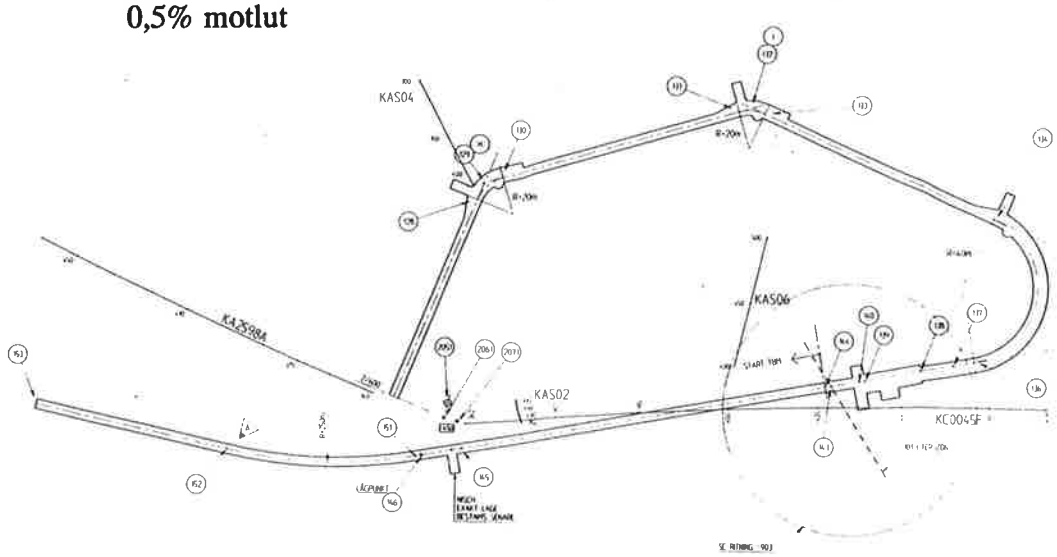


Figur 1B. Geologisk struktur inom området för TBM–tunnel

I figur 1A visas några av de layoutförslag som lämnades av Skanska. I figuren visas även den ursprungliga, cirkulära, layouten. Figur 1B visar den geologiska strukturen inom området.

Den layout som avslutningsvis valdes visas i figur 2 och bedömdes som gynnsam ur bl.a följande aspekter;

- säkerhetsavståndet till NE–1 ökades till ca 50 m
- minsta kurvradie ökades till 250 m
- vattenförande N–S strukturer korsas vinkelrätt
- oförändrade förutsättningar för forskningsprogram.
- den konventionella sprängningen av ca 500 m tunnel samt montagehall erbjöd tid för design och leverans av en ny TBM
- första 200 m av tunnel i 13% nedlut, sista 200 m svagt uppför, 0,5% motlut



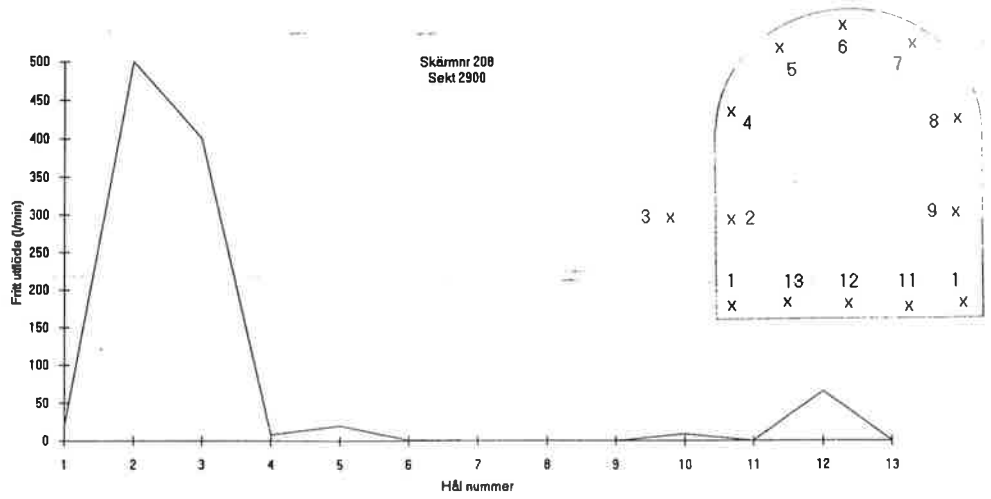
Figur 2. Slutlig layout för TBM–tunnel.

Den slutliga layouten visade sig vid genomförandet vara väl motiverad. Problem uppstod inledningsvis med att hålla 250 m kurvradie. I den första delen av kurvan var medelradien ca 470 m för att i senare delen av kurvan vara ca 230 m.

Orsaken till styrproblemen är svårt att entydigt förklara.
Mekaniska bister med för lågt ställda grippertryck kan vara en viktig orsak.
Det är dock tveksamt om detta ensamt har varit orsaken. Sannorlikt har även faktorer som inkörning och samspel mellan operatör–laserstråle och utsättare–laserstråle haft en avgörande betydelse. Förhållandena för styrningen måste också anses som generellt svåra då TBM och bakrigg samtidigt befunnit sig i både vertikal– och horisontalkurva.

Sondering och injektering

Erfarenheter från den konventionella tunneldrivningen visade att stora vattenflöden kunde förekomma lokalt och därför vara svåra att identifiera. I figur 3 redovisas resulatet från borrningen av en injekteringsskärm i den konventionella tunneln. Där framgår att 11 av 13 hål är helt torra eller ger mycket små mängder vatten medan två hål ger vardera ca 500 l/min.



Figur 3. Uppmätt inläckning ur injekteringshål vid injektering i konventionell tunnel.

För sonderings- och injekteringsborrning vid TBM-drivning hade två st COP 1238 borrmaskiner monterats bakom borrhuvudet. Dessa maskiner kunde borra en skärm runt tunneln samt även rakt fram genom borrhuvudet i åtta förbestämda positioner.

Det sonderings- och injekteringsprogram som upprättades innebar att kontinuerlig försondering med minst 4 hål skulle genomföras. Om något enskilt hål gav en inläckning på > 5 l/min eller att den totala inläckningen från fyra hål översteg 10 l/min skulle ytterligare fyra hål borras varefter injektering skulle genomföras. Efter injektering av större vattenflöden än >50 l/min skulle kontrollhål borras.

För en tänkbar katastrofhändelse då TBM´en borrat in i en större vattenförande spricka fanns även en poluretanbaserad injekteringsmetodik förberedd på arbetsplatsen.

Den upprättade filosofin för sondering och injektering fungerade mycket bra vid tunneldrivningen.

Innan tunneldrivningen borrades ett 200 m långt härnborrhål i centrum av den blivande tunneln. Information från detta hål var värdefull och utnyttjades som kompletterande uppgifer till övrig sondering.

Sonderings- och injekteringshål placerades normalt bakom borrhuvudet. Stora vattenflöden bedömdes vara enklare att hantera bakom borrhuvudet samtidigt som det ur borrningssynpunkt var gynnsamt. Lyckade försök gjordes också med att borra sonderingshål genom borrhuvudet.

Enskilda vattenflöden på upp till 120 l/min uppmättes vid sonderings- och injekteringsarbetet.

Total injekterades 229 m, eller ca 56% av TBM-tunnelns längd. 15 injekteringar genomfördes, varav 3 ominjekteringar.

Sonderings- och injekteringsarbetet genomfördes vanligtvis nattetid eller i samband med större driftstopp, vilket medförde att överlappet mellan sonderingar och injekteringar var stort. Den sammanlagda längden av injekteringskamrarna (ej ominjekteringar) uppgick till 322 m.

Det tätningsresultat som uppnåddes motsvarar väl de generella krav som finns för anläggningen. Med tanke på att tunnelns första del drevs i medlutning och att därigenom allt inläckande vatten inner till stuff kunde tätningsambitionen ur drivningssynpunkt varit högre.

Injekteringen genomfördes med cementbaserade injekteringblandningar med en mindre tillsats av accelerator (Natriumklorid) än planerat. Injekteringsutrustningen var placerad ca 70 m bakom stuff vilket fick till följd att blandningar med större tillsats av accelerator fastnade i slangarna på väg fram till stuffen. Temperaturen var upp mot 40 C vid delar av bakriggen vilket ytterligare förkortade injekteringsblandningarnas brinntid.

Smällberg

TBM-tunneln genomfördes ca 400-450 m under markytan. För att bedöma sannorlikheten för smällberg fanns underlag från laboratorieprovning av bergarter samt en rad genomförda bergspänningsmätningar inom området.

En analys visade att smällberg av mindre intensitet kunde uppstå i diorit och Smålands granit på nivån 400 till 500 m djup.

I samband med utförandet av den konventionella tunneln hade ej smällberg observerats.

Den bedömt låga sannorlikheten för smällberg gjorde att inga särskilda åtgärder genomfördes för att möta smällbergsproblem.

I samband med TBM-drivningen gjordes inga observationer av smällberg.

Bergförstärkning, bultning och sprutbetong.

I samband med den konventionella tunneldrivningen genomfördes kontinuerligt en bergklassificering. Berget var generellt av mycket god kvalitet med undantag för vissa zoner. I storleks-ordningen 90-95 % av berget klassificerades som bättre än "Fair" med en tonvikt på "Good".

Utefter den konventionella tunneln utfördes i princip ingen driftsförstärkning av berget. Selektiv bultning utfördes lokalt vid t.ex spännviddsökningar för lastnischer samt vid markerade zoner där berget uppvisade en blockighet. Sprutbetong hade endast utförts som permanentförstärkning i anslutning till markerade zoner.

Sannorlikheten för en omfattande driftsförstärkning i samband med TBM-drivningen bedömdes som mycket liten. Inga särskilda förberedelser gjordes därför på TBM och bakrigg för förstärkningsarbeten.

TBM-driften genomfördes utan någon form av driftsförstärkning.

Dränagesystem

Risken för ett större pumphaveri bedömdes som uppenbar samtidigt som konse-kvenserna av ett avbrott, med dränkt TBM som följd, skulle vara förödande.

Ett fungerande pumpsystem bedömdes som mycket viktigt för projektets genom-förande.

För att säkerställa elmatning till pumpsystemet i tunneln gjordes en särskild över-enskommelse med OKG om en prioriterad reservmatning vid ett utslag av den normala elmatningen. Som tidigare nämnts var det totala inläckaget till tunneln redan innan starten av TBM driften ca 2000 liter/min.

I tunneln etablerades dubbla pumpsystem, dels för att klara tillfälligt stora inflöden till tunneln, dels för att ha ett reservsystem vid normal inläckning. Systemen dimensionerades totalt för ett inflöde på maximalt 4000 l/min.

Driften av dessa system visade sig vara svår att upprätthålla beroende på det stora slaminnehållet i dränagevattenet från tunneln samt tekniska problem pga en felaktig motorventil samt utformningen av pumparnas kylning.

Problem med dränagesystemets tillförlitlighet förekom under hela tunneldrivningen. Vid ett tllfälle uppstod en akut situation då delar av bakriggen stod under vatten. Inga skador uppstod dock vid detta tillfälle.

Indrift

Med hälp av NGI´s föreslagna metoder, leverantörens uppgifter samt ett konservativt synsätt gjordes en bedömning av maskinens nettoindrift vid ostörd borrning. En förväntat hård bergart med liten sprickfrekvens gav en bedömd nettoindrift på ca 2 m/tim.

Resultatet av tunneldrivningen visar att en nettoindrift på ca 1.36 m/tim uppnåddes. .

Indriften kommer också att behandlas i den bergmekaniska delen av detta föredrag.

Det avgörande skälet till den låga indriften förklaras med cutterproblem samt till viss del psykologiska faktorer. Redan efter ca 30 m borrning inträffade ett större cutter-haveri med blockeringar på ca 10 cuttrar som måste bytas. Ytterligare cutterhaverier inträffade på den inledande delen av tunneln utan att maskinens fulla kapacitet utnyttjades.

Cutterproblemet skapade en stor osäkerhet hos TBM-operatören som även under den senare delen av projektet, när rätt typ av cuttrar användes, strävade efter viss åter-hållsamhet till att utnyttja maskinens fulla kapacitet.

Utnyttjandegrad

Vid beredningen av arbetet gjordes en bedömning av vilken utnyttjandegrad som kunde förväntas för borrningen.

Hänsyn togs då särskilt till att projektet som helhet endast bestod av ett uppstart-skede, tunnelns lutning, de omfattande tätningsarbeten som kunde bli aktuella samt att en enkel utlastningslösning valts.

Utlastningen genomfördes med en hjullastare som bar massorna upp till ett omlast-ningsutrymme vid TBM-tunneln start. Utlastningen hade en begränsad kapacitet och skulle vid stora indrifter och längre bärsträcka orsaka betydande väntetider. Projektets omfattning motiverade dock ej en satsning på ett ulastningssystem med en större kapacitet.

Definitionen av begreppet utnyttjandegrad varierar mellan olika projekt och därmed också möjligheten att jämföra projekt med varandra. För Äspöprojektet bedömdes en utnytttjandegrad på 30 % vara möjlig att uppnå. Bedömningen var konservativ och förutsatte en normalskiftgång på 72 tim/vecka.
Inget serviceskift bedömdes vara nödvändigt.

Tunneldrivningen kom att drabbas av omfattande störningar orsakade av tekniska fel på TBM och bakrigg, i första hand elektriska och mekaniska fel, samt en stor cutter-förbrukning mht den korta tunnellängden. Den största enskilda felkällan var den frekvensomvandlare, VSD, som maskinen utrustats med.

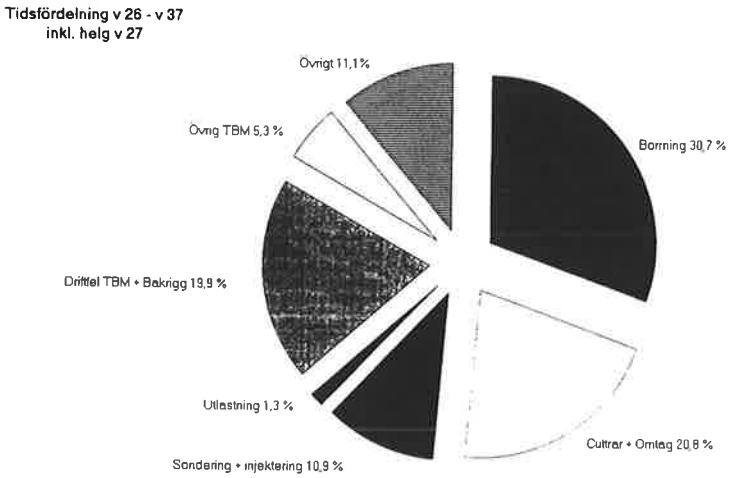
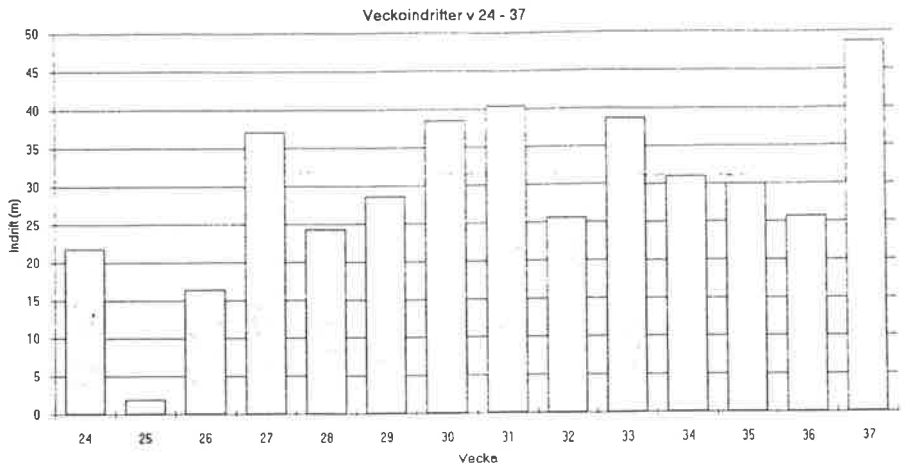


Bild 4. Uppnådd utnyttjandegrad, beäknat på 72 tim/vecka.

Förväntade störningar från sonderings- och injekterings- arbeten förekom i liten utsräckning. Redan i ett tidigt skede etablerades ett nattligt serviceskift för sonderings- och injekteringsborrning samt cutterbyten.
Injekteringsarbetet utfördes även till viss del samtidigt med pågående tunnelborrning.

Den låga nettoindriften under projektet innebar att väntetid pga utlastningen endast inträffade under borrningens sista två veckor.

För projektet uppnåddes en utnyttjandegrad på ca 30 % om tiden för nattskiftet ej inräknas.
Överensstämmelsen med prognosen stämmer vad gäller storleken på utnyttjandegraden, medan intäffade störningar visar stor avvikelse från prognos.



Figur 5. Veckoindrifter.

I figur 5 visas uppnådda veckoindrifter under projektet. Veckoindrifterna är ca 10 m lägre än förväntat beroende på att nettoindriften endast uppgick till 1.36 m/tim, mot förväntat ca 2 m/tim.

Diskussion

Riskanalysen som genomfördes i samband med TBM-aktiviteten vid Äspö-laboratoriet grundades på allmän bergteknisk erfarenhet. Inom det bergtekniska området finns idag omfattande och väl väl dokumenterad erfarenhet. För Äspö-projektet gäller också att projektets inrikting gör att det geologiska underlaget för bedömningar av särskilt hög kvalitet. Det är därför inte anmärkningsvärt att de bergtekniska bedömningarna avseende t.ex smällberg, bergförstärkning och tätning visar god överenstämmelse med erfarenheterna från utförandet av TBM-tunneln.

De områden som orsakade de största problemen vid genomförandet kan nästan uteslutande hänvisas till bristande tillförlitlighet i tekniska system (elektriska och mekaniska).

För att i framtiden kunna göra genomarbetade riskanalyser för dessa system krävs ett mer omfattande underlag och andra erfarenheter än vad som finns tillgängligt idag. Detta gäller särskilt för moderna analysmetoder som till stor del baseras på statistiska samband.

Många av de komplicerade tekniska system som alltmer utnyttjas i samband med bergarbeten utnyttjas idag inom andra applicationer och industrigrenar. För att öka erfarenheterna från dessa system finns därför orsak att söka information från andra branscher.

En förutsättning är att det i projekten etableras erfoderlig kompetens inom teknikområden som tidigare ej varit direkt förknippade med tunnel- och undermarksbyggande.

BERGMEKANISKA ASPEKTER

De bergmekaniska aspekter som skall behandlas är knutna till sönderbrytning av berget.

Det bergmaterial som man erhåller vid tunneldrivning med TBM betraktas i allmänhet som mindre användbart i för byggnation. Orsakerna till detta är en hög andel finmaterial samt materialets ogynnsamma kornform. Det förligger alltså en önskan att kunna prducera ett mera användbart sten–material för betongproduktion och väg–byggnad.

Att uppnå en bättre penetration per varv med cutterhuvudet är ett ständigt återkommande önskemål.

Det är därför naturligt att pröva möjligheterna att kunna möta dessa två önskemål. Äspö är en arbetsplats där man har mycket väl dokumenterat berget. Vidare är tunnelbygget en laboration i stor skala med andra ord en utmärkt miljö för tester av TBM teknikens möjligheter.

Avståndet mellan cutters är ständigt föremål för diskussion. Vad har det för effekt på penetration, cutterförbrukning och kornstorlek hos det lossbrutna berget? Beslut togs därför redan under byggnation av TBM att förbereda cutterhuvudet med extra cuttersadlar för att kunna testa maskinen med variabelt cutteravstånd.

Genomförande av försök med variabelt cutteravstånd.

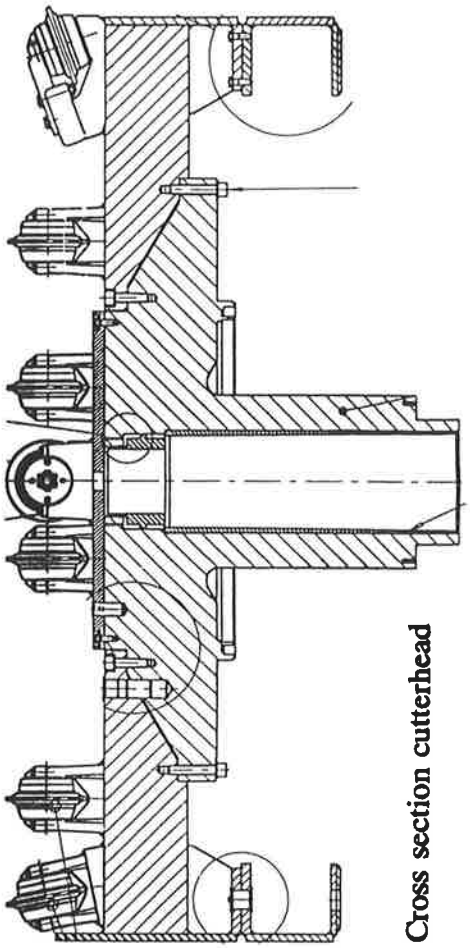
De cuttrar som är av intresse för studieum av variabelt cutteravstånd befinner sig i den centrala delen av cutterhuvudet. Den delen utgör cirka 70% av cutterhuvudet. I partiet närmast centrum går det inte av utrymmesskäl att laborera med cutteravstånden så i realitetn återstår 60%. Benämner man avståndet mellan cutters i normalt utförandet 100% så ger detta ingrepp möjlighet att prova avstånden 150% och 200%, och det betyder i absoluta mått 86 mm, 129 mm och 172 mm respektive.

I korthet skall redogöras för hur cutterhuvudet ser ut på en standard Mk15 som användes i Äspö. Cutterhuvudet är helt plant. Det har en central del samt 4 ekrar allt i massivt stål som framgår av figur 1. Huvudet är normalt utrustad med 34 cuttrar med diameter av 17 tum (432 mm) som är fästade vid huvudet med s.k. sadlar. Utplaceringen av sadlarna kräver stor noggranhet för att få en god balans hos huvudet.

Man indelar cuttrarna i tre grupper
- center cutters totalt 4 st
- front cutters totalt 22 st
- perifericutters totalt 8 st

Perifericuttrarnas axlar ges en succesiv ökad vinkel i förhållande till borrhuvudets plan för att ge en rundad övergång mellan tunnelfront och vägg.

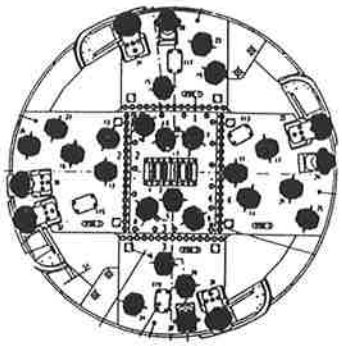
Mera i detalj hur cutteruppsättningen var vid försöken framgår av tabell 1 nedan. Hur det i praktiken kom att gestalta sig framgår av figur 2a, 2b och 2c nedan.



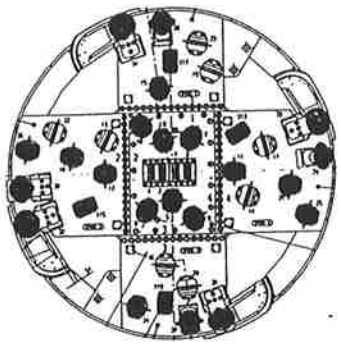
Figur 1. Tvärsektion Cutterhuvud

Version	Antal cuttrar		Antal cuttrar med ökad spacing	Tunnel yta borrad med ökad spacing	
	total	front(endast)			
A 100%	34	22	0	0	0
B 150%	30	18	9	9.94	62.5
C1 200%	32	20	3	2.39	15.0
C2 200%	28	16	7	9.34	59.0

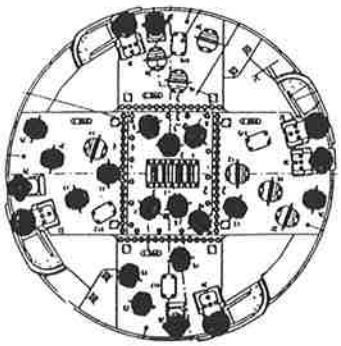
Tabell 1. Tekniska aspekter på de tre olika versionerna
Technical aspects of the three versions



Figur 2a
standard spacing
100% = 86 mm



Figur 2b
ökad spacing
150% = 129 mm



Figur 2c
dubbel spacing
200% = 172mm

Genomförande av testprogrammet

Under testerna med de olika cutteravstånden genomfördes en uppföljning av ett antal relevanta parametrar och de framgår av tabell 2 nedan.

TBM data
* tryck kaft (bar)
* strömstyrka cutterhuvudmotor
* varvtal cutterhuvud
* tid för borrning av ett slag
* vibrationsmätning av TBM

Cutter data för varje position
* cutter ring tremperatur
* cutter hub temperatur
* cutter ring bredd vid bergkontakt

Tunnel face data
* språrdjup i tunnelfront mätt parallellt och tvärs skiffrighet
* kartering tunnelväggar (gjordes senare)

Testerna genomfördes under Augusti 1994.

Med 150% avstånd borrade man 9.5 meter och med 200% avstånd borrade man 4.5 meter.

Test resultat

Viktigt för trovärdigheten hos testresultaten är att testbetingelserna är desamma. Maskin–parametrarna har man mycket god kontroll över medan bergförhållandena kan vara högst variabla. Efterföljande kartering som har utförts av SKB visar mycket små variationer i bergförhållandena. Bergarten är densamma och sprickavstånden för att de genomgående sprickorna överstiger nästan undantagslöst 1 m. Antalet totalt registrerade sprickor över en 50 meters sträcka är cirka 60 stycken. Sprickkartering över aktuellt ansnitt framgår av figur 3 härintill. De bergmekansika avvikelserna mellan testplatserna anses så små att de inte kan beaktas.

Indriften av borrhuvudet för varje varv är ett mått på maskinens avverkningsförmåga i de aktuella bergförhållandena. Ju större last man lägger på cuttrarna desto större blir indriften. Ett antal s.k. indriftskurvor har konstruerats på basis av testresultaten.

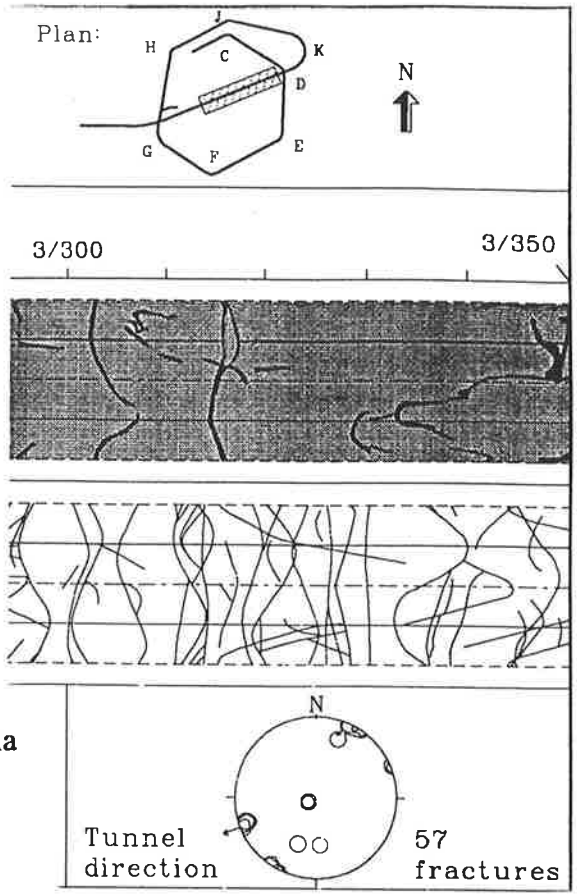


Fig. 3. Bergkartering SKB
Mapping rockconditions SKB

Försök med de studerade cutteravstånden har inlagts i samma diagram i figur 4 nedan. Som framgår av figuren har cutterlasten varierats mellan 80 kN och 210 kN per cutter. Indriften har angivits i meter/timme eftersom det föreligger en liten variation i varvtal, (8,54 – 8,87 RPM). Ansättes varvtalet 8.66 varv/minut, vilket gällde för prov med cutteravstånd 200% så erhåller man de penetrationer mm/varv som angivits på den undre skalan.

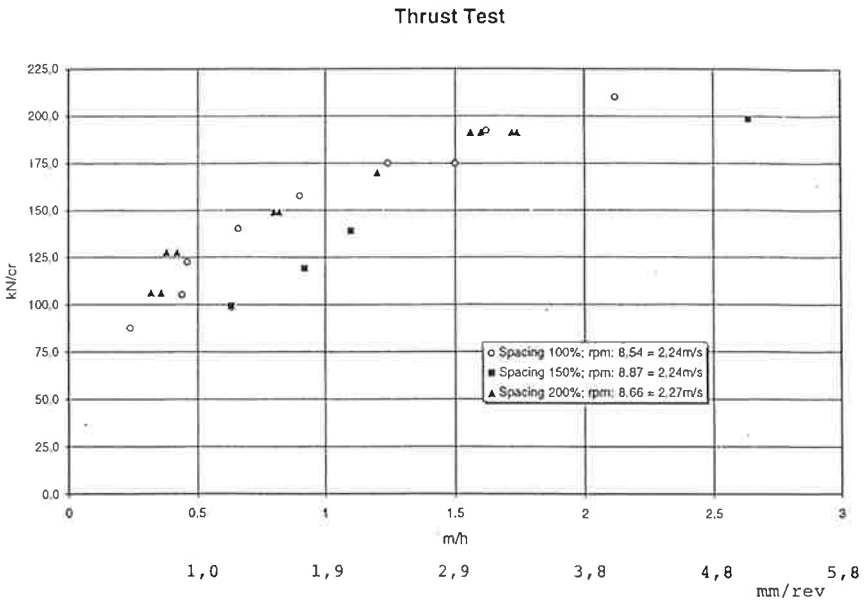


Fig. 4.
Jämförelse av matningskraft tester med olika cutter spacing, men lika rpm på cutterhuvud.

Comparison of thrust tests with different cutter spacings but similar rpm of the cutterhead.

Någon entydig slutsats om att cutteravståndet inom aktuellt spann skulle ha någon inverkan på indriften kan inte styrkas. Det klart högre indriften vid 150% spacing kan inte förklaras av det högre varvtalet (4%).

Den enda rimliga förklaringen är variation i bergförhållandena, men en sådan variation kan inte avläsas ur karteringen. Enskilda större sprickor kan ge denna effekt när mätsträckorna ej är större än 5–10 meter.

Det är kan konstateras att penetrationen är 4mm per varv redan vid cutterlasten 210 kN. Det brukar normalt inte uppnås i granitiskt osprucket berg med en enaxlig tryckhållfasthet i storlekshordningen 240 MPa, förrän vid nivån 240 kN. Skillnaden kan synas liten men bästa extrapolering ger en indrift som är cirka 30% större eller 5.2 mm vid denna cutterbelastning. Var kan då förklaringen till denna avvikelse sökas. En möjlig förklaring är den grovkristallina karaktärer hos Äspå dioriten. I tabell 3a och 3b nedan har angivits testresultat från enaxliga tryckförsök samt pointload-försök. Pointload resultaten visar ett medelvärde på 7,5 MPa med en relativt liten spridning.
Det ger en relation av drygt 30 mellan tryck och indirekt draghållfasthet. Vanligtvis ligger denna relation kring 20. Försöksserien är dock kort och man skall vara försiktig med att draga för långtgående slutsatser.

lab. No.	test No.	cross section [mm²]	F [kN]	strength [N/mm²]	average [N/mm²]	remarks
3349/1	1	1320	286.3	216.9		ratio length/diameter = 2:1
3349/2	2	1320	341.0	258.3		"
3349/3	3	1320	356.6	270.2		"
3349/4	4	1320	327.0	247.7		"
3349/5	5	1320	352.6	267.1	250.0	"

Tab. 3a. En-axlig tryckhållfasthets test resultat
Unconfined compressive strength results

Slutsatsen vad beträffar indrift vid utökat cutteravstånd mellan frontcutters är det synes inte ge någon minskad indrift vid samma cutterlast vilket innebär att den totala tryckkraften på borrhuvudet har reducerats.

water content of the sample	
oven dried:	
air dried:	X
water saturated	

test No.	cross section [mm²]	tensile strength Is 50 [MPa]
1	1352.0	9.0
2	1352.0	8.0
3	1352.0	8.2
4	1352.0	6.5
5	1066.0	7.0
6	1066.0	7.6
7	1066.0	8.9

Tab. 3b. Pointload test results

Effektiv bergavverkning

En fråga som man ställer sig är om man uppnår en effektiv bergavverkning med ökat cutteravstånd. Uppfattningen är att om man har för liten cutterlast så måste man nöta upp djupa spår i cutterbanorna innan man får utslag av bergchips. (se fig 5)

Vid Äspö utfördes mätningar av spårdjup i de cutterbanor vars avstånd kom att varieras och man erhöll då resultat som framgår av figur 6 nedan

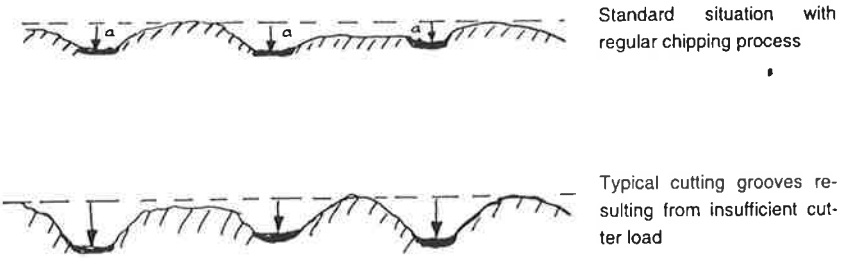


Fig. 5. Typiska tvärsektioner genom cutterspåren Tunnel Face: typical cross-sections showing the depths of cutting grooves

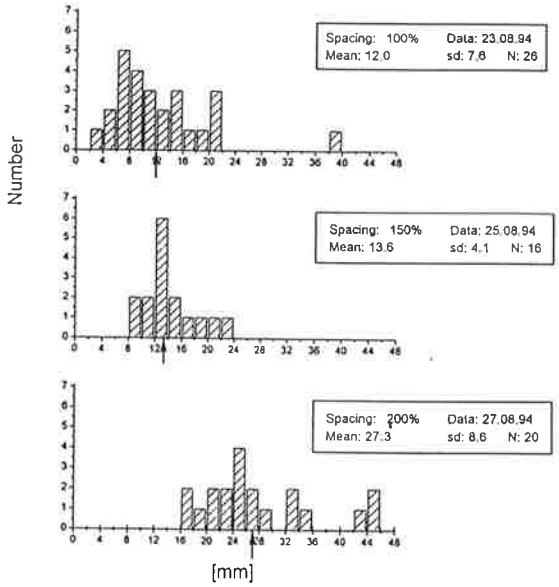


Fig. 6. Djup hos cutterspår vid olika cutteravstånd

Depth of the cutting grooves for different cutter spacings – histogram of the measured values, with indicaiton of mean values, standard deviation (sd) and number of measurements (N).

Man kan då konstatera att någon signifikant förändring av spårdjupet har inte kunnat konstateras vid ökning av cutteravståndet till 150% medan däremot ökning till 200% har betytt en väsentlig ökning av spårdjupet. Det har i det närmaste fördubblats. Man kan för den skull inte direkt avfärda detta som ineffektiv borrning utan att ha gjort en analys av hur djupet skall uppfattas i förhållande till spårvidden. Denna analys

kommer inte att göras här. Likaså kommer ej heller någon analys att göras av hur cutterlasten fördelas på cutters när avståndet inte är detsamma över hela cutterhuvudet. Det finns anledning att komma tillbaka till dessa frågor. Det är uppenbarligen så att de cutters som har ett större spåravstånd måste taga en större last, eftersom cutterhuvudet är mycket styvt.

Någon mätning av cutterlasterna har inte utförts i detta försök. Sådan uppmätning har utförts tidigare och man kunde då konstatera att medelbelastningen ökade med cirka 25% när cutteravståndet fördubblades. Någon förändring i den genomsnittliga toppbelastningen kunde dock inte observeras.

Ett indirekt sätt att mäta om cutters har utsatts för större skillnader i last är att mäta temperaturen på dem. Metoden är grov och endast indikativ. Vid ökning av cutteravstånd till 150% kunde man inte notera någon signifikativ temperaturförändring hos de cutters som har ökat avstånd. Vid avstånd 200% erhöll man cirka 60° på dessa cutters medan cutters med standardavstånd erhöll 50°.

Maskinen vid Äspö är utrustad med VFD vilket står för variable frequency drive. Denna utrustning ger möjlighet att på elektrisk väg variera varvtalet. Normalt byggs TBM med ett nominellt varvtal som ger en periferihastighet av 2,5 m/sec för TBM med 17" cutters. Man strävar mot att öka den hastigheten men det finns faktorer som begränsar nämligen belastning på cutterlager samt effektivitetn på avverkningen.

I syfte att studera effekten på avverkningen genomfördes försök med variabelt varvtal för att studera variation av indriften. Tyvärr erhölls ej repetitiva förhållanden varför värdena ej kan anses relevanta. Men för att visa för effekten visas istället resultat av liknande försök ifrån Klippen. (se fig nedan)

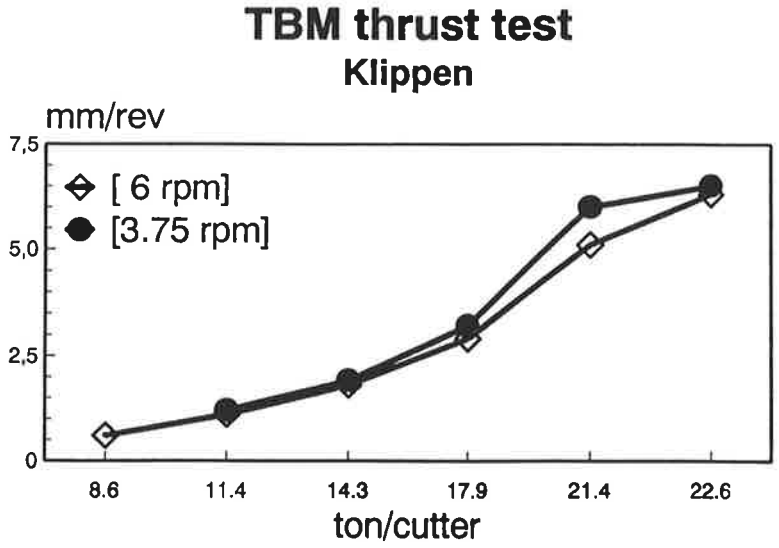


Fig. 7. Samband belastning på cutter och indrift vid 2 varvtal
Thrust tests at 2 RPM

Sammanfattning cutteravstånd och indrift

Testerna med ökat cutteravstånd upmuntrar till fortsatta försök då man inte erhöll någon minskad indrift. Avverkningen förefaller rent visuellt vara effektiv åtmonstone upp till 150% avstånd och likaså synes detta avstånd inte ge någon förhöjning av cuttertemperatur vilket tolkas som ej besvärande belastning på cutters.

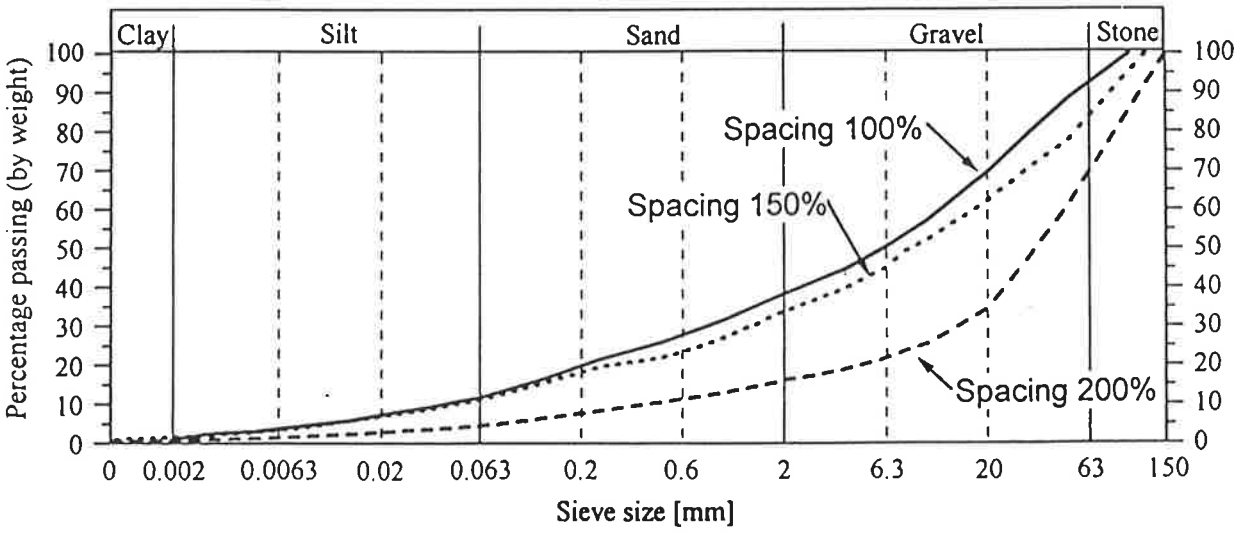
Vinsten med ökat cutteravstånd skall vara minskat cutterslitage samt mindre erforderlig tryckkraft och vridmoment. Äspöförsöket är dock för litet för att bekräfta detta.

Cutteravstånd och storlek hos lossbrutet berg

TBM tekniken är i jämförelse med konventionell tunneldrivning belastad med att eftelämna ett bergmaterial som man har svårt att hitta användning för. Man skickar ofta materialet på tipp. Önskan är att få ett grövre stenmaterial som samtidigt har en bättre kubicitet. Vid testerna med det ökade cutteravståndet tog man tillfället i akt att studera förändringar hos det lossbrutna bergmaterialet.

Två tester gjordes och test no. 1 bestod i att det lossbrutna bergmateiralet siktades dels med standardsiktar och dels med stavsiktar. I test no. 2 plockade man större chips och mätte upp dess tre axlar.

Med standardsikt erhöll man siktkurva enligt figur 8 nedan. Med standardsikt mäter man b-axeln på det lossbrutna bergbitarna. Axlarna definieras som i figur 9.



Figur 8. Siktkurva (b-axis, standardsikt)
Siev Curves (b-axis; standard sieves)

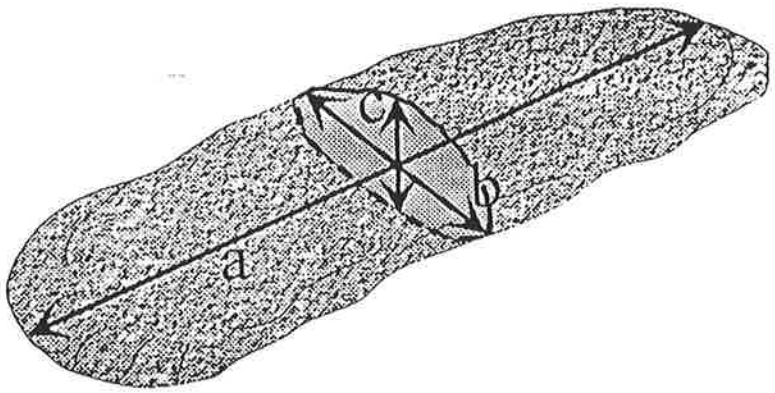
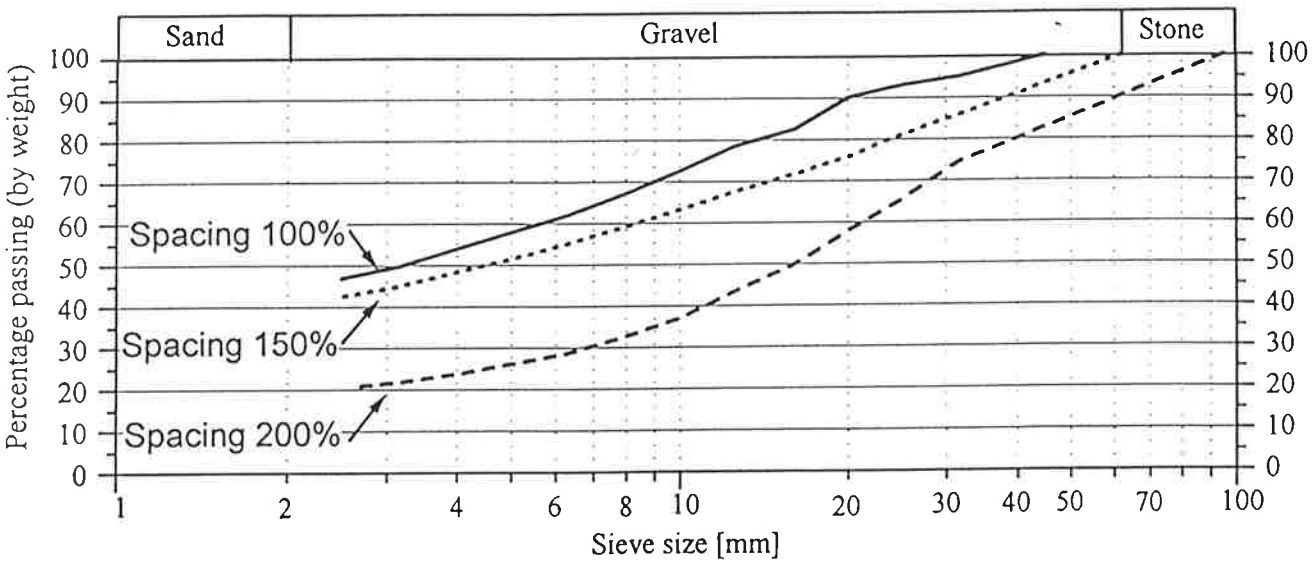


Fig. 9. Definition av axlars hos bergchips.
Definition axis of chips

Man kan konstatera att ökat cutteravstånd definitivt medför en ökning av bergmaterialets kornstorlek. Mycket markant är denna ökning för avståndet 200% där halten finmaterial (silt och mindre) har kraftigt reducerats. Förändring av kornstorlek vid 150% avstånd är inte alls vad man kunde förvänta vid en linjär interpolation mellan 100% och 200% avstånd. Varför så inte är fallet är inte uppenbart. Men resultat har en klar korrelation med spårdjupen efter cuttrarna vid de skilda cutteravstånden. (se ovan).

Resultat av stavsiktnignen för att bestämma C-axeln på material grövre än 2,5 mm framgår av figur 10 nedan. Även här kan man konstatera en markant ökning av C-axelns längd eller chipsets tjocklek för cutteravstånd 200%.



Figur 10. Siktkurvor (c-axel, ≥ 2.5 mm)
Siev Curves (c-axis, rod-sieves, ≥ 2.5 mm)

Samma iakttagelser kan göras för cutteravstånd 150% vid stavsiktsom som vid standardsikt. Uppenbarligen sker en tillväxt på alla dimensioner hos det vid lossbrutna bergmaterialet vid ökning av cutteravstånd. Betraktar man t.ex. fraktionen större än 28 mm så har den ökat från 6% vid avstånd 100% till 17% för avstånd 150% för slutligen hamna på 30% för avstånd 200%. Detta är väsentliga ökningar som gör det möjligt att plocka ut material för krossning till betong ballast.

Ur varje mängd stenmaterial som tagits för varje cutteravstånd har man plockat ut de 50 största chipsen. De har mätts upp manuellt med avseende på axlarnas storlek och resultaten framgår av tabell 4 nedan. Man kankonstatera att det har skett en väsentlig tillväxt längs alla axlarna. Ser man så till C-axeln vilken är den mest intressanta så kan man konstatera en mer än 50% tillväxt hos denna för en ökning av avstånd från 100% till 150%.

Medelvärde, baserad på ca. 50 chips per avstånd
Meanvalues, based on appox. 50 chips per spacing

Spacing	[%]	100 Standard	150	200
störst (a) axel(medeltal)	[mm]	142	257	426
medel (b) axel (medeltal)		72	113	154
minsta (c) axel(medeltal)		22	35	58

Tabell 4. Stora chips
Large chip-dimensions

Någon signifikant förändring av komformen hos de stora chipsen kan man dock inte observera de är fortfarande stängliga och flisiga. Man måste således krossa materialet för att det skall kunna användas för betongtillverkning.

Sammanfattning kornstorlek och form

* Storleken av chips står i direkt proportion till cutteravståndet
* Mängden finmaterial sjunker med ökande cutteravstånd. Mät på b-axeln för fraktioner 0-4 mm kunde nedanstående utveckling konstateras

100% cutteravst. 0-4 mm utgör 44%
150% cutteravst. 0-4 mm utgör 39%
200% cutteravst. 0-4 mm utgör 19%

* Vid c-axelmätning i sikt kan man konstatera att ex.vis mängden stenmaterial med tjocklek större än 28 mm hade följande utveckling

100% cutteravst.	28 mm utgör 6%
150% cutteravst.	28 mm utgör 15%
200% cutteravst.	28 mm utgör 30%

* Man kan konstatera att det går att höja kvalitén på det lossbrutna bergmaterialet och det synes kunna ske utan att indrift påverkas negativt. Ej heller synes vid ett första påseende cutterslitaget öka. Dessa senare antaganden måste dock vidimeras i ytterligare tester.

Summary

Contractual and rockmechanical experience gained at the TBM–excavation at the Äspö test site.

This paper covers two topics which only have the Äspö test site in common. The first paper covers essentially the assessment of risks involved in the project. In general the Contractor considered the TBM–excavation as a very risky project, and there were some issues that were given special interest and they were;

- Lay–out; the capability to maintain a curve radius of 150 m
- Proximity to a major waterbearing zone with high waterpressure
- Wateringress at tunnelface probing and grouting
- Rockburst
- Utilization, penetration and support

Those risks are discussed one by one and the actual outcome is also given.

In the second part the interest is focused on the rockmechanical aspects related to the cutting of the rock. Cutter spacing of the face cutters have been varied between 1.5 and twice the normal spacing. The results with respect to penetration, cutterload and grainsize distribution is presented and also briefly discussed. In general it can be said that the testing of wider spacing of the cutters gave encourraging results which is likely to be followed by further testing at least in hard rock.

FÖRSTÄRKNING

Reinforcement

Introduktion: Bengt Stillborg, LuTH

DIMENSIONERINGSGRUNDER FÖR BERGFÖRSTÄRKNING

Design of rock support

Håkan Stille, Kungl Tekniska Högskolan

Dimensionering av bergförstärkningen kan utgå från två typer av bärande huvudsystem. Den ena typen är bärande huvudsystem av berg, där själva berggrunden utgör det bärande elementet. Den andra typen av system utgörs av berg och bergförstärkning i samverkan, vilket innebär att ett stabilt valv erhålles i samverkan mellan berg och bergförstärkning. Typ av bärande system bestäms av belastningssituationen (yttre lasten och geometrin) och den förekommande bergkvalitén.

Utglidning av enskilda block i en i övrigt kompetent och stabil bergmassa är ett exempel på den första typen av bärande huvudsystem. Spänningsinducerad överbelastning som leder till fortskridande ras är exempel på den andra typen av bärande huvudsystem. Bergkvalitén kan inom ramen för förstärkning med sprutbetong indelas i två huvudgrupper: berg med god vidhäftningsförmåga mellan berg och sprutbetong samt berg med dålig vidhäftningsförmåga.

Förstärkningen skall i princip dimensioneras enligt Boverkets konstruktionsregler, BKR-94. Dimensionering skall i princip utgå från krav i brottgränstillstånd och brukgränstillstånd och sker normalt utifrån partialkoefficientmetoden.

Brottgränstillstånd innebär att en bärande konstruktion skall utformas och dimensioneras så att säkerhet mot materialbrott och instabilitet är betryggande. Byggnader skall även utformas så att riskerna till följd av fortskridande ras är ringa. I BKR-94 anges krav på säkerhetsnivåer för dessa olika situationer och för olika risker för personskador.

Bruksgränstillstånd innebär att en byggnadsdel skall ha sådan styvhet att deformationer eller förskjutningar vid avsedd användning inte inverkar menligt på dess funktion eller skadar andra byggnadsdelar.

Risk för instabilitet föreligger vid höga bergspänningar och skivigt berg . Risk för fortskridande ras kan föreligga vid vissa belastningssituationer och bergkvalitéer.

Normalt ställs inga krav på största tillåtna deformation eller förskjutning för en förstärkning med avseende på tunnelns funktion eller risk för skador på andra byggnadsdelar. Detta innebär att man normalt ej behöver beakta bruksgränstillståndet.

Dimensionering enligt partialkoefficientmetoden innebär att man skall säkerställa att den dimensionerande bärförmågan är större än den dimensionerande lasteffekten. Varje ingående variabel skall därvid förses med en partialkoefficient som skall beakta dels osäkerheten i variabeln, dels dess betydelse för det aktuella lastfallet. Vidare skall variabeln beakta den säkerhetsnivå lastfallet ifråga kräver.

För enkla lastfall som vid exempelvis förstärkning av enskilt block i en för övrigt stabil bergmassa kan man klart skilja på bärförmågan och lasteffekten. Bärförmågan kan vara bultens bärförmåga och lasteffekten utgörs av blockets tyngd. Vid sådana fall kan man relativt enkelt använda sig av partialkoefficientmetoden.

För mer komplexa förhållanden, som när bärande huvudsystemet är berg och förstärkning i samverkan, kan man ej lika lätt separera bärförmågan och lastfallet. Vid dessa förhållanden kan den så kallade β-metoden användas. Denna metod är en stokastisk metod där β anger vald säkerhetsnivå. Metoden utgör den teoretiska basen till partialkoefficientmetoden.

Ovan beskrivna metoder kan tillämpas på brottgränsdimensionering i normala fall. Vissa problem föreligger dock dels genom att flertal bergförstärkningar dimensioneras idag på basis av empiri och ej beräkningar, dels på grund av svårigheter att beskriva lastfall såsom påtvingade deformationer.

Boverkets konstruktionsregler är i första hand upprättade för huskonstruktioner. Detta innebär att deras definitioner av begrepp som exempelvis byggnadsdel och fortskridande ras ej kan direkt överföras eftersom dessa ord i bergbyggnadssammanhang har andra betydelser.

I BKR-94 är begreppet olyckslaster knutet till risken för fortskridande ras. Exempel på olyckslaster är brand, explosion etc. Vid bärande huvudsystem berg syns ej risk för fortskridande ras föreligga och därmed behöver ej olyckslaster i ovan betydelse användas.

Vid bärande huvudsystem berg och förstärkning i samverkan kan en tunnelkollaps uppkomma vid brand eller explosion. Någon risk för personskador på grund av en tunnelkollaps synes ej föreligga, eftersom tunneln och skador kan inspekteras före man låter människor vistas däri.

Det enda behovet att beakta olyckslaster och fortskridande ras är för det fall en tunnelkollaps leder till skador på omgivningen, dvs tredje man. Självklart kan byggherren om han så önskar skärpa kraven om det är totalekonomiskt för projektet.

Det är också viktigt att man vid dimensioneringen beaktar om redundans finns i det aktuella belastningsfallet och att relevanta seghetskrav ställs på bergförstärkningen. Seghetskrav kan vara viktigt att beakta om påtvingade deformationer kan förekomma eller att man önskar öka säkerhetsnivån vid de lastfall där lasten minskar med utböjningen.

SUMMARY

Design of rock support is an important part of the design of an underground project. For concrete and steel structures the design shall be based on the partial coefficient method according to Eurocode and the new Swedish code (BKR-94). It is also proposed from the Swedish authorities to use the partial coefficient method for the design of rock support. In the paper some aspect on the problem of using the method for tunnel design is discussed.

CORROSION TESTS ON CEMENT GROUTED ROCK BOLTS

Korrosionstester på bergbultar

Seija Sundholm, HUT/Laboratory of Rock Engineering
Olof Forsén, HUT/Laboratory of Corrosion and Material Chemistry

ABSTRACT

Today's people recognize underground constructions not only as mines but more as subway tunnels, swimming pools, parking lots, storage places and shopping arcades, all of which have been planned for permanent and everyday use. The expected life-time of the structures will be presented in hundreds of years rather than in tens of years. Recently the question of the long-term performance of rock bolts has frequently been asked in connection with the latest building plans as the builders want to have sufficient guarantees of the stability of the underground constructions.

Mostly when people speak about the long-term performance of rock bolts, they refer to possible damage caused by corrosion leading to reduced supporting capacity. Cement grouted rebar is widely used as permanent support due to the protective properties of the cement. When grouted rock bolts are installed it is assumed that the rebar/steel strand is in the middle of the hole and completely covered with cement. However in practical situations there are discrepancies like the bolt steel is eccentrically in the hole or the grouting is not uniform. Everything causing non-uniform grouting creates a risk for corrosion.

1. INTRODUCTION

As there are no simple and unambiguous solutions to the problem, how different types of rock bolts behave in a certain environment we have to combine information obtained from laboratory tests and experience collected from the field.

The Laboratory of Rock Engineering has carried out research work concentrating on the corrosion of rock bolts in form of research projects and other studies since 1983 /1,2/ in cooperation with the Laboratory of Corrosion and Material Chemistry. The difficulty in this field of research is that the propagation of corrosion is very time-dependent, the corrosion process is not stable but can change its character as the conditions develop due to the reactions taking place between the rock bolts and the environment. There is only little documented and published information or

precise data available on actual cases of such problems. When speaking about corrosion in rock bolts we are dealing with a problem not necessarily present today but after initiation maybe after 10 or 50 years. The required information to predict the rock/bolt interaction within time has to be based on long-range research and cannot be obtained in months.

2. FIELD SURVEY

The survey was performed among rock bolts, which were overcored originally to examine the quality of work, the actual contact between bolts and the rock to be supported, and the need for quality control with respect to the long-term performance of rock bolts.

Table 1. List of all overcored rock bolts /3/.

TYPE OF ROCK BOLT	MINE	NUMBER OF OVERCORED ROCK BOLTS	LEVEL (m)	pH	AGE (years)
CEMENT GROUTED REBAR	Pyhäsalmi	1	180	2.8	1.5
		1	210	4.2	2.5
		1	240	3.1	1.5
		2	300	3.2	7
	Vihanti	5	325		20
	Kotalahti	4	300		10
	Vuonos	3	160		14
		2	220		12
RESIN GROUTED REBAR	Keretti	4	165	2.8	2
		2	250		2
SPLIT SET	Pyhäsalmi	2	180	2.8	1.5
		4	240	6.2	1
		2 galv.	240	6.2	1
	Hammaslahti	2	325	7	1.5
SWELLEX	Hammaslahti	5	300	7.2	2
	Keretti	2	165	3	2

The field survey concentrated on overcoring a total number of 41 installed rock bolts of different age from six different mines, the oldest bolts being 20 years old (table 1). The bolts were overcored in one piece (max. 2.4 m) using a ∅ 150 mm diamond drill bit. The visible ends of the bolts were often bent and sometimes led to misinterpretations and shorter samples than the actual rock bolt. The core samples were cut into shorter pieces, split in halves and photographed. Corroded pieces were cleaned to examine the damage Information concerning some of the overcored samples is presented in table 2. The first column in the table tells the number used for identification and the age of the sample in years from the time of installation till the time of overcoring. The second column tells in which part of the rebar corrosion damage have been observed. The measuring starts from the free end of the bolt. In the third column the measurable reduction in thickness is presented. The fourth and fifth columns describe the length of the sample obtained by overcoring, and that length of the rebar which was covered with unbroken grouting. Most of the measurable damages on the rebars appeared along the first

30-50 cm. In the beginning of the hole the rock is often more fractured and the hole is not filled with grout completely. Low pH-value in itself does not necessarily mean extensive corrosion, if the grouting is properly done. Samples from Pyhäsalmi mine, where the overall conditions are difficult and corrosive, showed little damage on the rebar apart from the first 30-50 cm because of intact grouting.

Table 2. Corrosion damage in the rebars.

MINE/SAMPLE	EXAMINED PART OF REBAR (cm)	REDUCTION IN REBAR THICKNESS (mm)/(%)	LENGTH OF THE SAMPLE (cm)	LENGTH OF INTACT GROUT (cm)
PYHÄSALMI				
1 (1.5 years)			250	25-250
2 (7 years)	0-35	50%	120	
3 (2.5 years)			210	30-200
4 (7 years)			200	60-170
5 (1.5 years)			150	0-140
VIHANTI				
6 (20 years)	0-11	2	180	
7 (20 years)	0-18	2.5	190	no grouting
	18-33	2.5		
	78-91	1		
8 (20 years)	0-14	3	190	
	114-126	0.5		
9 (20 years)	0-12	3	190	no grouting
	92-100	3		
10 (20 years)	0-12	5.5	165	80-165

The results emphasize the meaning of good quality in the actual grouting work. Only 25% of the examined groutings were considered intact if the possibly missing first 30 cm are neglected and those samples which are not obtained as whole, but have good grouting along the sample length are included.

3. LABORATORY TESTS IN RUNNING WATER /4/

The samples were prepared grouting ∅16 mm rebars or ∅15.2 mm steel strands with cement in ∅120 mm rock cylinders. There were two artificial 6 mm and 12 mm wide cracks in each sample. There was no grout around the bolt steel in the crack.

The test was started placing 12 rebar samples each in its own container in running synthetic sea water, the temperature during the whole test was the room temperature. The containers were coupled in two parallel circuits, in the other circuit the pH was adjusted to 7 and in the other one to 3.5.

The total exposure time was 10 months with two dry periods after 1 month and additional two months. After both the first two wet periods one sample from both series was split to evaluate how the corrosion had progressed. After the last exposure period two samples from both series were split. The split samples were

replaced after the first and second exposure period with new steel strand samples to maintain the water flow unchanged.

In the neutral circuit the corrosion damage on the rebar and steel strand was very little but the corrosion had propagated on the rebar under the grout in both cracks and there could be noticed increase in the amount of corrosion products between the grout and the rebar after the last exposure period. In the other circuit with lower pH-value distinct corrosion was noticed already after the first exposure period and it propagated with increasing rate during the following exposure periods. After 10 months test the reduction in the rebar thickness was 4.5 mm. Corrosion had also intruded between the grout and rebar. It did not develop deeper during the test, but the rebar had not only corroded in the cracks but started corroding under the grout. Corrosion appeared to attack the steel strand sample very aggressively. After nine months exposure period the reduction in the steel strand thickness was 5 mm at the most.

4. TESTS IN THE SALT FOG CHAMBER /5/

The samples were exposed in a salt spray chamber at Marine Materials, Norway. After being exposed to salt fog, the samples were treated and evaluated in Finland. Nine test samples were prepared altogether. ∅ 20 mm and 300 mm long rebars were grouted with cement in granite cylinders. There were three types of samples, three of each: 1. Poorly grouted rebar, no cracks in the rock, one end open, 2. Poorly grouted rebar, two cracks in the rock, 3. Well grouted rebar, two cracks in the rock.

Test method used was the salt spray test according to the Standard ASTM-B117 /6/. The samples were placed in a chamber, where a solution containing 5% sodium chloride was fed. The temperature in the chamber is 35 ± 2°C and the pH of the solution was 6.5-7.2. One of each sample type was taken from the chamber after 183 days, 6 months, exposure to see if the corrosion had started. The rest of the sample remained in the chamber for another 6 months totalling 371 days of exposure. After the samples were removed from the chamber they were split in halves, photographed and then chemically cleaned from corrosion products to see the damage caused to the rebar.

Rebars which were poorly grouted in sound samples with one end open were all corroded on the free surface. The poorly grouted upper end was in every sample all covered by rust indicating immediate beginning of corrosion. In the cleaned rebars only small local corrosion was seen visually on the ribs. As the samples were in an upright position with the poorly grouted end open the fog would condense in the empty space filling it with time. After the not grouted part of the rebar became completely submerged the rate of corrosion seemed to be retarded.

The poorly grouted rebars in rock cores with two cracks and both ends sealed showed extensive corrosion. In the sample which was exposed for 6 months visible local corrosion was observed up to the upper end of the bar on that side which was not in contact with cement. In the crack and at one point near the upper end of the bar the rib had locally corroded away. The other two samples showed after 6 more months strong corrosion around the upper cracks on the poorly grouted surface. Rebar thickness of 18 mm and 17 mm were measured in the damaged area.

The well grouted samples which demonstrate the expected quality in practice, were generally in good condition, but early stage of corrosion could be noticed in the vicinity of the cracks in all three samples.

5. SUMMARY

Cement grout is considered as protective layer against corrosion for a rebar if intact. The protective properties are however reduced considerably if there are defects in the grout which coincide with fractures in the rock serving as flow channels for corrosive media. Problems seem to concentrate on that end of the rebar which is closest to the open space. In the beginning of the hole the rock is often more fractured and the hole is not filled with grout completely.

When the rebar is locally attacked the consequences can be very serious. After relatively long initiation period the damage can be caused in an accelerated rate. The cement cover can delay the initiation of the corrosion process, but after the cement has lost its protective properties the corrosion can propagate rapidly. Even if the rebar is completely covered with cement, it seems not to be able to sustain local attack of corrosive media permanently.

The results presented in this paper represent mostly very corrosive environment, which means that the initiation of corrosion can be noticed after a relatively short exposure period. However they clearly indicate the problems that we may be facing in the future. Still it seems that corrosion is not seriously considered untill something happens. If there existed a reliable method to control the quality of the supporting elements, the possible risks caused by reduced quality would not be so emphasized.

SAMMANFATTNING

Inledning

Flere av nuvarande underjordiska konstruktioner har planerats för permanent och alldaglig användning. Den beräknade livslängden för dessa konstruktioner är hundratals år i stället för tiotals år. På senare tid har man dock ifrågasatt långtids

uthålligheten för bergbultar i samband med de senaste byggnadsplanerna såsom en tillräcklig garanti för underjordiska konstruktioner.

Laboratoriet för bergteknik har tillsammans med laboratoriet för korrosion och materialkemi utfört forskningsarbete över bergbultars korrosion. Forskningen har närmast konsentrerats till att omfatta laboratoriotester och fältutvärderingar. Problemet inom detta forskningsåmrode är att korrosionsangreppet är mycket tidsbetonat, korrosionsprosessen är inte stabil och kan ändra karaktär när den omgivande miljön förändras som en följd av reaktioner mellan bergbulten och omgivningen. Över dessa aktuella fall existerar endast några få dokumenterade och publicerade informationer eller exakta uppgifter. När man talar om korrosion i bergbultar har man att göra med ett problem som inte nödvändigtvis existerar i dag men troligen efter en tidsperiod på 10 eller 50 år.

Fältutvärderingar

Utvärderingen gällde närmast bergbultar, villka ursprungligen användes till för att värdera kvaliteten av monteringsarbetet, som innefattar den aktuella kontakten mellan bultar och berg som bör förstärkas, och behovet av kvalitetskontroll med hänsyn av långtids kontroll på bergbultar. Fältvärderingarna bör ses som en sammanställning över totalt 41 installerade bergbultar med olika åldrar från sex olika gruvor, de ädsta bultarna var 20 år gamla. De flesta mätbara korrosionsangreppen av bultmaterialet befinner sig längs de första 30-50 cm. I början av hålet är berget oftast sprucket och dessutom är hålet inte komplett fyllt med cement. Resultaten av utvärderingen visar att lågt pH i sig själv inte nödvändigtvis förorsakar en kraftig korrosion, om gjutningen är väl gjord. Bultarna från Pyhäsalmis gruva, där de allmänna förhållandena är svåra och korrosiva, uppvisade små skador på betongjärnet för de första 30 till 50 cm ty om cementgjutningen eljest var i sin helhet intakt. Resultaten betonar meningen av god kvalite vid cement-gjutning av bultar. Endast 25% av de utvärderade bultgjutningarna kunde betecknas som intakta om man möjligen frånsåg de första 30 cm och dessa prover vilka inte kunde erhållas som hela, men har en god gjutning längs provlängden har även inkuderats.

Laboratorietester i rinnande vatten

Proven var preparerade genom att gjuta ∅16 mm betångjärn eller ∅15.2 stålsvajer med cement i ∅120 mm bergcylindrar. I varje prov gjordes två artificiella 6 mm och 12 mm vida sprickor. Det fanns inget murbruk runt bultstålet i spalten. 12 prov var placerade var i sin egen kärl med genomrinnande syntetisk havsvatten vars pH-värde var antagligen 7 eller 3.5.

Den totala exponeringstiden var 10 månader med två torrperioder efter en månad och efter därpå följande två månader. Efter varje exponeringsperiod klövs proven för att värderas huru korrosionen har framskridet. I den neutrala kretsen (pH 7) var korrosionsangreppet på betångjärnet inne i den helgjutna bulten obetydligt men korrosionen hade börjat på det oskyddade betångjärnet vid båda spalterna. I den

andra kretsen med det lägre pH-värdet kunde man tydligt påvisa korrosionsangrepp redan efter den första exponeringstiden och korrosionsangreppet framskred med ökad hastighet under den följande exponeringsperioden. Efter 10 månaders test hade den ursprungliga diametern avtagit med 4.5 mm för betongjärnet och efter 9 månader med 5 mm för stålvajern. Korrosionen hade alltså börjat mellan gjutningen och betångjärnet.

Saltdimma test

Prov var också exponerade i en saltdimma kammare vid Marine Materials, Norge. Efter att ha exponerats i saltdimma behandlades och utvärderades proven i Finland. Nio testprov var behandlade tillsammans. ∅20 mm och 300 mm långa betångjärn var gjutna med cement i granitcylindrar. Det fanns tre olika typer av prover, tre av var: 1. Dåligt gjutet betångjärn, inga spalter i bergcylindern, ena ändan öppen, 2. Dåligt gjutet betångjärn, två spalter i granitcylindrn, 3. Väl gjutet betånjärn, två spalter i granitcylindern. Exponeringsmetoden som användes var saltdimma test enligt standarden ASTM-B117. Proven var placerade i en kammare, var en lösningen innehållande 5% natriumklorid inmatades. Temperaturen i kammaren var 35±2 C och lösningens pH-värde var 6.5-7.2.

Betångjärnen som var dåligt gjutna i de hela proven med en ända öppen (provtyp 1) hade alla korrosionsangrepp på den fria ytan, det vill säga den dåligt gjutna övre ändan var övertäckt med rost i alla proven. På de betade stålprovens yta kunde endast en ytlig loka korrosionsangrepp påvisas. Efter det att den icke gjutna delen av betångstålet blev helt neddränkt i elektrolyten avtog korrosionshastigheten i jämförelse med dem som endast delvis var neddränkta i elektrolyten. Den dåligt gjutna betångjärnet som var i granitcylindern med två spalter och de båda ändorna slutna uppvisade en intensiv korrosion. Efter 12 månads exponeringstid var den uppmätta diametern av betongjärnet 18 och 17 mm i det området som var dåligt gjuten och var korrosionsangreppet hade skett. De välgjutna proven som motsvarar den väntade kvaliteten i praktiken, var i allmänhet felfria, men dock kunde ett begynnelse skede av korrosion noteras i närheten av sprickor i all tre proven.

Sammanfattning

Cementgjutning anses verka som ett skyddande lager mot korrosion för betångjärn ifall gjutningen är felfri. Dessa skyddande egenskaper avtar avsevärt ifall det finns dfekter i gjutningen. Dessa defekter uppstår i samband med sprickning av berggrunden och de tjänstgör som flödekanaler för korrosiva elektrolyter. Problemen koncentrerar sig till den del av betångjärnet som är närmast den fria öppningen.

När betångjärn angrips lokalt av korrosion kan konsekvenserna av detta bli ödesdigra. Efter en relativt lång initiationsperiod tilltar korrosionshastigheten. Cementbeläggningen kan förlänga initiationsperioden för korrosionsprocessen, men efter det att cementen har förlorat sin alkalitet begynner korrosionen snabbt.

men efter det att cementen har förlorat sin alkalitet begynner korrosionen snabbt. Även om betångjärnet är helt betäckt med cement tycks den inte alltid helt förhindra en loka attack av korrosionen i aggressiv miljö.

Resultaten som presenteras i detta papper representerar reultat från mycket korrosiv miljö, vilket betyder att begynnelsen av korrosionen kan påvisas efter en relativt kort exponeringstid. Emellertid utpekar denna forskning tydligt de problem som vi bör beakta i framtiden. Tyvärr verkar det ännu som om korrosionen inte skulle tas på allvar förrän någonting händer.

REFERENCES

1. Sundholm, S. Pultituksen valvonnan tarpeellisuus ja valvontamenetelmät. (The need for quality control of rock bolts and available methods) Lisensiaatintyö. Teknillinen korkeakoulu, Espoo 1984. 97 p.
2. Sundholm, S. Pultituksen kehittäminen ja jälkivalvonta (Developments in rock bolting and). Tutkimusraportti, TSR/TKK. Espoo 1984. (unpublished)
3. Sundholm, S. The quality control of rock bolts. 6th International Congress on Rock Mechanics, Montreal. A. A. Balkema, Rotterdam 1987. pp 1255-1264.
4. Sundholm, S. & Antila, E. Kalliopulttien korroosio (Corrosion of rock bolts). Kalliorakentaminen 2000 teknologiahanke, projekti 3.8, tutkimusraportti, TEKES/ RIL/TKK, Helsinki 1993. 37 p.
5. Sundholm, S. & Forsén, O. Cement mortar as corrosion protection to rock bolts. Tutkimusraportti-Research report TKK-KAL-A-15, Teknillinen korkeakoulu, Otaniemi 1995. 15 p.
6. Moving, H. Corrosion test of rock bolts according to ASTM-B117. Doc. No. 10-13160.03, Marine Materials, Technology Centre for Applied Materials Research, Sandefjord, Norway, 1994. 5 p. (unpublished)

BESTÄNDIGHET HOS SPRUTBETONG - EN LITTERATURSTUDIE

Durability for shotcrete - a literature study

Erik Nordström, Vattenfall Utveckling AB

1. INLEDNING

För att kunna belysa de delar av området "Beständighet hos sprutbetong" som är dåligt undersökta, har denna litteraturstudie kommit till. Litteraturstudien skall sedan ligga till grund för framtida forskning inom området. En del litteratur har hittats, men flera undersökningar har varit begränsade med små försöksserier. Undersökningen har omfattat såväl grundmaterial, tillsatsmaterial som tillsatsmedels påverkan på beständigheten. De enskilda beständighetspåverkande faktorerna har också studerats, såväl fysiska som kemiska angrepp. Översiktligt har utförande och provningsmetoder behandlats. I de fall där litteratur specifikt gällande för sprutbetong inte har hittats har paralleller till konventionell betong dragits.

2. MATERIAL

I avsnittet behandlas cement, ballast, armering, tillsatsmaterial, tillsatsmedel och deras påverkan på beständigheten.

2.1 Cement

I första hand påverkar cementens kemiska sammansättning beständigheten hos sprutbetongen. Låg halt av C_3A (trikalciumaluminat) ger förbättrad sulfatbeständighet och låg halt av alkali (K^+ & Na^+) ger minskad risk för alkaliballastreaktioner om reaktiv ballast förekommer. Frostbeständigheten förbättras också av låg halt alkalier då man erhåller en finare och tätare luftporstruktur i betongen [Fagerlund -92]. Anläggningscement (Degerhamn Std P) har både låg halt av C_3A och alkali. Det finns uppgifter om att låg C_3A-halt skulle ge minskad bindning av klorider och därigenom ge ökad korrosion, men detta tillbakavisas av [Byfors & Tuutti -94]. I samband med förstärkningsarbeten kan det dock ställas krav på ett cement med snabbare hållfasthetstillväxt än anläggningscement har. I en undersökning av [Gebler -89] provades ett cement där en del av Portlandcementen ersatts med aluminatcement. I laboratorieförsök med torrsprutning påvisade man sedan god beständighet mot

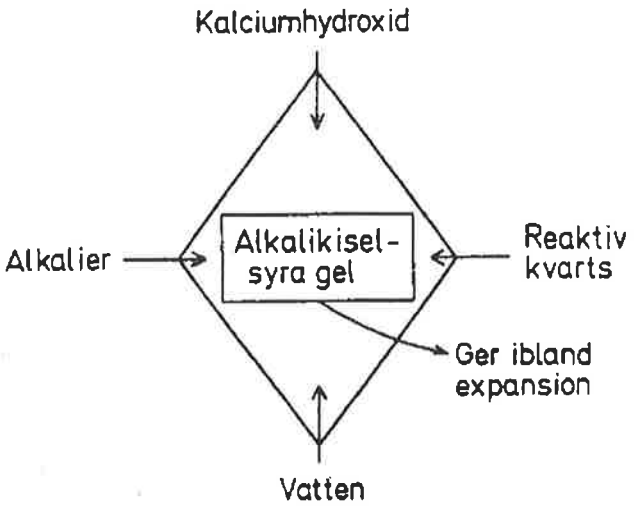
frostbelastning och urlakning, samt bibehållen tryckhållfasthet. Påpekas bör att man i försöken inte sprutade någon referensbetong.

Mängden cement påverkar också beständigheten då man genom ökad halt kan minska återstudsen, men samtidigt ökar risken för krympsprickor då mer vatten normalt krävs.

2.2 Ballast

Ballasten bör ha tillräcklig hållfasthet, vara frostbeständig och den bör inte vara reaktiv i alkalisk miljö. Kornstorleksfördelningen och den maximala kornstorleken påverkar arbetbarheten, påslagstjockleken, återstudsen och de mekaniska egenskaperna. Dessa i sin tur påverkar sprutbetongens beständighet.

Alkaliballastreaktioner uppkommer av att ballasten löses upp i den starkt alkaliska miljö som råder i betongen. En principskiss för reaktionen visas nedan i fig. 2.1 och om någon av komponenterna saknas sker ingen reaktion. Den alkalikiselsyragel som bildas expanderar vid absorption av vatten och kan då ge uppsprickning i betongen. Sprickmönstret är av typen mönstersprickor (mapcracking) och liknar plastiska krympsprickor, men skiljer sig genom att man kan se en svagt brunfärgad omvandlingsprodukt i sprickan .



Figur 2.1 *Principskiss för alkaliballastreaktioner [Lagerblad & Trägårdh -92]*
Basic sketch for alkali aggregate reactions [Lagerblad & Trägårdh -92]

Risken för alkaliballastreaktioner minskas med ett lågalkaliskt cement eller genom tillsats av något som absorberar alkalierna. Absorbenten kan vara någon puzzolan t.ex. väldispergerad silika eller flygaska.

2.3 *Armering*

I allt större omfattning har det traditionella glödgade armeringsnätet ersatts av stålfiberarmerad sprutbetong av såväl ekonomiska som utförandemässiga skäl. Korrosion behandlas separat i avsnitt 3.4.

2.3.1 Fiber

Olika typer av fiber har provats som tillsats i sprutbetong och syftet har varit att förbättra sprutbetongens egenskaper i färskt och/eller hårdnat tillstånd. Främst har det gällt att minska risken för plastiska krympsprickor och att öka brottsegheten samt begränsa sprickvidden vid uppsprickning. Glasfiber eller olika typer av plastfiber har främst en inverkan på den färska betongens egenskaper, medan stålfiber även ger ett betydande tillskott till brottsegheten och begränsningen av sprickvidder. Fördelen ur beständighetssynpunkt med fibertillsats jämfört med konventionell armering är utförandet (se 2.3.2). Enligt [Opsahl -82] skulle också risken för losskrympning av sprutbetong och därigenom "bom" minskas vid fibertillsats, men denna teori ifrågasätts av [Holmgren -92].

2.3.2 Konventionell armering

Konventionell armering utgörs i första hand av armeringsstänger eller glödgat armeringsnät, men dess användning minskar i takt med att stålfiber blir vanligare. Ur beständighetssynpunkt har konventionell armering en nackdel vid utförandet. Vid felaktigt utförande kan skiktningar och fickor bildas runt armeringen och därigenom skapa en inhomogen betong som lättare angrips av nedbrytande faktorer.

2.4 *Tillsatsmaterial*

Några av de tillsatsmaterial som används är bl.a. silika, flygaska och mald granulerad masugnsslagg. Vanligast för svenskt vidkommande är dock silikan. De används för att ersätta en del av eller tillsätts utöver cement. De eftersträvade egenskaperna är bl.a. förbättrad arbetbarhet och ökad täthet. Silika och flygaska är puzzolaner som inte reagerar spontant utan aktiveras av den fria kalciumhydroxiden i betongen. Masugnsslaggen är ett latent hydrauliskt material [Ljungkrantz, Möller & Petersons -94] som aktiveras av någon typ av alkali t.ex. kalciumhydroxid. Generellt kan sägas att den självläkningseffekt man kan tillgodogöra sig vid uppsprickning av betong med fri kalciumhydroxid, minskar då de nämnda tillsatsmaterialen reagerar med kalciumhydroxiden [Fagerlund -89]. Tillsatsmaterialen ger dock effekter som t.ex. förbättrad beständigheten mot urlakning. Rena materialskillnader mellan Portlandcement och silika resp. flygaska redovisas i tabell 2.1.

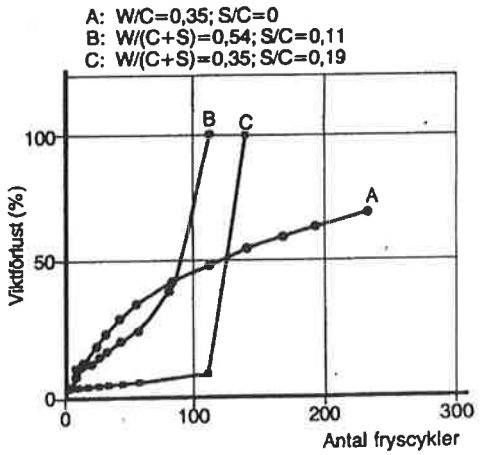
	Portlandcem.	Silika	Flygaska
Kompaktdens. (kg/m³)	3.12-3.15	2.16	2.35
Skrymdens.(kg/m³)	1.4	0.20-0.22	1.00
Spec. yta (m²/kg)	250-500	18 000-22 000	300-500
SiO_2 innehåll	17-25 %	88-98 %	40-55 %

Tabell 2.1 *Materialdata för Portlandcement, silika och flygaska [Burge -93]*
Material data for Portland cement, silica and flyash [Burge -93]

2.4.1 Silika

Silikan tillsätts antingen via de torra materialen eller uppblandat i vatten (slurry). Tillsammans med superplasticerare fås en kohesiv blandning som bl.a. ger minskad återstuds. Tillsatsen gör vidhäftningen mot underlaget bättre vid sprutning [Durand, Mirza & Nguyen -93] och möjliggör ökade påslagstjocklekar samt minskat bruk av accelerator [Wolsiefer & Morgan -93, Fidjestøl -93].

Den hårdnade betongen får bl.a. minskad permeabilitet och därigenom förbättrad frostbeständighet [Burge -91, Glassgold -89, Mailvaganam & Samson -87, Morgan & al. -88, Wolsiefer & Morgan -93]. Om frostskador uppstår är nedbrytningsförloppet väldigt snabbt enligt [Fagerlund -92] se figur 2.2. Vidare ger silikatillsats ökad beständighet mot kemiska angrepp och högre elektrisk resistivitet enl. [Wolsiefer & Morgan -93]



Figur 2.2 *Saltfrystest av icke lufttillsatta betonger med och utan silika. W=vatten, C=Portlandcement, S=silikastoft [Fagerlund -92].*
Freeze-thaw test with salt solution of concrete with and without silica fume and with no air entrainment. W=water, C=Portland cement, S=silica fume [Fagerlund -92].

En nackdel med silika är ökad plastisk krympning och detta gör att högra krav bör ställas på god efterbehandling. Vidare påvisar [Pettersson -92] i en undersökning på bruk uppsprickning p.g.a. expansiv silikagel som bildats när odispergerad silika reagerat med den alkaliska lösningen. Vid normal dosering av väldispergerad silika har denna dock en reducerande effekt på alkaliballastreaktioner [Lagerblad & Trägårdh -92].

2.4.2 Flygaska

I det färska tillståndet har flygaskan ungefär samma positiva effekter på arbetbarheten som silika d.v.s. ökad kohesion och minskad risk för separation. Den tidiga hållfasthetsutvecklingen blir dock långsammare och effekten accentueras vid låga temperaturer.

Beständigheten mot sulfatangrepp ökar och enl. [Mailvaganam & Samson -87] fås minskad permeabilitet, förbättrad frostbeständighet och minskad risk för alkaliballastreaktioner . Sulfatresistensen förbättras också av flygasketillsats. Hög halt av flygaska ger dessutom en lägre diffusivitet för kloridjoner [Tuutti -93; Johansson, Sundbom & Woltze -89].

Variationer i flygaskans restkolhalt kan påverka sprutbetongens vattenbehov vid sprutning. Enligt [Fagerlund -92] kan restkolet vara orsaken till att den naturliga lufthalten minskar med ca 1%. Vid för stor tillsats av flygaska fås en ökad tixotrop effekt, minskad hållfasthet och ökad krympning vid uttorkning [Mailvaganam & Samson -87]. Enl. [Ljunkrantz, Möller & Petersons -94] ökar karbonatiseringen vid hög halt av flygaska.

2.4.3 Slagg

Mald granulerad masugnsslagg tillsätts för att erhålla samma effekter som med silika och flygaska d.v.s. förbättrad arbetbarhet. Masugnsslaggen gör betongen mindre vattenkrävande och minskar risken för vattenseparation. Andra effekter är förbättrad sulfatresistens och minskad permeabilitet för klorider. På kort sikt förbättras frostbeständigheten men den försämras på lång sikt. Anledningen är att vattenabsorptionen i luftporsystemet ökar. Vid frysning i närvaro av salt beror frostbeständigheten på mängden tillsatt slagg där mängder < 35 % resp. > 65 % ger försämrad beständighet [Luther, Mikols, DeMaio & Whitlinger -94]

2.5 Tillsatsmedel

Det finns idag en mängd olika tillsatsmaterial, med olika inverkan på färsk och hårdnad betong. I sprutbetongsammanhang är det vanligast med accelererande tillsatsmedel och då främst vid våtsprutning. Syftet är att accelerera bindetiden för att uppnå tidig säkring

av berg t.ex. Acceleratorer och andra tillsatsmedels inverkan på sprutbetong och dess beständighet behandlas i de följande avsnitten.

2.5.1 Acceleratorer

Vid våtsprutning ger acceleratorn som en följd av den accelererade bindetiden möjlighet att bygga upp tjockare påslag. Med tjockare påslag får man minskad skiktning och en mer homogen sprutbetong vilket ger förbättrad kvalitet. Påpekas bör dock att man även kan använda andra tillsatser för att kunna spruta tjockare påslag t.ex. silika eller flygaska.

De vanligaste bindetidsaccelererande tillsatsmedlen tillverkas av vattenlösliga salter av alkalimetaller eller av alkaliska jordmetaller. De mest kända är klorider, silikater, karbonater och aluminater. Klorider används dock i liten omfattning p.g.a. risken för armeringskorrosion. I flera undersökningar [Burge -91, Manns & Neubert -92] redovisas hur olika acceleratorer påverkar beständigheten. De vanligaste alkalihaltiga ger en reducering av slut-tryckhållfastheten. Man har också kunnat se en koppling mellan reducerad tryckhållfasthet och minskad frostbeständighet [Gebler & al. -92]. Troligen beror fenomenet på den ökade porositeten och ökade mikrosprickbildningen som fås av ett accelererat härdningsförlopp. Därför kan man också konstatera ökad permeabilitet vid användning av acceleratorer [Opsahl -85]. Andra effekter av alkalihaltiga acceleratorer är ökad uttorkningskrympning med 20-50% både vid torr- och våtsprutning [Manns & Neubert -92]. I samma undersökning påvisas fördubblad krypning vid normal tillsats för torr- & våtsprutad betong och en tredubbling vid hög tillsats till torrsprutad betong. I försöken användes kalium-karbonat/aluminat-baserad accelerator vid våtsprutning och natrium-karbonat/aluminat-baserad vid torrsprutning.

De alkalihaltiga acceleratorerna ger arbetsmiljöproblem genom att ge hud- & ögonirritation. Därför blir användningen av alkalifria kalcium-aluminat acceleratorer allt vanligare och dessa verkar inte ha samma negativa effekt på tryckhållfasthet och arbetsmiljö. Dock är undersökningsmaterialet begränsat.

2.5.2 Retarder

Vid intermittent sprutning med våtsprutningsmetoden kan problem uppstå med leverans av färsk betong. Tillsatsmedel med retarderande tillsats kan då ge en möjlighet till att "hålla lager" med betong som kan användas vid behov. Med långtidsretarder kan betong lagerhållas i upp till 72 h efter blandning. Dessa tillsatsmedels inverkan på beständigheten är dock dåligt undersökta och därför krävs ytterligare forskningsinsatser på området

2.5.3 *Luftporbildare*

Luftporbildarnas funktion i sprutbetong är att skapa, ett system med små väl fördelade luftporer som kan utgöra expansionskärl för vatten som pressas undan vid frysning. Vid torrsprutning tillsätts luftporbildaren i det torra materialet eller i blandningsvattnet. Beroende på att luftporbildare tillsätts eller aktiveras först vid sprutningen kan man inte mäta lufthalten före sprutning och det kan därför vara svårt att förutsäga denna. Motstridiga uppgifter finns kring luftporbildande medels effekt för frostbeständighet i torrsprutad betong. Enligt ACI 506 R - 90 ger de ingen effekt medan [Durand & Mirza - 93] hävdar motsatsen med hänvisning till sina försök.

Vid våtsprutning tillsätts luftporbildare på konventionellt sätt till betongen i förväg och finns alltså redan i betongen vid sprutning. Allmänt känt är att upp till hälften av luftporhalten försvinner vid våtsprutning då betongen slungas mot ytan med hög kraft. Detta har också visats vid ett antal försök [Durand & Mirza -93, Seegebrecht & al. -89, Morgan & al. -88, Schrader & Kaden -87].

Precis som för konventionell betong gäller dessutom att en överdosering av luftporbildare ger en reducering av hållfastheten.

2.5.4 *Plasticerare och vattenreducerare*

Plasticerande tillsatsmedel har till uppgift att skapa god pumpbarhet utan att öka vatteninnehållet i betongen. Vid höga halter av finkornigt material t.ex. silika används normalt alltid superplasticerare. Vattenreducerare fyller funktionen att sänka vatteninnehållet med bibehållen arbetbarhet. Effekten av vattenreducerare bör alltså vara positiv när det gäller krympning och sluthållfasthet t.ex. De negativa effekter som vissa vattenreducerare har är att de kan ge en retarderande effekt och/eller reducering av lufthalt.

2.5.5 *Polymerer*

Syftet med polymerer är att förbättra kvaliteten på sprutbetong främst i tunna lager t.ex. vid reparationer. Funktionen för polymererna är att fungera som "armering" och försegling av betongstrukturen och därigenom göra den mindre spröd och tätare. En ytterligare effekt är förbättra vidhäftning till det underlag som påsprutas [Skarendahl - 94]. Det finns en mängd olika polymerer (vinylacetat, akrylat, styrenbutadien, polyester, epoxi och dispersioner av elastomerer eller latex) och olikheterna gör att deras effekt i sprutbetong varierar kraftigt [Schorn -89].

När polymermodifierad sprutbetong används vid reparation fås ett tätskikt som minskar vatten- och kloridinträngning samt bromsar karbonatiseringen då skiktet är osprucket. Enligt [Morgan -91, Marusin -90] är t.ex. latexmodifierad sprutbetong mycket känslig för tidig uttorkning då plastiska krympsprickor uppstår. När väl sprickorna har uppstått

finns åter en möjlighet till angrepp i den underliggande betongen. Enligt [Morgan -91] finns det även estetiska nackdelar med latexmodifierad sprutbetong då sprickor ser grövre ut då området bredvid sprickan mörknar vid uppfuktning. Polymerens beständighet mot den alkaliska miljön i betongen kan också utgöra ett problem. Ytterligare ett problem med just latexmodifierad sprutbetong rapporteras av [Marusin - 90] och det består i att man kan få en migration av latex till sprutbetongens yta. Detta är speciellt olyckligt vid uppehåll mellan olika påslag av sprutbetong. Latexskiktet leder till att vidhäftningen till det nya påslaget försämras kraftigt och leder till bom.

3. *UTFÖRANDE*

Betydelsen av ett korrekt utförande kan inte nog understrykas. Den bäst sammansatta sprutbetongen kan få dålig beständighet genom felaktigt utförande. För stor tillsats av accelerator vid våtsprutning eller stora variationer av vattentillsats vid torrsprutning minskar möjligheterna till att få en beständig konstruktion. Dåligt omsluten armering kan bana väg för korrosionsangrepp. För- och efterbehandling bör också vara korrekt utfört. För att uppnå detta skall personalen vara kunnig och väl erfaren. Dessutom skall förutsättningarna vara sådana att man genom tillgänglig utrustning, material, planering av arbetsstället m.a.p. ställningar och liknande, kan tillgodogöra sig den kunskap som personalen besitter.

3.1 Våtsprutning

Främsta fördelen med våtsprutning är att betongen är färdigblandad före sprutning. Därigenom kan man t.ex. kontrollera lufthalten före sprutning och sedan göra en uppskattning av lufthalten man kommer att ha efter sprutning. Andra fördelar jämfört med torrsprutning är stor kapacitet, liten dammbildning och minskat spill. Spillet är särskilt viktigt vid användning av stålfiber då det innehåller mer fiber än övriga beståndsdelar och detta är dessutom en dyr beståndsdel.

Nackdelen vid våtsprutning är främst användningen av accelerator. Betongen kommer ofta fram stötvis och den som sprutar får svårt att hålla en jämn acceleratortillsats. Det kan ge ojämn hållfasthet och skiktningar i påslaget. En annan nackdel är att utrustningen normalt kräver lösare betongkonsistenser och därigenom vattenrik betong. Dessa båda nackdelar kan emellertid begränsas genom användning av olika tillsatsmedel och tillsatsmaterial som reducerar erforderlig mängd vatten och accelerator. T.ex. kan superplasticerare och silika vara en bra kombination. Vid intermittent sprutning kan betong lagras med långtidsretarder, men deras effekt på beständigheten är relativt okänd.

3.2 Torrsprutning

Främsta fördelarna med torrsprutning är att man kan spruta betong med mycket låga vattencementtal och att man inte behöver acceleratorer. Man kan dessutom använda torrbruk och utrustning med relativt låg kapacitet, vilket kan vara en fördel vid mindre reparationsarbeten. Utrustningen är också lättare att hantera då den är mindre och det ger den bättre åtkomlighet i trånga utrymmen.

Den största nackdelen är att tillsatt vattenmängd styrs av sprutaren som då gör en subjektiv bedömning. Om ojämn tillförsel av torrblandningen uppkommer ger det en variation av vattenmängden i den färdiga sprutbetongen. Vanligtvis är spillet större vid torrsprutning och särskilt vid sprutning med fibertillsats.

3.3 Förbehandling

Ytor som skall sprutas måste prepareras före. Vid reparation av gamla betongytor är det av största vikt att dålig eller skadad betong avlägsnas i tillräcklig omfattning. [Morgan - 91] redovisar en undersökning av ett stort antal sprutbetongreparerade broar i Kanada. I flera av fallen kunde nya skador konstateras i den underliggande gamla betongen, medan sprutbetongen var oskadad. I vissa fall hade hela sprutbetongskiktet lossnat från underlaget.

Andra viktiga faktorer vid preparering är rengöring t.ex. efter borttagning av gammal betong, vid beläggningar av jordmaterial eller olja från dieselavgaser på bergväggar m.m. Detta ger bättre förutsättningar för en fullgod vidhäftning mellan sprutbetongen och dess underlag. Ytan bör dessutom vara något fuktig vid sprutning mot betong (minskar kapillärsugning) och så torr som möjligt vid sprutning av berg. Vid bergförstärkning är det därför viktigt att vatteninläckning dräneras bort vid sprutning för att eventuellt senare tätas [Bråmå -85]. Sprutbetongen skall inte användas som tätning.

Vid nytt påslag skall eventuell ytbehandling av det gamla påslaget borttagas (undvik ytbehandling mellan påslag). Membranhärdare och liknande med vaxbas t.ex. försämrar vidhäftningen avsevärt. Det är även en fördel om påslagen kan ske med så kort tidsmellanrum som möjligt.

3.4 Efterbehandling

För att säkerställa sprutbetongens beständighet genom en tät och sprickfri yta måste efterhärdningen vara korrekt utförd. Antingen genom vattenbegjutning, membranhärdare eller annan lämplig metod. Membranhärdares effekt har ibland ifrågasatts. Särskilt viktig är efterbehandling av sprutbetong innehållande silika, då den får en ökad plastisk krympning [Opsahl -82].

4. *BESTÄNDIGHETSPÅVERKANDE FAKTORER*

Om val av delmaterial och materialsammansättning har gjorts på ett korrekt sätt med hänsyn till tillämpning och utförandet sedan är riktigt, är grunden lagd för en beständig konstruktion. Livslängden påverkas sedan av en mängd faktorer såsom vidhäftning, sprickbildning och olika typer av angrepp såsom korrosion och frost. Livslängden förkortas dock normalt inte av ett enskilt angrepp, utan är ofta en kombination av flera processer. Sprickor som leder till korrosion och/eller frostangrepp o.s.v.

4.1 Vidhäftning

Sprutbetong anbringas ofta i tunna skikt och kräver oftast full samverkan med underlaget för att fungera. Samverkan uppnås via vidhäftning eller genom bultning (vid bergförstärkning). Dålig eller med tiden försämrad vidhäftning kan ge stabilitetsproblem eller brott. Faktorer som försämrar vidhäftningen är bl.a. rengöringen av underlaget och att underliggande skador inte avlägsnats i tillräcklig omfattning. Om anledningen till skada är en alkaliballastreaktion t.ex. kommer sannolikt reaktionen att fortsätta i den underliggande betongen och riskera att spräcka loss det påsprutade skiktet. En underliggande kloridhaltig betong kan göra att anrikning av klorider sker i gränsskiktet mellan ny och gammal betong och därigenom leda till "saltsprängning" och att därmed vidhäftningshållfastheten överskrids. På samma sätt kan fukttransport och fuktansamling i gränsskiktet orsaka frostsprängning.

Sprutbetongens relativt stora krympning kan leda till spänningar i gränsskiktet som gör att vidhäftningen upphör om inte sprutbetongen spricker upp. Risken för detta är störst vid tjockare påslag eller reparationer och problemet beskrivs av [Schrader -85]. Liknande problem kan uppstå vid stora temperaturgradienter som vid avsvalning efter hydratation. Sannolikt kan effekterna av temperatur och krympning samverka.

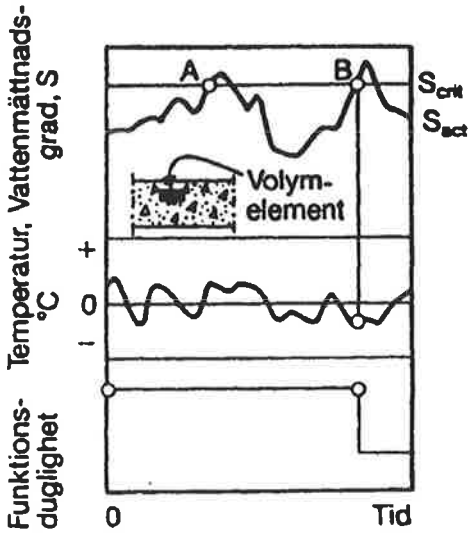
4.2 Sprickbildning

Sprickbildning kan leda till försämrad beständighet mot korrosions-, frost- och urlakningsangrepp. Sprickbildningen orsakas normalt av rörelser i underlaget eller i sprutbetongen. Rörelser i sprutbetongen orsakas oftast av plastisk krympning, uttorkningskrympning eller temperaturlaster och dessa leder oftare till sprickbildning än vidhäftningsbrott.

4.3 Frost

För sprutbetong gäller samma principer för frostbeständighet som för konventionell betong. En skillnad är att sprutbetong normalt är betydligt tätare genom användning av låga vattencementtal (främst torrsprutning), stor bindemedelsmängd och liten maximal stenstorlek. En annan skillnad är att det är svårt att få ett bra luftporsystem efter att betongen sprutats mot en yta.

Skillnaderna i tillvägagångssätt mellan torr- och våtsprutning vid tillsats av luftporbildare redovisades i avsnitt 2.5.3. Försök som påvisar problemen med att bibehålla luftporstrukturen i våtsprutad betong och svårigheterna att förutse lufthalten i torrsprutad betong finns gjorda av [Morgan & al. -92, -88 ; Schrader & Kaden - 87 ; Seegebrecht, Litvin & Geblier - 89]. Tilläggas bör att man kan få en omedveten luftinblandning, utan hjälp av tillsatsmedel, om otillräcklig packning av betongen sker vid torrsprutning [Fagerlund -94]. Det finns också försök som redovisar frostbeständig sprutbetong utan luftporbildare [Burge -91]. Anledningen kan också vara att betongen är så tät och att fuktbelastningens varaktighet inte är så lång att kritisk vattenmättnadsgrad uppnås vid standardprovning. Påpekas bör dock att redan måttlig sprickbildning ökar permeabiliteten dramatiskt och därigenom ökas risken för frostskador kraftigt. Ett vanligt förlopp är att vatten ges möjlighet att tränga in i uppkomna krympsprickor och orsaka frostsprängning om sprutbetongen uppnått kritisk vattenmättnadsgrad.



Figur 4.1 *Illustration av förhållandet mellan vattenmättnadsgrad, temperatur och funktionsduglighet. Vid B inträffar frostskada då vattenmättnadsgraden överstiger den kritiska samtidigt som tillräckligt låg temperatur råder. [Fagerlund -94]*
Illustration of relations between degree of saturation, temperature and function. At point B a damage occurs when the degree of saturation reaches the critical one at the same time as a sufficiently low temperature. [Fagerlund -94]

I normala fall skiljer man på frostbeständighet vid provning med salt- eller sötvatten och i vanliga fall är beständigheten sämre med salthaltigt ytvatten. Fenomenet beror troligen på de osmotiska tryck (tryck uppkomna av skillnader i saltkoncentration) som uppstår mellan yt- och porvatten i betongen. Skadorna som uppträder är oftast ytskador.
Den vanligaste typen av frostskador är dock enl. [Norsk Betongforening -93] den då lossprängning från underlaget av sprutbetong p.g.a. vattenförande berg. Därför påpekar man vikten av korrekt dränering bakom sprutbetongskikt i zoner med frostbelastning.

4.4 Korrosion

Korrosion av armering i sprutbetong orsakas av samma processer som i konventionell betong. Sprutbetongen har dock ett bättre skydd mot kloridinträngning och karbonatisering. För konventionell armering är korrosionsprocesserna väl kända men för fiberarmerad betong finns många oklarheter. I följande avsnitt behandlas därför i första hand stålfiberarmerad betong.

4.4.1 Kloridinitierad korrosion

Kloridernas ursprung kan vara gammalt havsvatten i berg eller bergarter som avger klorider och halterna behöver inte vara höga för att ge problem då anrikning sker när kloridhaltigt vatten avdunstar från en yta. Andra kloridkällor kan vara inläckning av havsvatten, stänk från tösaltade vägar och anrikning i skvalpzonen på marina konstruktioner. Inträngningen av klorider sker både genom diffus inläckning och via sprickor i sprutbetongen. Kloridinträngningen påverkar armeringens benägenhet att börja korrodera. I vanliga cement är kloridhalten <0.01 % och vid kontroll bör därför värdena ligga här om inget yttre tillskott har skett. Inträngningen bromsas av flygaska [Johansson, Sundbom & Woltze -89] och så torde vara fallet även för masugnsslagg. En negativ effekt är dock att tröskelvärdet för korrosionsinitiering uppnås snabbare då halten fria OH^--joner reduceras.

4.4.2 Karbonatiseringsinitierad korrosion

Karbonatisering av betong sker då luftens koldioxid penetrerar betongen och reaktionen sker när betongen är torr. Reaktionen har följande utseende.

$$Ca(OH)_2 + CO_2 + H_2O \rightarrow CaCO_3 + 2H_2O$$

Genom att pH sjunker i betongen initieras korrosionen då det passiviserande skikt som omger armeringen försvinner. Hastigheten på karbonatiseringsfrontens rörelse in i konstruktionen styrs av relativa luftfuktigheten, koldioxidkoncentrationen, betongens permeabilitet, mängden karbonatiserbart material och tiden efter gjutning. Sprutbetongs beständighet mot karbonatisering bör vara god då bl.a. permeabiliteten är låg (lågt vct).

4.4.3 Sprickor

Sprickvidderna vid plastisk krympning och uttorkningskrympning blir normalt relativ små i sprutbetong. Den höga bindemedelshalten gör att det finns goda möjligheter till självläkning trots att skikten är relativt tunna. Det här innebär att risken för korrosion är liten vid normal fuktbelastning. Även vid något grövre sprickor av t.ex. böjbelastning torde korrosionsrisken vara liten. Om vatten strömmar genom sprickorna och förorsakar successiv urlakning av betongen bör sprickrisken dock öka.

Kloridinitierad korrosion i stålfiberarmerad sprutbetong med sprickor borde emellertid få ett mycket snabbt förlopp, men något sådant fall har inte hittats i litteraturen. Med anledning av detta är det mycket angeläget att utreda risken för korrosion i uppsprucken fiberarmerad sprutbetong utsatt för genomströmmande vatten och klorider. Kunskaper för detta relativt vanliga fall saknas.

4.4.4 Stålfiber

Vad gäller korrosion och fiber, finns många frågetecken kvar. Dock verkar korrosion av stålfiber mycket vara en estetisk fråga då fiber i sprutbetongens yta ofta rostar och lämnar en bruna missfärgningar när vatten passerar den rostiga fibern. Risken kan förstås minskas om fiber med någon typ av ytbehandling används t.ex. fiber med zinköverdrag eller rostfria fiber (typ amorf metallfiber). Då kromatreducerat cement används finns det dock en risk för gasutveckling p.g.a. en reaktion mellan cementvatten och zink [Norsk Betongforenings -93]. Tänkbart är också att man får minskad vidhäftning mellan cementpasta och fiber p.g.a. ytbehandlingen.

Beständigheten hos stålfiber inne i betongen verkar vara god och om korrosion initieras blir korrosionsprodukterna så små att de inte utgör någon risk för spjälkning. I huvudsak skyddas fibrerna från korrosion genom den alkaliska miljön som råder i betongen. En undersökning av [Mangat & Gurusamy -88] redovisar en teori om att fiber skyddas extra bra av det omgivande kalkrika skiktet genom sin stora specifika yta (yta / volym). Trots att undersökningarna redovisar kloridhalter som vida överstiger de tröskelvärden enl. Hausmanns princip som anses aktivera korrosionen förekommer det ingen.

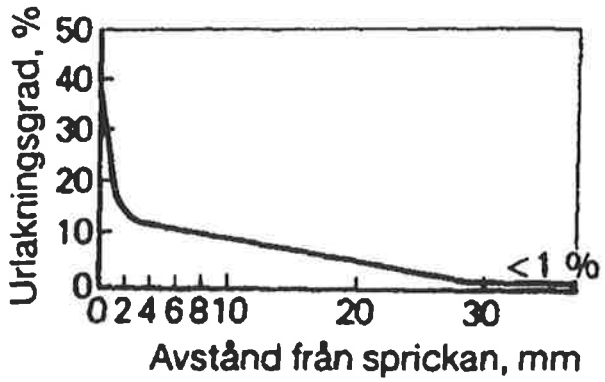
Fiber i sprickor kan rosta av, men processen verkar vara långsam och i mindre sprickor av typen krympsprickor skyddas fibern av den alkaliska miljön som ger upphov till självläkning [Malmberg -94]. I [Malmberg -94] beskrivs en undersökning av betongkonstruktioner med stålfiberarmering som utsatts för olika miljöbelastningar. Sprutbetongkonstruktioner på i kust/havsmiljö undersöktes, där risk för kloridinitierad korrosion kunde förväntas förekomma. Generellt redovisades dock låga kloridhalter i konstruktionerna. En konstruktion där man gjutit stålfiberarmerad betong på en brobana som utsatts för tösaltning hade dock kloridinträngning och där återfanns också korrosion. Korrosionen var liten, men där stålfiber inte dispergerats kunde mer voluminösa korrosionsprodukter hittas. Andra typer av konstruktioner som kunde ha

karbonatiseringsinitierad korrosion undersöktes också, men i alla fallen var korrosionen mycket begränsad.

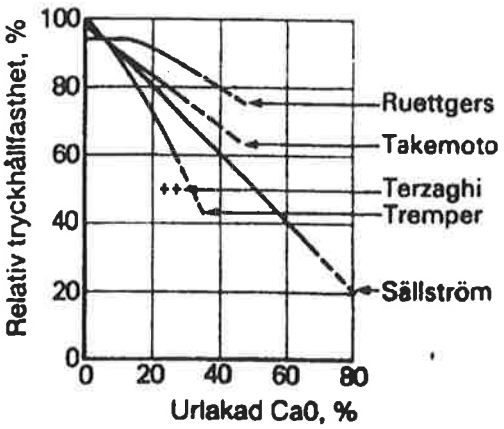
Vidare forskning kring processerna som styr korrosion av stålfiber är av stor vikt med tanke på dess stora användning. Såväl korrosionsinitiering som korrosionshastigheter m.m skulle behöva undersökas

4.5 Urlakning

Sprutbetongens stora täthet gör att risken för diffus genomläckning av vatten normalt är liten. Läckage i fina sprickor kan förväxlas med detta. Betongens förmåga att självläka kan sättas ur spel om ensidigt vattentryck orsakar urlakande vattengenomströmning. Om vattnet är mjukt (< 3 tyska hårdhetsgrader) är risken stor [Bodén -92]. Urlakningen i sprickor orsakar en lokal hållfasthetsnedsättning. Urlakning vid sprickor och hållfasthetsnedsättningen kan ses i figur 4.2 & 4.3. Vid större läckage minskar risken jämfört med konventionell betong genom att betongen är tät och bindemedelshalten hög, men ökar genom att sprickorna är mer finfördelade (speciellt vid fiberarmering), skikten tunna och ballasten skyddar sämre.



Figur 4.2 *Urlakningsgrad av ursprunglig mängd CaO som funktion av avståndet från en spricka [Rombén -94].*
Degree of leaching of the origin amount of CaO as a function of the distance from a crack [Rombén -94].



Figur 4.3 *Tryckhållfasthet som funktion av halten urlakad kalk. Sammanställning av resultat från olika undersökningar. [Rombén -94].*
Compressive strength as a function of the amount of leached lime. Results from different tests [Rombén -94].

4.6 Kemiska angrepp

4.6.1 Syraangrepp

Syraangreppet är i första hand ett ytangrepp och förekommer t.ex. vid svavelsyrabildning i avloppsrör eller vid lagring av syror. Angreppet leder till nedbrytning av betongen och armeringskorrosion.

4.6.2 Sulfatangrepp

Halten vattenlösliga sulfater är vanligen inte tillräckligt höga för att orsaka problem för betong. I bergförstärkningssammanhang kan dock anrikning ske i sprutbetongytan om sulfathaltigt vatten avdunstar där. Reaktionen uppkommer då de vattenlösliga sulfaterna reagerar med trikalciumaluminatet i cementen och bildar svällande produkter [Fagerlund -92]. Effektivaste sättet att undvika sulfatangrepp är genom att begränsa halten C_3A i cementen. Anläggningscement har C_3A-halten begränsad till 2 % och det gör den sulfatresistent. Tillsatsmaterial som silika kan öka sulfatresistensen [Fagerlund -92].

4.6.3 Salter

Som tidigare nämnts kan salter anrikas i ytan eller i vidhäftningszonen och genom kristalltillväxt orsaka sprickbildning och avflagning. Skador har rapporterats av natriumklorid och natriumsulfat. Höga halter av klorider kan även ge reducerad hållfasthet genom sämre vidhäftning mellan cementpasta och ballast [Bodén -92].

5. *UTVECKLINGSBEHOV*

Av denna litteraturstudie kan man konstatera att det behövs mer kunskaper angående korrosion av stålfiber i sprutbetong. Särskilt processerna kring fiberkorrosion i uppsprucken sprutbetong men även när det gäller korrosion av fiber i tunna sprickor. Detta gäller både vid vattenläckage genom sprutbetongen och vid närvaro av klorider.

Med anledning av de omfattande infrastruktursatsningarna bör också beständigheten mot frostbelastning i kombination med salthaltigt vatten undersökas mer. Detta torde bli ett vanligt förekommande fall i samband med byggandet av vägtunnlar.

För att kunna bedöma en sprutbetongkonstruktions förmåga att motstå olika beständighetspåverkande faktorer, bör man utreda hur sprutbetongens täthet skall mätas.

6. *SUMMARY IN ENGLISH*

This study is aiming to compile the knowledge about durability of shotcrete and to elucidate the areas were further research is needed.

6.1 Materials

The chemical composition of the cement is the main factor for the durability of shotcrete. Low C_3A-content increases the sulphate resistance and reduces the risk for alkali aggregate reactions. The aggregate should have sufficient strength, be resistant to frost action and not be reactive to alkali. The gradation and the maximum aggregate size also effects the durability by effecting the compaction, the permeability, the mechanical properties and the rebound.

Fibres are gradually replacing the conventional net reinforcement due to economy and performance criterias. The fibres give effects like reduced plastic shrinkage, increased toughness at failure and limited crack widths. With conventional net reinforcement it is more difficult to make a homogeneous concrete with no discontinuities.

Most commonly used additions are silica fume, fly ash and ground granulated blast furnace slag. They are used to achieve good workability, reduced permeability, higher resistance to leaching and chemical attack and reduced risk for alkali aggregate reactions. Though there might be a risk for reactions between undispersed silica fume and alkali. All these puzzolans react with the free content of calciumhydroxide in the shotcrete and this reduces the possibility of "self-repairing" small cracks.
Most commonly discussed additives are accelerators and air entrainers. Accelerators are used to achieve early strength development and to build up thicker layers of shotcrete. Thick layers make it possible to achieve a more homogeneous shotcrete with fewer discontinuities. The most common accelerators contains alkali and it reduces the

strength of the shotcrete and some results show a connection between reduced strength and reduced durability to frost action. Another effect is increased shrinkage with up to 50% for both dry- and wet-mix shotcrete. In wet-mix shotcrete it is difficult to estimate the need for air entraining additives. For wet-mix shotcrete the air content of the concrete is reduced by up to 50% after shotcreting. Generally the dry-mix shotcrete is performing well in tests probably due to low permeability and air "locked in" in the shotcrete when bad compaction occurs. Some authors claim that air entraining additives does not affect freeze-thaw durability for dry-mix shotcrete.

6.2 Performance

The performance is very important to achieve high durability and the skill of the personnel is essential. For wet-mix shotcrete the advantage is that the concrete is ready mixed and can be controlled before shooting. Adding a high amount of accelerator changes the properties radically and it is difficult to keep the dosage of accelerator at a constant level. The main advantage of dry-mix shotcrete is the possibility of making shotcrete with low w/c -ratio and that accelerators are not needed. When using dry-mix shotcrete the worker is adjusting the water content manually and this could make the properties vary considerably. Sufficient preparation of the shotcreted surface is important. Anything that could reduce the bond has to be removed. When repairing concrete constructions all damaged concrete must be removed. After shotcreting the young shotcrete must be protected against drying out to avoid cracking.

6.3 Factors affecting durability

Interaction between the concrete/rock and the shotcrete is essential. Insufficient interaction could lead to failure or stability problems. Debonding can occur if the surface cleaning is insufficient and if the shrinkage or load is high. Cracks can be caused by movements due to shrinkage or temperature differences. They might affect the resistance to corrosion, frost action and leaching.

Corrosion in shotcrete is activated by chlorides or by carbonisation. Chlorides could come from eg sea water in rock or from splashing of thaw salts from roads. Carbonisation is a reaction between carbondioxide from the air and the calcium hydroxide in the shotcrete. Low w/c-ratio gives high resistance to corrosion and carbonisation. Corroding fibres at a surface cause an unwanted aesthetical effect. Fibres inside the shotcrete are well protected and mostly the corrosion of the fibre is limited. Some authors claim that this is due to the lime rich coating that is protecting the fibre well since it has a large specific area. Fibres in small cracks also are generally well protected of the environment in the shotcrete, and the "self-repairing" effect is of great importance. The corrosion products only get voluminous if the fibres are undispersed.

Shotcrete can resist frost action fairly well due to the low permeability. A common damage is though debonding due to frost action in the boundary between shotcrete and rock if water is transported from the rock.

Leaching can occur if water pressure at one side of the shotcrete cause water to flow through cracks. Leaching causes a local reduction of strength. Chemical attack could be of acids, sulphate or salts e.g. Acids cause surface damages in the shotcrete and reinforcement corrosion. It could be obtained when storing acids or in waste water pipes. Normally the sulphate contents in Swedish soils are too low to cause a reaction. A concentration at the surface of the shotcrete when water containing sulphate evaporates is though possible. Different kinds of salts could concentrate at the surface or at the boundary in the shotcrete and a growth of crystals could cause cracks and spalling.

6.4 Further research

Better knowledge about corrosion of steel fibres in shotcrete, frost action with presence of salt and evaluation of methods for measuring permeability is needed.

7. REFERENSER

Bodén, Anders. " SFR Kontrollprogram, Bergkontroll - Sprutbetongens beständighet " Vattenfall Energisystem AB rapport BEG PM 29/91, Oktober 1991.

Bråmå, Eva. " Vatteninläckningens inverkan på sprutbetongkvalitet " LuTH avd. för Bergmekanik, examensarbete 1985:29E, 1985.

Burge, T. A. " Additives and mixtures for shotcrete " Tunnels & tunneling, Jan, 1993.

Burge, T. A. " Fiber reinforced high-strength shotcrete with condensed silica fume " ACI report SP 91-57, 1991, pp 1153-1170.

Byfors, Kajsa & Tuutti, Kyösti. " Betonghandbok material ", AB Svensk Byggtjänst och Cementa AB, 2:a upplagan, 1994, pp 785-808.

Durand, Benoît. ; Mirza, Jahangir. & Nguyen, Phuong. " ASTM C666 (A) Freeze-thaw durability of air-entrained wet- and dry-mix shotcrete ", Shotcrete for underground support VI, 1993, pp 188-196.

Fagerlund, Göran. " Betonghandbok material ", AB Svensk Byggtjänst och Cementa AB, 2:a upplagan, 1994, pp 711-726 & 727-783.

Fagerlund, Göran. " Betongkonstruktioners beständighet - en översikt ", Cementa AB, 3:e upplagan, 1992.

Fagerlund, Göran. " Vattenbyggnadsbetong ", Cementa AB, 1989.

Fidjestøl, Per. " Applied silica fume concrete ", Concrete Int., Nov, 1993, pp 33-36.

Gebler, Steven H.; Litvin, Albert.; McLean, William J. & Schutz, Ray. " Durability of dry-mix shotcrete containing rapid -set accelerators " , ACI - Materials Journal, May-June, 1992, pp 259-262.

Gebler, Steven H. " Durability of dry-mix shotcrete containing regulated -set cement " , Concrete Int., Oct, 1989, pp 56-57.

Glassgold, Leon I. " Shotcrete durability : an evaluation ", Concrete Int., Aug., 1989, pp 79-85.

Johansson, L.; Sundbom, S. & Woltze, K. " Permeabilitet - provning och inverkan på betongs beständighet ", CBI rapport, 2:89, 1989.

Holmgren, Jonas. " Bergförstärkning med sprutbetong ", Vattenfall - handbok , 1992.

Lagerblad, Björn & Trägårdh, Jan. " Alkalisilikareaktioner i svensk betong ", CBI rapport, 4:92, 1992.

Ljungkrantz, C. ; Möller, G. & Petersons, Nils. " Betonghandbok material ", AB Svensk Byggtjänst och Cementa AB, 2:a upplagan, 1994.

Luther, M.D. ; Mikols, W.J. ; DeMaio, A.J. & Whitlinger, J.E. " Scaling resistance of ground granulated blast furnace slag concretes ", Durability of Concrete, Third International Conference, Nice, France, 1994, pp 47-64 .

Mailvaganam, Noel P. & Samson, David. " The role of admixtures in the effective use of fly ash and silica fume in concrete mixes ", Proceedings from " Ash - A valuable resource ", 1987, pp 1-18.

Malmberg, Bo. " Beständighet hos fibersprutbetong ", Föredrag vid Bergmekanikdagen 1994, SveBeFo, Stockholm, 1994, pp 79-92

Manns, W. & Neubert, B. " Mechanical-technological properties of shotcrete with accelerating admixtures ", Otto Graf Journal, 1992, pp 115-136.

Mangat, P.S. & Gurusamy, K. " Corrosion resistance of steel fibres in concrete under marine exposure ", Cement and concrete research, vol 18, 1988, pp 444-54.

Marusin, Stella. L. " Failure of latex modified shotcrete ", Concrete Int., Oct, 1990, pp 39-42.

Morgan, Dudley R.; McAskill, Neil.; Carette, Georges G. & Malhotra, V.M. " Evaluation of polypropylene fiber reinforced high-volume fly ash shotcrete ", ACI - Materials Journal, March-April, 1992, pp 169-177.

Morgan, D. R. & Neill, J. " Durability of shotcrete rehabilitation treatments of bridges in Canada ", Paper TAC Annual conference, Winnipeg, Canada, 1991, pp c13-c51.

Morgan, Dudley R.; Kirkness, Andrew J.; McAskill, Neill. & Duke, Neill. " Freeze-thaw durability of wet-mix and dry-mix shotcretes with silika fume and steel fibres ", Cement, concrete & aggregates, 1988, pp 96-102.

Norsk Betongforening. " Sprøytebetong til fjellsikring ", Norsk Betongforenings komite for sprøytebetong, Publikasjon nr.7, 1993.

Opsahl, Ole A. " A study of a wet-process shotcreting method-vol. I ", Norwegian Institute of Technology, Trondheim, BML report 85.101, 1985.

Opsahl, Ole A. " Bruk av silika i sprøytebetong ", Norske Sivilingeniørers Foreningen, Fagernes Hotel, 21-23 april, Fagernes, 1982.

Pettersson, Karin. " Effects of silica fume on alkali-silica expansion in mortar specimens ", Cement & concrete research, vol 22, no 1, 1992, pp 15-22.

Rombén, Lars. " Betonghandbok material ", AB Svensk Byggtjänst och Cementa AB, 2:a upplagan, 1994, pp 809-847.

Schorn, H. " Epoxy modified shotcrete ", ACI report SP 89-13, pp 249-260.

Schrader, E. & Kaden, R. " Durability of shotcrete ", ACI report SP 100-57, 1987, pp 1071-1101.

Schrader, E. " Misconceptions about durability and bond in conventional and latex shotcrete ", ACI Fall Convention, Chicago, Oct., 1985.

Seegebrecht, G.W., Litvin, A. & Geblier, S.H. " Durability of dry-mix shotcrete ", Concrete Int., Oct. 1989, pp 47-50.

Skarendahl, Åke. " Betonghandbok material ", AB Svensk Byggtjänst och Cementa AB, 2:a upplagan, 1994, pp. 977-981

Tuuti, Kyösti. " Korrosion på armering ", Marina betongkonstruktioners livslängd, seminariehandling, Uppsala, 1993, pp 85-101.

Wolsiefer, John Sr. & Morgan, Dudley R. " Silica fume in shotcrete ", Concrete Int., pp 34-39, April, 1993.

ÖVRIGA PRESENTATIONER

Other presentations

Introduktion: Finn Ouchterlony, SveBeFo

THE EXCAVATION OF THE MACHINERY HALL, URI HYDROELECTRIC POWER PROJECT, INDIA

Utsprängningen av maskinsalen för vattenkraftprojektet i Uri, Indien

Johan Brantmark, KTH, Uri Civil Contractor AB
Anders Heiner, VBB-SWECO AB
Jüri Martna, Consulting Engineering Geologist
Håkan Stille, KTH

INTRODUCTION

The Uri Hydroelectric Power Project is situated in the State of Jammu and Kashmir in north-western India. The power station is supplied with water from the Jhelum River which has its springs in Kashmir and flows through the Kashmir Valley into Pakistan where it becomes a tributary to the Indus River. The project is designed as a run-of-the-river scheme. The water is diverted from the river and lead from the head regulator and desilting basins into an 11 km long headrace tunnel and the 200 m high pressure shafts. After passing the four turbines in the machinery hall the water is lead through the draft tubes and the 2 km long tailrace tunnel back into the river.

The project is owned by the National Hydroelectric Power Corporation Ltd, NHPC. The construction of this hydro power project is undertaken on a turn-key basis by a consortium involving Skanska International Civil Engineering AB and NCC International AB for the civil works, SWECO AB as the designer, ABB Generation AB for the electric works and Kvaerner Boving Ltd for the mechanical works. Skanska and NCC have formed a subsidary company for their joint undertaking called Uri Civil Contractor AB. Skanska is the leader of the consortium. The work was started in 1990 and the project is scheduled to be completed in May 1997. A general description of the project has been given by Heiner et al. 1993.

The excavation of the machinery and transformer halls started in May 1993 and was completed in January 1995. In the present paper, observed rock instabilities and measures taken for the machinery hall and adjacent tunnels will be discussed. The discussion involves the lay-out of the caverns, the structure of the rock and the stress situation. It demonstrates a case where the instrumentation of the rock mass has played an important part in the adopted active design concept.

DESCRIPTION OF THE POWER HOUSE COMPLEX

Lay-out

The power house complex consists of a machinery hall (37 m high, 136 m long and 22 m wide), a transformer hall (26 m high, 142 m long and 17 m wide), and of a gate hall (17 m high, 100 m long and 8 m wide). The machinery hall and the transformer hall, which are discussed in the following, are separated by a 30 m wide rock pillar. This pillar is perforated by two bus bar tunnels, an entrance tunnel, an access tunnel and four draft tubes. The transformer hall is situated downstream of the machinery hall. Upstream of the machinery hall there are two vertical pressure shafts, each of six metres diameter, which are diverted into four horizontal penstocks, each leading into

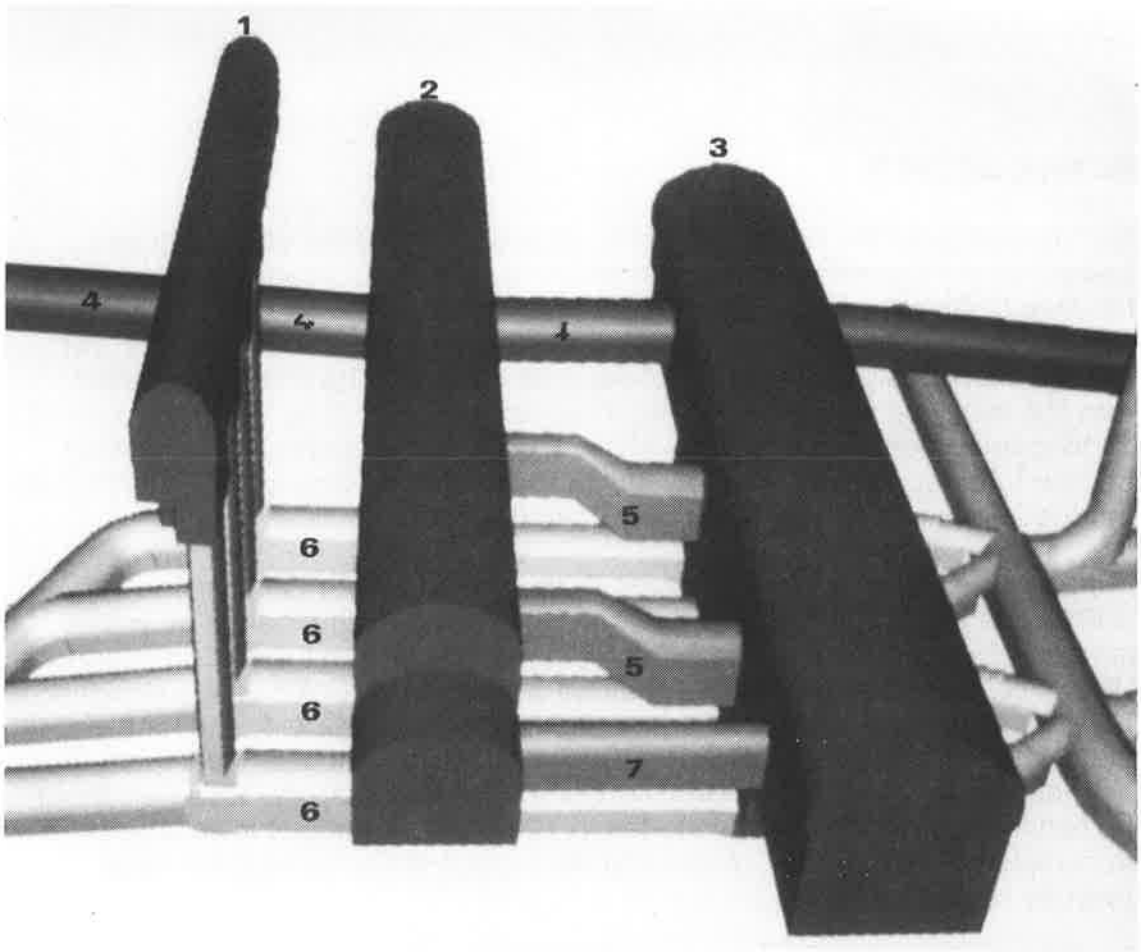


Figure 1 The lay-out of the powerhouse complex.
Layout för kraftstationen

1	Gate hall	4	Access tunnel
2	Transformar hall	5	Bus bar tunnels
3	Machinery hall	6	Draft tubes
		7	Entrance tunnel

one of the four turbines. Downstream of the machinery hall, four draft tubes lead the water under the transformer hall into the tailrace tunnel. The access tunnel passes through the transformer hall into the unloading bay in the machinery hall and continues on the upstream side of the hall (Fig 1).

Rock Conditions

The rock in the power house area is of volcanic origin, a basaltic lava which has been metamorphosed under high pressure into a green schist. Because of the high-grade metamorphosis, the rock mass has developed a prominent foliation. The foliation is dipping 60° to 80° in a northerly direction and is striking perpendicular to the caverns. The thickness of the bands varies from one centimetre to one metre, and the more thinly foliated parts are phyllitic and slickensided. There is also a set of widely spaced vertical joints which is striking sub-parallel to the caverns, and joints of different directions, dipping around 45°.

The prominent foliation yields an anisotropic rock. The orientation of the tunnels and caverns in relation to the direction of the foliation is therefore important. The major caverns have been oriented perpendicular to the foliation in order to gain maximum advantage of the rock strength. This results in that most of the tunnels between and around the caverns have been driven parallel to the foliation.

The intact rock strength can be up to 100 to 150 MPa but the closely spaced foliation in combination with clay coatings and phyllitic parts yields a fairly weak rock mass. This rock mass has, however, turned out to have an ability to stand some considerable plastic deformations.

The three-dimensional stress situation in the area has been determined during the pre-investigations by overcoring. The magnitude of stresses can be seen in Table 1. The maximum principal stress is oriented more or less parallel to the slope of the mountain which yields a maximum stress parallel to the axis of the caverns, dipping in a northerly to north-westerly direction, the minimum principal stress is also parallel to the caverns, dipping in a southerly direction and the intermediate principal stress is sub-horizontal and perpendicular to the caverns.

Table 1. The magnitude of the principal stresses, MPa

σ_1	7,6	-	18,3
σ_2	1,4	-	9,0
σ_3	0	-	5,5

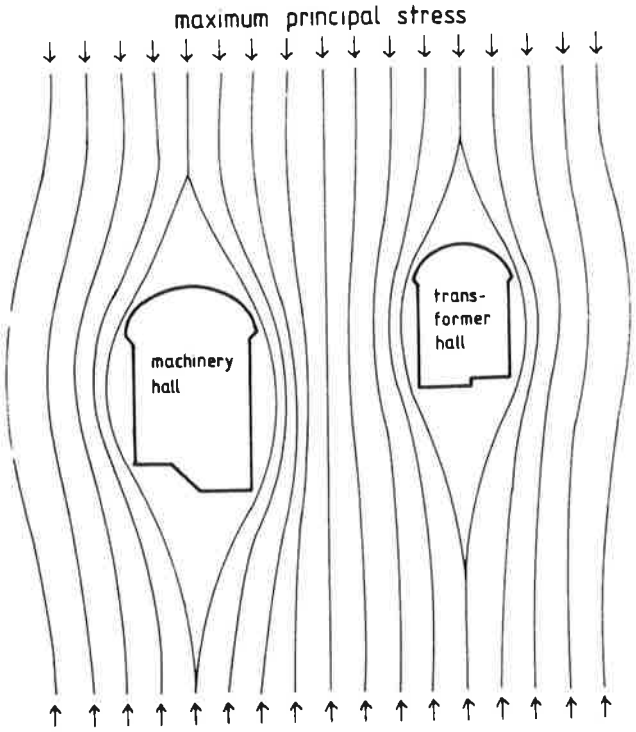


Figure 2a The maximum principal stress around the machinery and transformer halls
Största huvudspänningens orientering runt maskin och transformator hall

While excavating a single rock opening, the stress field in a zone extending approximately 1.5 diameters of the single opening into the rock mass is affected. However, the power house area is a multi-cavern system with a number of smaller and larger openings, resulting in a rather complex induced stress situation. After excavating the machinery and transformer halls the remaining pillar inbetween has been subject to substantial stress concentrations. At the levels of the bus bar tunnels and the draft tube tunnels the stresses have been further intensified (Fig 2).

FEM calculations have been performed in order to establish the magnitude of the deformations to be expected. The calculations have been done in two stages. Prior to the excavation a general calculation was performed. After gaining more knowledge about the behaviour of the rock mass a detailed computation was executed. In the latter calculation a detailed analysis of the designed support was carried out. Comparisons of the measured and calculated deformations have been performed in order to detect deviations from the expected behaviour of the rock mass.

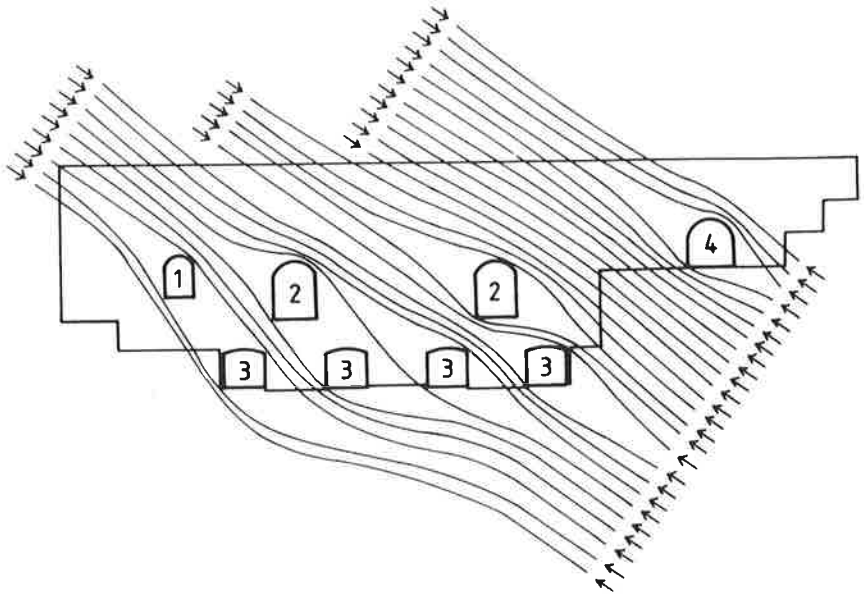


Figure 2b The maximum principal stress around the machinery and transformer halls
Största huvudspänningens orientering runt maskin- och transformatorhallarna

1	Entrance tunnel	3	Draft tubes
2	Bus bar tunnels	4	Access tunnel

Instrumentation

Both the machinery hall and the transformer hall have been instrumented with rod extensometers, which measure the relative movement between a point inside the rock mass and the surface. In the machinery hall, three sections have been installed with six measuring points in each section. In each point the movements were measured at a depth of 5, 10 and 15 metres. In the transformer hall, rod extensometers were installed at two sections, each containing five measuring points. At each of these points the relative movements were measured at a depth of 5 and 10 metres. These rod extensometers have proved to work well and the obtained results have been easy to interpret (Fig 3).

The cast-in-place roof lining in the machinery hall has been instrumented with concrete stress cells. In three sections along the hall, tangential as well as radial stresses have been measured in the centre line of the roof and in the abutments (Fig 4). The results obtained from these instruments have been questionable and hard to interpret, probably due to the following reasons.

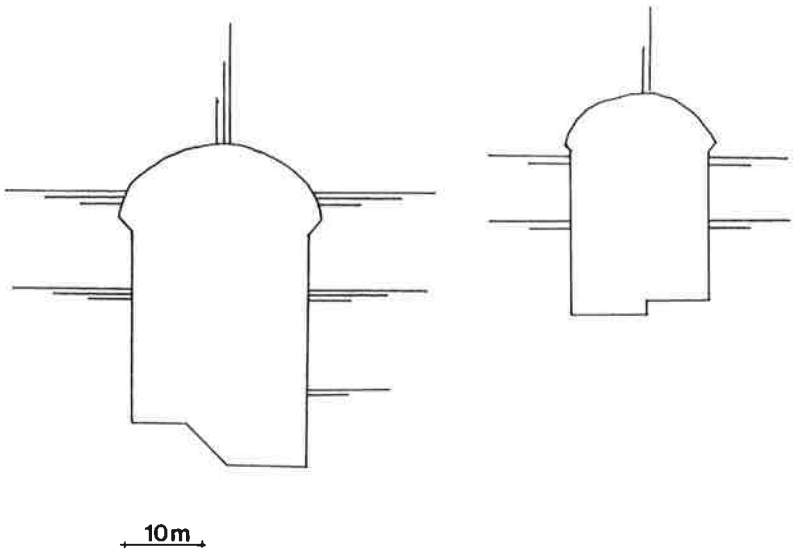


Figure 3 The location of rod extensometers
Stångextensometrarnas placering

During the casting of the concrete, the cells in the concrete might shadow the vibration, leading to improperly vibrated concrete next to the stress cells. Furthermore, the cells measuring the radial stress have to be installed on an even surface which is made of mortar. The mortar is not of the same stiffness as the surrounding rock or concrete. Finally, the lining is cast against an uneven rock surface. This uneven surface results in a lining which is varying in thickness.

The deformations in the tunnels, leading into the machinery hall and the transformer hall, have been monitored by tape extensometers which measure the convergence of the openings. Normally, only the horizontal movements have been measured. Measurements with tape extensometers have turned out to be a simple and accurate measurement method which yields easily interpreted results. The measurement sections in the power house area have mainly been used in order to determine whether the installed support has been sufficient.

Optical measurements of the vertical and horizontal movement have regularly been carried out on the downstream as well as the upstream crane beam in the machinery hall. The obtained accuracy has been +/- 5 mm for the horizontal and +/- 1 mm for the vertical movement. Even though the accuracy was not perfect with this method, the surveying yielded a good picture of the movements since many points could be measured easily and frequently.

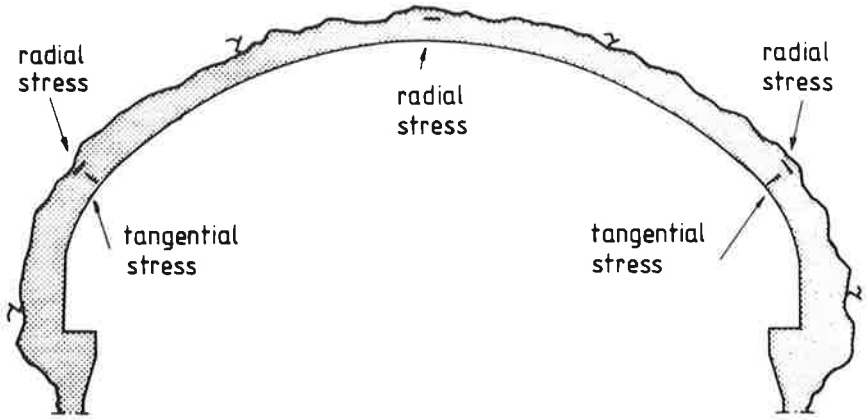


Figure 4 The location of concrete stress cells in the machinery hall roof lining
Lastcellernas placering i maskinsalens betongtak

OBSERVED INSTABILITIES AND REQUIRED ROCK SUPPORT

Tunnels entering the Machinery and Transformer Halls

The machinery hall and the transformer hall are both aligned perpendicular to the foliation, hence all the tunnels entering the caverns are aligned more or less parallel to the foliation, which is dipping around 70° towards north. In these tunnels two different kinds of failure mechanisms have been observed. Both of them can be explained by the structure of the rock mass, combined with the direction of the stresses.

The maximum principal stress has a dip towards north. Consequently, the induced tangential boundary stresses are at their highest in the northern abutment and the diagonally opposite wall-invert corner of these tunnels (Hiltscher et al. 1979) (Fig 5).

In the northern abutment, where the foliation is tangential to the tunnel, the tangential stresses will be more or less parallel to the discontinuities in the rock, caused by the foliation. If an angle of friction of 45° is assumed to exist between the foliation surfaces and if the foliation is dipping 70°, it is seen from Fig 6 that a risk for sliding along the foliation occurs in a zone 25° from the centre line down to a point 70° from the centre line.

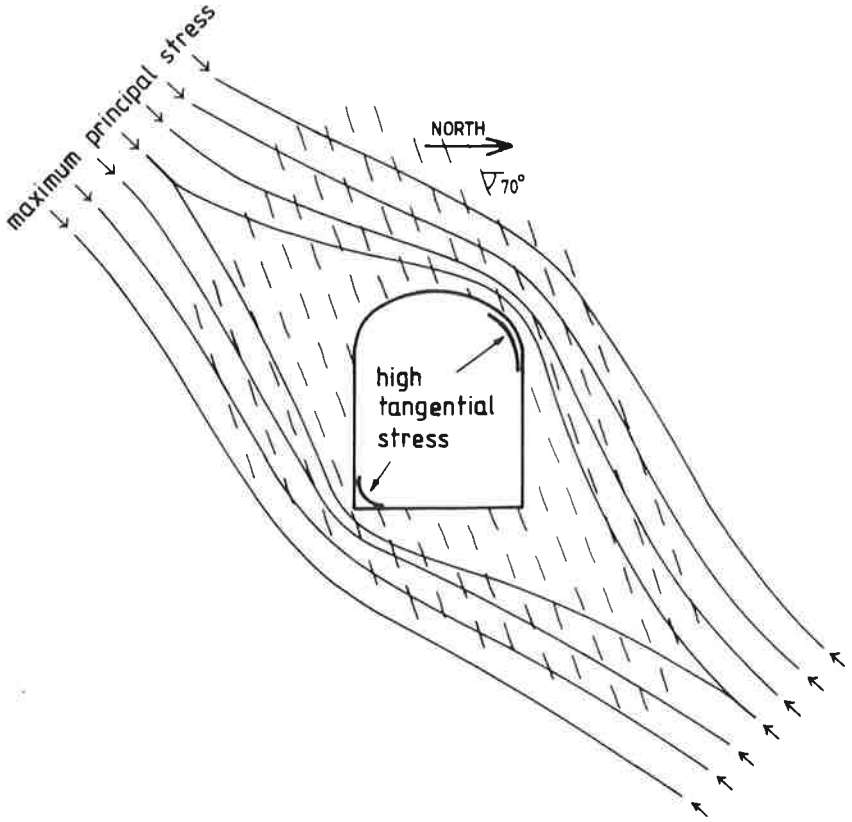


Figure 5 Stress concentrations arise in the rock, in the northern abutment and in the opposite wall-invert corner
Spänningskoncentrationer uppträder i norra anfanget och i det motsatta hörnet

Because of the shape of the tunnel, the induced stresses are at their highest in the corner diagonally opposite the northern abutment. Since the foliation is here less tangential, and because of the proximity of the invert, buckling has usually taken place here, sometimes followed by sliding higher up on the wall. These two kinds of failures have taken place in all the tunnels entering the halls (Fig 7).

The effect of these two mechanisms is naturally increased with increased stress and increased size of the tunnel. It has been observed that the failures are more pronounced within a reach of one and a half diameters of the machinery hall and the transformer hall, respectively. The most severe problems have been encountered in the bus bar tunnels and in the part of the access tunnel located in the pillar between the two halls.

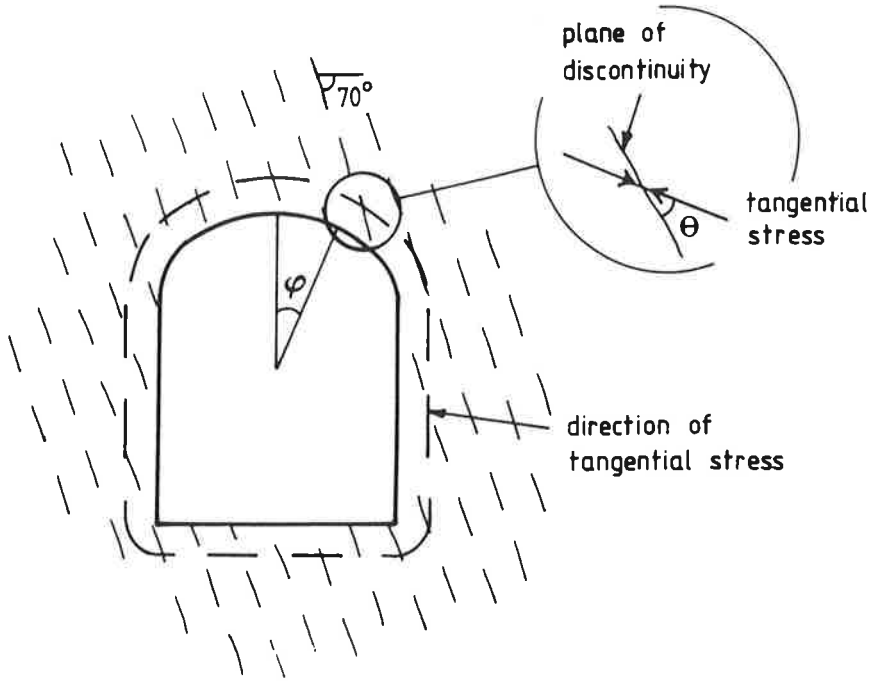


Figure 6 Sliding failure might occur for $25^o<\varphi<70^o$ since then θ is smaller than the angle of friction
Risk för utglidning föreligger då $25^o<\varphi<70^o$ för då är θ mindre än friktionsvinkeln



Figure 7 Buckling at the invert-wall corner
Knäckning i sula-vägg hörnet

The access tunnels in connection to the machinery hall have been supported by grouted dowels, fibre reinforced shotcrete and by shotcrete arches. In spite of the support provided, the tunnels were still converging. In order to stabilise these tunnels permanently they have been lined with 30 cm thick, reinforced cast-in-place concrete. Furthermore, the tunnels are being supported by prestressed cables.

The rock at the draft tube level is subject to an extraordinary stress situation with an average vertical stress of at least double the initial in situ stress. The increased stress arises from stress concentrations developed around the above lying machinery and transformer halls and from the bus bar tunnels. Because of the close spacing of the draft tubes this area can be looked upon as a 58 metre wide hall, perpendicular to the machinery hall and supported by three pillars. The downstream wall of the machinery hall and the transformer hall are located above the draft tubes. Since deformations of the draft tube walls could cause damage to the machinery and transformer halls, it was important that those walls were properly stabilised (Fig 2).

In April 1994, a convergence of the draft tube tunnels of 4 mm/day was measured. At this time these tunnels were temporarily supported by Swellex dowels and 6 cm of shotcrete. The rock conditions were rated as fair. Because of the movement, 4 m grouted dowels with a spacing of two metres were installed in all the tunnels. Nevertheless, both buckling and sliding continued. While drilling for rock bolting, it was observed that crushing of the rock was taking place in the pillars in between the draft tubes. In order to stop these movements, and the crushing of the pillars, an additional 10 cm of shotcrete was provided in combination with a systematic rock bolting with 6 m long grouted dowels spaced 2 m. The dowels penetrated from both sides through 2/3 of each pillar between the draft tubes. After these measures were taken, the rate of convergence was reduced to an average of 1 mm/week (Fig 8). Since a complete stabilisation was not achieved in spite of the extensive support provided, it was decided that the thick and reinforced draft tube linings should be cast as soon as possible, starting with the invert.

Machinery Hall and Bus Bar Tunnels

The excavation of the machinery hall was started on May 15, 1993 and was planned to be carried out in six stages in accordance to Fig 9. After completion of stage two the concrete roof was cast and the rod extensometers were installed at the upper level. Stage three was started on March 18, 1994. The second level rod extensometers were installed as soon as possible after blasting. After completion of stage three the movements measured in the machinery hall were of a magnitude of a few millimetres.

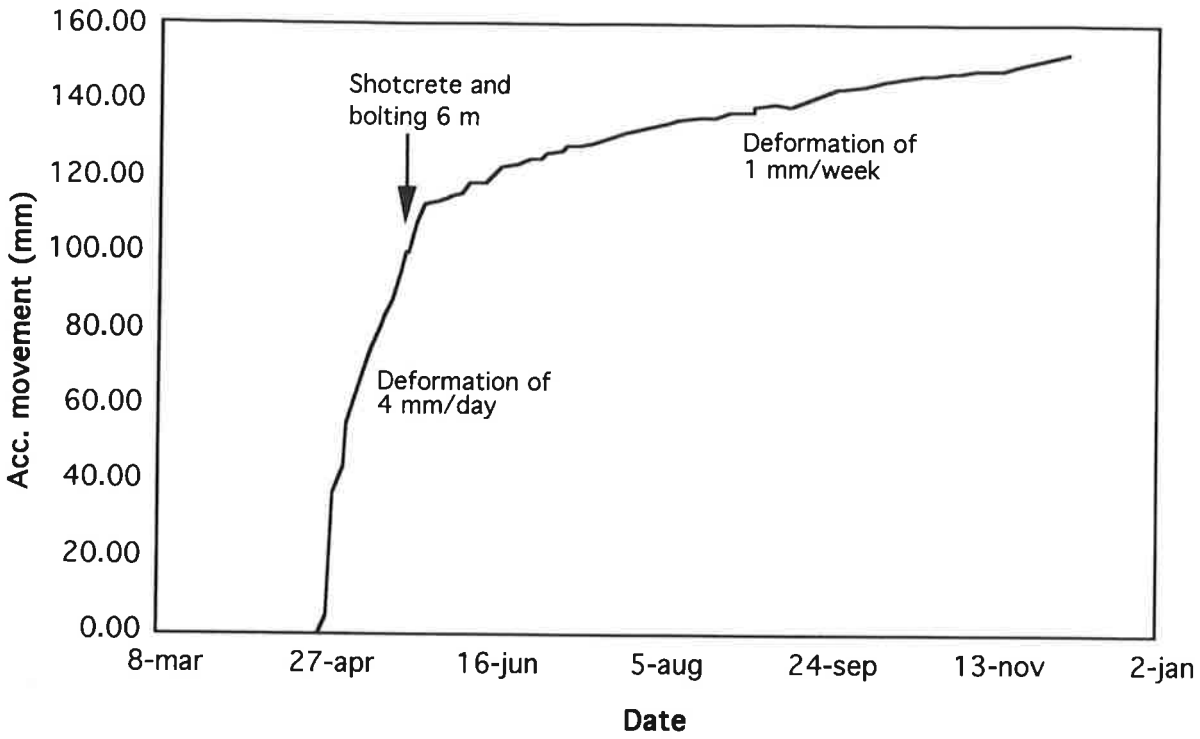


Figure 8 Convergence of the draft tube tunnels. After providing additional support of shotcrete and dowels, the rate of deformation was considerably reduced
Konvergens hos väggarna i sugrören. Efter extra förstärkning med bult och sprutbetong minskade deformationshastigheten betydligt

The blasting of stage four started on April 8, 1994 and was completed on May 6. On the invert level of stage four the two bus bar tunnels and the entrance tunnel were blasted between May 20 and June 2. During the last week of the bench excavation some movements occurred in the downstream wall. By the time the benching was completed, a relative movement in the order of 40 mm was measured in the second level 15 metres extensometers in the downstream wall. The wall was at this time supported by 6 m long dowels with a spacing of 2 m and by 5 cm of fibre reinforced shotcrete. This reinforcement was supplemented by 9 m long dowels spaced 2 m. However, the movements did not cease.

The movements were now kept under close observation but they were not judged to be of such a magnitude that the excavation had to be entirely stopped. The deformations caused by the excavation of the bus bar tunnels were closely monitored. While excavating the bus bar tunnels the movement of the machinery hall downstream wall, measured on the 15 metres extensometers, reached values between 80 and 120 mm . Simultaneously, movements of only 6 mm were measured in the upstream wall of the transformer hall.

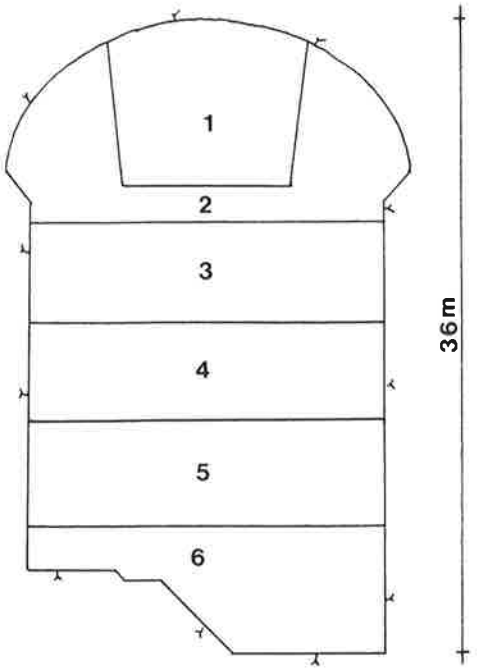


Figure 9 The excavation of the machinery hall was planned to be executed in six stages
Utsprängningen av maskinsalen var planerad i sex steg

Considering the size of the bus bar tunnels it is clear that the remaining pillar was subject to some considerable stress concentrations. The bus bar tunnels are located parallel to the foliation and signs of sliding and buckling showed up shortly after the excavation. A horizontal convergence of 1 mm/day was measured. By the time the excavation of the bus bar tunnels from the machinery hall was finished, the movements of the downstream wall of the machinery hall (but not those of the bus bar tunnel walls) had more or less stopped.

The levelling of the crane beam revealed that a settlement of up to 20 mm had taken place by the time the excavation of the bus bar tunnels in connection to the machinery hall was completed. The settlement was continuing but with a decreasing rate. The largest settlement had developed in the middle of the crane beam, but even in the ends some settlement did occur. The surveying also indicated a heave of the floor of the unloading bay.

Based on the deformation measurements, a potential failure mechanism could be constructed. Two potential mechanisms of failure were conceivable. One alternative was that the pillar would be sheared off and the other, that the pillar would be crushed with a following wedge failure. Since convergence was

measured also in the transformer hall, it was concluded that crushing of the pillar was the most likely failure mechanism.

It was concluded that measures to stabilise the pillar had to be taken prior to further excavation. It was decided that, in order to stabilise the downstream wall of the machinery hall and the bus bar tunnels, prestressed cables should be installed parallel to the machinery hall wall. In the rock in between the bus bar tunnels, nine cables were taken all through and anchored on both sides. In each of the other walls of the bus bar tunnels, nine cables of of 15 m length were installed. Each of the cables was tensioned to 127 tons. This support resulted in an immediate stop of the movements in the bus bar tunnels.

Although the movements in the pillar had practically ceased after the stabilisation of the bus bar tunnels, it had to be decided whether the remaining 1/3 of the machinery hall height could be excavated without further rock support measures. The excavation of stage 4 (a 6 m high bench) and that of the bus bar tunnels had resulted in about 100 mm deformation over 15 m and it was conceivable that the excavation of stages 5 and 6 (in total a benching of 12 m) would yield an additional deformation of at least the same magnitude.

However, a total relative movement exceeding 100 mm over 15 metres had taken place. It could be presumed, that most of the strength of the rock had been utilised, and that the wall would stand only minor further movements. Consequently, an excavation without additional support could possibly lead to the collapse of the rock pillar between the machinery and transformer halls. If this should happen, the overall stability of the power house complex would be essentially jeopardized.Therefore it was decided that 93 cables of 20 to 25 metres length, tensioned to 127 tons, should be installed in the downstream wall of the machinery hall in four rows in accordance to Fig 10.

This work was started in the beginning of June and continued until the end of September. The work was slowed down by the fact that the rock mass was crushed and difficulties were encountered in keeping the holes open. In mid-August the downstream wall was grouted with cement grout (water-cement ratio 1). The grouting pressure was kept as low as 0,2 MPa in order not to initiate any failure. Notwithstanding the low pressure used, the cement consumption was 53 kg per metre drillhole, indicating that the pillar was fractured. After the grouting, the difficulties with the drill holes were considerably reduced.

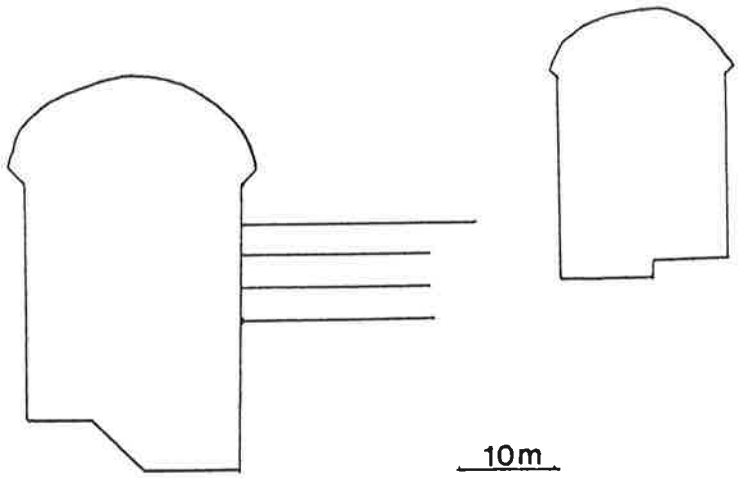


Figure 10 The location of prestressed cables in the machinery hall
Placeringen av spännkablar i maskinsalen

After completion of the installation of the prestressed cables, the excavation continued with stages five and six. The loads in the cables, which had been tensioned to 127 tons each, were checked several times and the deformations were measured. The movements of the wall were only a few millimetres and caused only small additional loads in the cables. While excavating stage five and six, an additional 15 millimetres of movement were measured in the second rod extensometer level in the upstream wall of the machinery hall. The magnitude of these deformations is in accordance with performed FEM-calculations. The machinery hall during excavation of stage 6 is shown in Fig 11. The prestressed cables can be seen in the downstream wall (right-hand wall).

Summary and conclusions

In order to measure the deformation of the machinery and transformer halls and the stresses in the machinery hall roof lining at the Uri Hydroelectric Power Project, the halls were instrumented with rod extensometers and stress cells. The extensometers worked well and gave clear and easily interpreted results whereas the results of the stress cell measurements were difficult to apply. In the machinery hall in the Uri project the importance of well functioning instrumentation for measurement of deformations has been proved.



Figure 11 Machinery hall during excavation of stage six. The prestressed cables can be seen in the right-hand wall
Maskinsalen under utsprängningen av steg sex. Spännkablarna syns i den högra väggen

Considerable movements in the downstream wall of the machinery hall occurred in the summer of 1994 and it was decided to stop the excavation in order to enable installation of prestressed cables. In total, 129 cables were installed. While drilling for the cables it could be seen that considerable crushing of the pillar between the machinery hall and the transformer hall had taken place. After completion of the excavation of the machinery hall it can be concluded that the cables have been functioning well.

In the tunnels excavated parallel to the foliation the importance of the structure of the rock has been demonstrated. Problems with the stability of the abutments and lower part of the wall has been encountered. The access tunnel in connection to the machinery hall, and the bus bar tunnels have been lined and supported by prestressed cables.

References

Heiner, A., Martna, J. and Stille, H., 1993;
The Uri Project and its status 1992. Rock Mechanics meeting in Stockholm 1993; Swedish Rock Engineering Research Foundation (BeFo), Stockholm 1993

Hiltscher, R., Martna,J. and Strindell,L., 1979;
The measurement of triaxial rock stresses in deep boreholes and the use of rock stress measurements in the design and construction of rock openings. Proc. 4. Int. Congr. Rock Mechanics vol. 2 pp. 227-234, Montreux 1979.

Stille, H, 1986
Experiences of Design of Large Caverns in Sweden. Proc. Int. Symp. Vol.1 pp 231-241. Large rock caverns. Helsinki 1986. Pergamon Press.

Stille, H, 1992
Rock support in theory and practice (Keynote lecture). Proc. of the international symposium on rock support pp 421-438. Subury, Canada, 1992

Sammanfattning

Uri ligger i Kashmir som är en delstat i nordvästra Indien. Här bygger ett svenskt konsortium ett kraftverk med 480 MW kapacitet åt den indiska staten. Kraftverket är ett strömningskraftverk vilket betyder att det inte finns någon damm. Vattnet leds av floden och passerar en sedimenteringsbassäng innan det leds in i den 11 km långa uppströmstunneln och vidare genom de två, 200 m höga tryckschakten in till kraftstationen som består av en maskinsal, en transformatorhall och ett luckgalleri vilka följs av den 2 km långa utlopps-tunneln. Maskinsalen och transformatorhallen är åtskilda av en 30 m tjock bergpelare men förbundna genom två tillfartstunnlar och två överföringstunnlar.

Bergmassan som hyser kraftstationen är en metamorfoserad basaltisk bergart. Till följd av metamorfosen uppvisar bergmassan en utpräglad foliation (skiffrighet) som stupar ca 70° i nordlig riktning vilket gör bergmassan starkt

anisotropisk. För att tillgodogöra sig mesta möjliga hållfasthet av berget runt hallarna i kraftstationen är dessa orienterade vinkelrätt mot foliationen.

Runt en enstaka tunnel påverkas bergsspänningarna i ett område upp till 1,5 tunneldiametrar ut från tunnelväggen. I området runt maskinsal och transformatorhall induceras ett komplext spänningsfält vilket resulterar i att pelaren mellan de båda hallarna blir hårt belastad.

I de tunnlar som går parallellt med foliationen har väggstabiliteten vållat problem. Knäckning av foliationsplanen i väggarna samt utglidning av skivor i anfangen är vanligt förekommande. Problemen ökar i omfattning med ökad tunnelstorlek och med ökad spänning. De mest utsatta tunnlarna är de tunnlar som genomkorsar pelaren mellan maskinsalen och transformatorhallen, dessa har tvingats förstärkas genom armerade betongkonstruktioner tillsammans med spännkablar vilket gett ett gott resultat.

Maskinsalen och transformatorhallen har instrumenterats med stång-extensometrar av 5, 10 och i vissa fall även 15 meters längd. Dessa mäter relativa rörelsen mellan bergytan och instrumentets ändpunkt. Extenso-metrarna har fungerat väl och gett entydiga och enkelt tolkningsbara resultat. Maskinsalens välvda betongtak är motgjutet mot berg och instrumenterat med spänningsceller som mäter tangentiala så väl som radiala spänningar. Dessa celler har inte gett några tillförlitliga resultat vilket tros beror på variationerna i betongens tjocklek samt på svårigheter i att åstadkomma en representativ styvhet på cellernas omgivande betong och cementbruk.

När två tredjedelar av maskinsalens höjd var uttagen, uppkom så stora rörelser i den högt belastade bergpelaren som skiljer transformatorhallen och maskinsalen åt, att vidare sprängning helt stoppades. Pelarens rörelser mot maskinsalen avstannade då de uppgick till totalt en decimeter relativt en punkt 15 meter in i berget. I detta läge återstod en tredjedel av maskinsalens totala höjd att spränga ut. Valet stod mellan att spränga salen färdigt och hoppas på att eventuella vidare rörelser hos pelaren inte skulle bli av det allvarligare slaget eller att genomföra omfattande förstärkningsinsatser. Eftersom stora rörelser redan ägt rum antogs det att det mesta av berghållfastheten utnyttjats. Vidare rörelser skulle därför kunna äventyra totalstabiliteten för hela kraftstationen. Därför beslöts att totalt 120 st spännkablar av 15,20, 25 och 30 meters längd skulle installeras i maskinsalen och i överföringstunnlarna (bus bar tunnels).

De 20 och 25 meter långa hålen borrades med framgång med boomer efter det att kronan och den första stången försetts med styrutrustning. Installa-tionen försvårades av att pelaren var så starkt uppsprucken att borrade hål delvis kollapsade och att bergmassan var så konduktiv att kablarna ej kunde injekteras fast, då bruket rann ut i sprickor. Efter att hela väggen injekterats kunde installationen påbörjas. Efter det att kablarna installerats och spänts med 127 ton kunde resterande delar av maskinsalen sprängas ut utan några större bergmekaniska problem.

HYDRAULISKA BORRHÅLSTESTER FÖR BESTÄMNING AV BERGMEKANISKA PARAMETRAR

Hydraulic borehole tests for determination of mechanical parameters of rocks

Jonny Rutqvist och Ove Stephansson

Avd för Teknisk Geologi, KTH

INLEDNING

Porösa och kompressibla material som innehåller vätska kan deformeras på grund av ändrat vätsketryck. Samspelet mellan mekanisk deformation och grundvattenflöde benämns inom geomekaniken kopplade hydromekaniska processer och har studerats inom teorin för poroelasticitet [1]. I bergmassor bestående av hårda och kristallina bergarter, t ex granit, sker det mesta grundvattenflödet genom diskontinuiteter såsom krosszoner och sprickor. Laboratoriestudier [2,3] och fältförsök [4,5,6] i kristallina bergarter har visat att flödeshastigheten längs en bergspricka är mycket känslig för förändringar i sprickans öppning. De kopplade hydromekaniska effekterna i bergmassan domineras därför av föden och deformationer i sprickor mellan det intakta berget.

Kopplade hydromekaniska processer har rönt ett ökat intresse och är ett viktig problemområde för säkerhetsanalysen av kärnavfallslager i berg [7]. I fältförsöken i Stripa gruvan (Stripa Site Characterization and Validation Experiment), var flödet in till en tunnel en tiopotens lägre än vad de geohydrologiska modellerna förutsade [8]. En av orsakerna till det reducerade flödet kan vara spänningskoncentrationer i bergmassan runt tunneln. Dessa spänningar gör att vattenförande sprickor öppnas eller stängs vilket i sin tur kraftigt påverkar den hydrauliska konduktiviteten. Grundvattenflöden i spruckna bergmassor beräknas med hjälp av datorsimuleringar med modeller bestående av tusentals sprickor sammanbundna till ett spricknätverk [9,10]. I dessa modeller kan man ta hänsyn till de kopplade hydromekaniska effekter genom ett enkelt samband mellan spänning normalt sprickan och sprickans transmissivitet. Det är dock en brist på kunskaper om enskilda sprickors verkliga hydromekaniska egenkaper. Existerande data från småskaliga laboratorietester är kanske inte representativt för ett helt sprickplan på grund av skaleffekter [11]. Det är därför behov av en metod för hydromekanisk

karakterisering av hela sprickplan i fält. Hydrauliska borrhålstester kan vara en metod för detta.

Flödesresponsen vid hydrauliska borrhålstester på enskilda sprickplan har studerats i fält och med numerisk analys av Rutqvist m fl [12,13]. Fältförsöken reproducerades med en kopplad hydromekanisk numeriska modell. Det var dock inte möjligt att unikt bestämma materialparametrar såsom sprickans normalstyvhet utifrån flödesresponsen. Analysen visade att fem parametrar är signifikanta: i) spickplanets radie, ii) sprickans normalstyvhet, iii) initiell spricköppning, iv) elastisitetsmodulen på omgivande berg och v) *in situ* spänningen. Det visasde sig dock att endast två parametrar dominerar tryck-flödes responsen vid låga flöden nämligen initiell spricköppning och sprickans normalstyvhet. Slutsatsen är därför att ett sprickplans normalstyvhet kan bestämmas unikt om den initiella spricköppningen är känd.

Denna artikel beskriver hur normalstyvheten på enskilda sprickplan kan bestämmas med hjälp av två typer av hydrauliska borrhålstester. Den initiella spricköppningen bestäms med ett tryckpulstest. Därefter öppnas sprickan stegvis (hydraulisk öppningstest) genom att successivt öka borrhålstrycket samtidigt som flödet registreras. Från detta test kan sprickans normalstyvhet baklängesberäknas med hjälp av en numerisk modell. Metoden tillämpades på sex horisontella sprickor i vertikalt borrhål belägna på ett djup av 80 till 417 meter i granit vid Tekniska Högskolan i Luleå.

HYDROMEKANISK KOPPLING I ETT ENSKILT SPRICKPLAN

Mekaniska deformationer i bergmassan är beroende av rådande effektivspänningar. Effektivspänningen tvärs en spricka (σ'_{ni}) har visat sig vara relaterad till sprickans normalförskjutningen (Δv) enligt ett klassiskt hyperboliskt samband [14]:

$$\frac{\sigma'_n - \sigma'_{ni}}{\sigma'_{ni}} = \frac{\Delta v}{V_{mi} - \Delta v} \tag{1}$$

V_{mi} är den maximalt möjliga slutningen av sprickan vid en initiell referensspänning (σ'_{ni}). Sprickans initiella normalstyvhet kan beräknas enligt:

$$k_{ni} = \frac{\sigma'_{ni}}{V_{mi}} \tag{2}$$

Om normalstyvheten i ekv. (2) inkluderas kan ekv. (1) skrivas:

$$\Delta v = \frac{\sigma'_{ni}}{k_{ni}}\left(1 - \frac{\sigma'_{ni}}{\sigma'_n}\right) \tag{3}$$

Flödet längs sprickan är som enligt Darcys lag proportionell mot dess transmissivitet (T). Transmissiviteten kan relateras till en ekvivalent hydraulisk spricköppning (e) genom sambandet [15]:

$$T = \frac{e^3 \rho_w g}{12\mu_w} \quad (4)$$

där w är vattnets densitet och w är vattnets dynamiska viskositet. Den totala hydrauliska spricköppningen vid en given normalspänning är [16]:

$$e = e_i + \Delta e = e_i + f\Delta v \quad (5)$$

där e_i är den initiella hydrauliska spricköppningen vid den initiella referensspänningen, σ'_{ni}. Δe är förändringen i hydraulisk spricköppning som en följd av en mekanisk normalförskjutning Δv. Om sprickans ytor vore perfekt plana och släta så kan man anta att Δe är lika med Δv. Men eftersom ytorna på naturliga sprickor har en viss råhet så införs faktorn f [16].

Ekavationerna (3) och (5) ger oss nu ett samband mellan effektivspänningen tvärs sprickan och den hydrauliska spricköppningen:

$$e = e_i + \frac{f\sigma'_{ni}}{k_{ni}}\left(1 - \frac{\sigma'_{ni}}{\sigma'_n}\right) = e_i + \frac{\sigma'_{ni}}{\kappa_{ni}}\left(1 - \frac{\sigma'_{ni}}{\sigma'_n}\right) \quad (6)$$

I ekv. (6) introduceras begreppet sprickans hydrauliska normalstyvhet (κ_{ni}) som relaterar effektivspänningen tvärs sprickan till förändringen i hydraulisk spricköppning:

$$\kappa_{ni} = \frac{k_{ni}}{f} \quad (7)$$

Eftersom faktorn f är mindre än ett innebär detta att den hydrauliska styvheten är högre än den mekaniska. Ekvationerna (4) och (6) ger oss sambandet mellan effektivspänningen och transmissiviteten enligt:

$$T = T_i + \Delta T = \frac{\rho_w g}{12\mu_w}\left[e_i^3 + \frac{\sigma'^3_{ni}}{\kappa^3_{ni}}\left(1 - \frac{\sigma'_{ni}}{\sigma'_n}\right)^3\right] \quad (8)$$

Ekvation (8) visar att initiell spricköppning, initiell hydrauliska styvheten och initiell effektivspänning är mycket viktiga faktorer för att definiera ett samband spännings och transmissivitet för en enskild spricka. Man kan också ersätta effektivspänning (σ'_n) i ekv. (8) med totalspänning och grundvattentrycket enligt:

$$\sigma'_n = \sigma_n - p \quad (9)$$

Detta leder fram till en metod att bestämma sprickans normalstyvhet från hydrauliska borrhålstester. Vid hydrauliska borrhålstester kan effektivspänning minskas i sprickan genom att öka vattentrycket i borrhålet och sprickan. Samtidigt kan transmissiviteten och den hydrauliska spricköppningen beräknas från flödet. Det krävs dock en numerisk modell för att analysera testresultaten.

Vattentrycket är ojämnt fördelat över sprickans plan med det största trycket nära borrhålskanten. Detta medför också att sprickan öppnas mest nära borrhålet där effektivspänningen minskar mest av vattentrycket. Det flöde man mäter vid testerna beror därför till stor del på den hydrauliska

sprickköppningen i sprickplanet nära borrhålet. Sprickköppningen är i sin tur beroende av ett medelvattentryck i sprickan nära borrhålskanten som dock är lägre än själva borrhålstrycket. En ytterligare faktor som komplicerar förloppet är att den total spänningen (σ_n) i ekvation (9) inte är konstant under testet. Sprickans deformation medför att det omgivande berget komprimeras vilket i sin tur medför att spänningar induceras i bergmassan kring sprickan.

FÄLTTESTER

De hydrauliska borrhålstesterna utfördes på sex horisontella sprickor is ett 500 meter djupt borrhål beläget i laboratoriet vid högskolan i Luleå. De testade sprickorna är belägna på ett djup av 81, 131, 257, 283, 356 och 417 meter. Bergmassan kring testhålet består främst av granit och gnejs av mycket bra kvalitet, förutom några sektioner med tät uppsprickning.

Testerna utfördes med Vattenfall Hydropowers mobila utrustning för hydraulisk spräckning [17]. Utrustningen medger mätning ner till ett djup av 1000 meter i 56 mm borrhål. Vid hydrauliska tester isoleras sprickan i en 65 cm lång sektion av borrhålet med två gummimanschetter (Fig. 1).

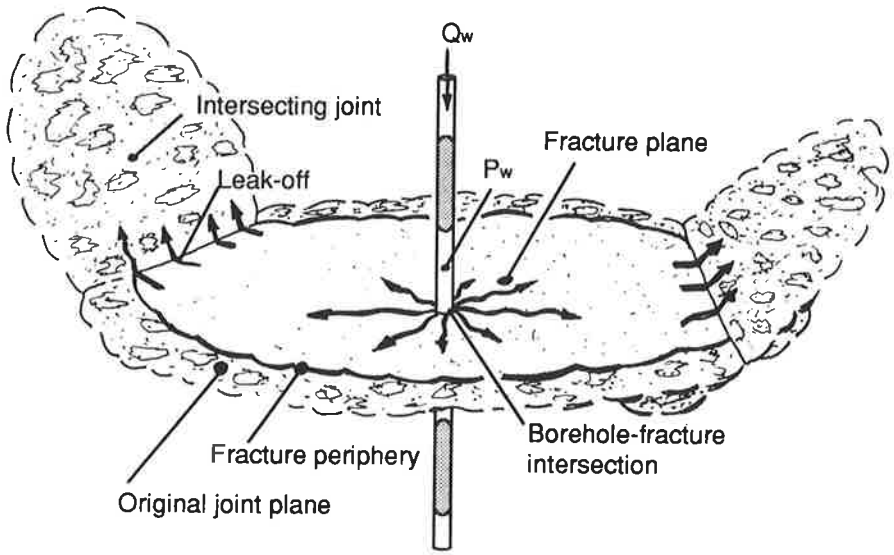


Fig. 1. Geometri vid hydraulisk test på enskild horisontell spricka i ett vertikalt borrhål.

Geometry of hydraulic borehole test of single horizontal fracture in a vertical borehole.

Vattentryck och flöden registreras kontinuerligt med tryckgivare (0 - 50 MPa) och flödesgivare (0.02 - 5 l/min) på markytan samt en tryckgivare nere vid testsektionen. Under 1993 kompletterades utrustningen med en ventil nere vid testsektionen. Ventilen som är tryckluftsdriven gör det möjligt att alstra tryckpulser på upp till 20 MPa på bråkdelar av en sekund. Denna komplettering innebär att snabba hydrauliska pulstester kan utföras.

Följan tester utfördes på sprickorna:1) Pulstest, 2) Hydraulisk spräckning, 3) Pulstest och 4) Cyklisk hydraulisk öppning. Mellan steg 2 och 3 ventilerades vattnet ut i trycksektionen under en dag och trycket återgick till hydrostatiskt.

Pulstest

Vid ett pulstest, skapas en tryckpuls genom att tillföra en liten volym vatten till den isolerade borrhålssektionen. Detta borrhålstryck ger en tryckgradient mellan borrhålet och det omgivande berget. Vatten kommer därför att flöda ut från borrhålet genom den öppna sprickan samtidigt som borrhålstrycket minskar. Tryckfallets hastighet beror av de hydrauliska egenskaperna på bergmassan i testintervallet.

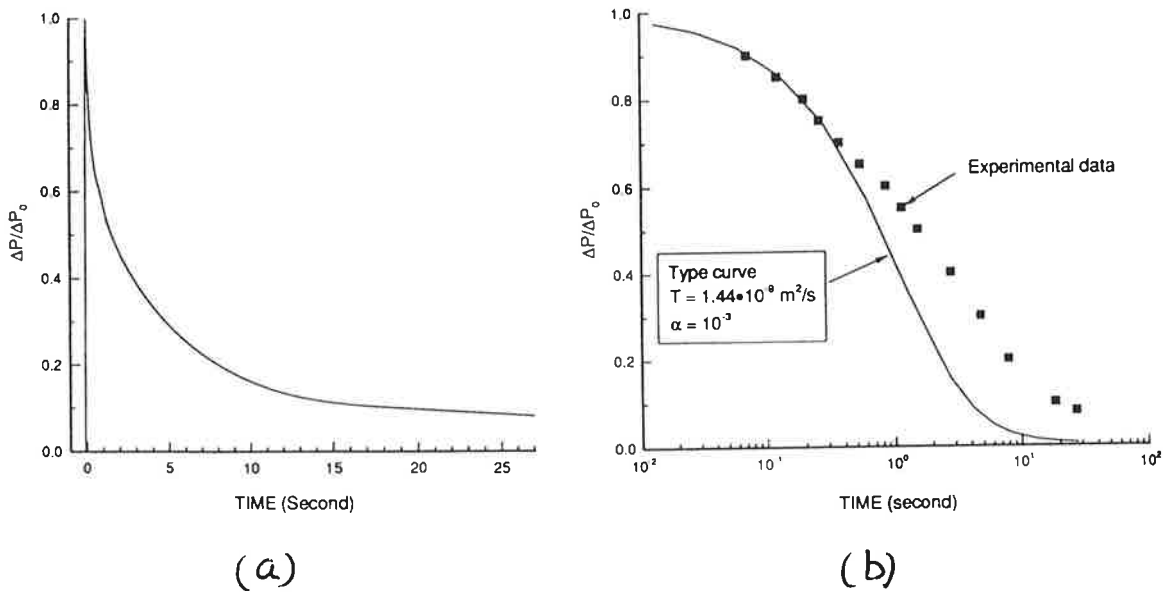


Fig. 2. Vattentryck som funktion av tiden vid pulstest av den horisontella sprickan på 417 meters djup: (a) Fältdata på linjär tidsskala och (b) experimentellt resultat och typkurva på logaritmisk tidsskala.

Pressure versus time as a result of pressure pulse test on the sub-horizontal fracture at a depth of 417 metres: (a) Field record on a linear time scale; and (b) experimental results and a type curve on a logarithmic time scale.

Figur 2 visar tryck som fuktion av tiden för ett pulstest på 417 meters djup. Resultatet kan plottas på ett diagram med logaritmisk tidsskala och utvärderas genom passning till typkurvor enligt Cooper m fl [18,19,20] för att utvärdera sprickans transmissivitet.

Hydraulisk spräckning och hydrauliska öppningstest

Hydrauliska öppningstest utfördes i cykler med stegvis ökat borrhålstryck (tryckökning) följt av stegvis minskat borrhålstryck (tryckminskning). Vid varje trycknivå hålls trycket konstant till dess att flödet är stationärt (Fig. 3). Tryckökningscykler utfördes till ett maximalt flöde av 5 l/min. Under de efterföljande tryckminskningscyklerna minskades trycket stegvis till dess att flödet ändrades från injektering till ett bakflöde från sprickan till borrhålet. Resultatet av detta test redvisas i form av borrhålstryck som funktion av flödet. Figur 4 visar resultatet av de två hydrauliska öppningtesterna på 417 meters djup tillsammans med resultat av pulstesterna.

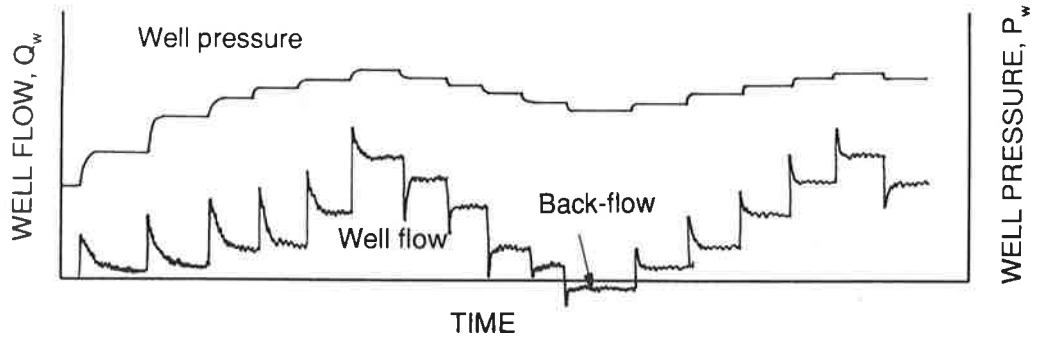


Fig. 3. Registrerat tryck och flöde under ett hydrauliskt öppningstest av enskild spricka.

A strip chart of well pressure and well flow versus time in a hydraulic jacking test.

Den första pulstesten som ufördes före den första hydrauliska spräckningen indikerade att sprickan hade en hydraulisk spricköppning av 5 mikrometer och var isolerad från andra hydrauliskt ledande sprickor. Under den första hydrauliska öppningscykeln uppnåddes ett maximalt tryck av 16.5 MPa. Därefter minskade trycket långsamt samtidigt som flödet ökade. Detta tolkas som att vattentrycket har överskridit draghållfastheten hos det läkta sprickplanet och att sprickan propagerar utåt. Vid det maximala flödet av 4 l/min erhölls åter ett konstant tryck. Detta tolkas som att sprickan inte längre propagerar och att allt det injecterade flödet läcker ut från den hydrauliska sprickan till korsande vattenledande sprickor.

Borrhålstrycket minskades därefter stegvis. Flödet minskade samtidigt men blev stationärt under varje tryckssteg. Vid borrhålstryck under 11.5 MPa erhölls ett bakflöde från sprickan in till borrhålet.

Det andra pulstestet visade att spricköppningen hade ökat från 5 till 12 mikrometer. Pulstestet bekräftade också att sprickan hade propagerat men spricköppningen verkade vara mindre på längre avstånd från borrhålskanten. Vid det andra hydrauliska öppnigstestet erhölls ett lägre tryck vid maximalt flöde på grund av att sprickan hade propagerat ytterligare. Den punkt där flödet växlar från injektion till bakflöde, benämnd nollflödespunkten, var dock densamma för båda testerna.

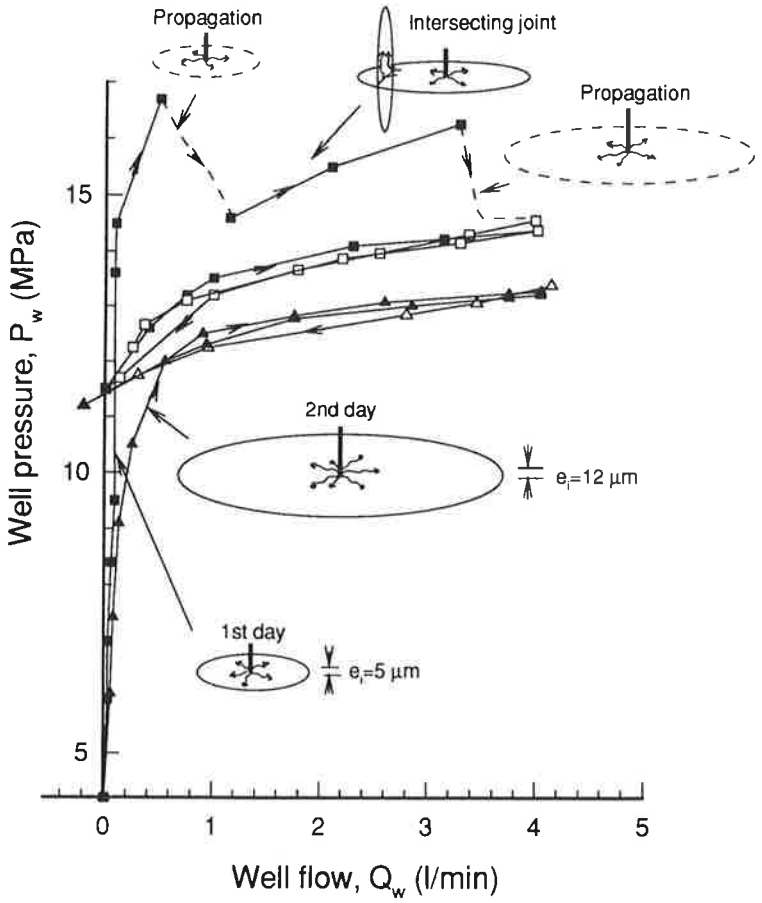


Fig. 4. Fältmätningar och tolkningar av hydrauliska öppningtest för enskild spricka på 417 meters djup.

Field measurement and interpretation during cyclic hydraulic jacking test on a single joint at a depth of 417 metres in granitic rocks.

Figur 5 visar tryck-flödes responsen för tre tryckcykler på två av de sex horisontella sprickorna i samma vertikala borrhål. Resultaten är från det andra hydrauliska öppningstestet som utfördes efter det att sprickan hade propagerats maximalt. I Tabell 1 jämförs nollflödespunkten (zero-flow point) från de hydrauliska öppningtesterna med tillslutningstrycket (shut-in pressure) från en traditionell hydraulisk spänningsmätning och med tyngden på ovanliggande bergmassa. För fyra av de sex sprickorna stämmer nollflödespunkten väl överens med tillsutningtrycket (shut-in pressure) och den allmänna trenden att vertikalspänningen är lika med tyngden på ovanliggande bergmassa.

För sprickorna vid 131 och 283 meters djup är nollflödespunkten betydligt lägre än tyngden på ovanliggande bergmassa. Man kan också notera att vid dessa djup korsar inte tryck-flödes kurvorna för stegvis tryckökning och stegvis tryckminskning vid ett noll-flöde. Detta indikerar att nollflödestrycket representerar *in situ* spänningen vinkelrät sprickan om de två tryck-flödeskurvorna korsar varandra vid flödet lika med noll.

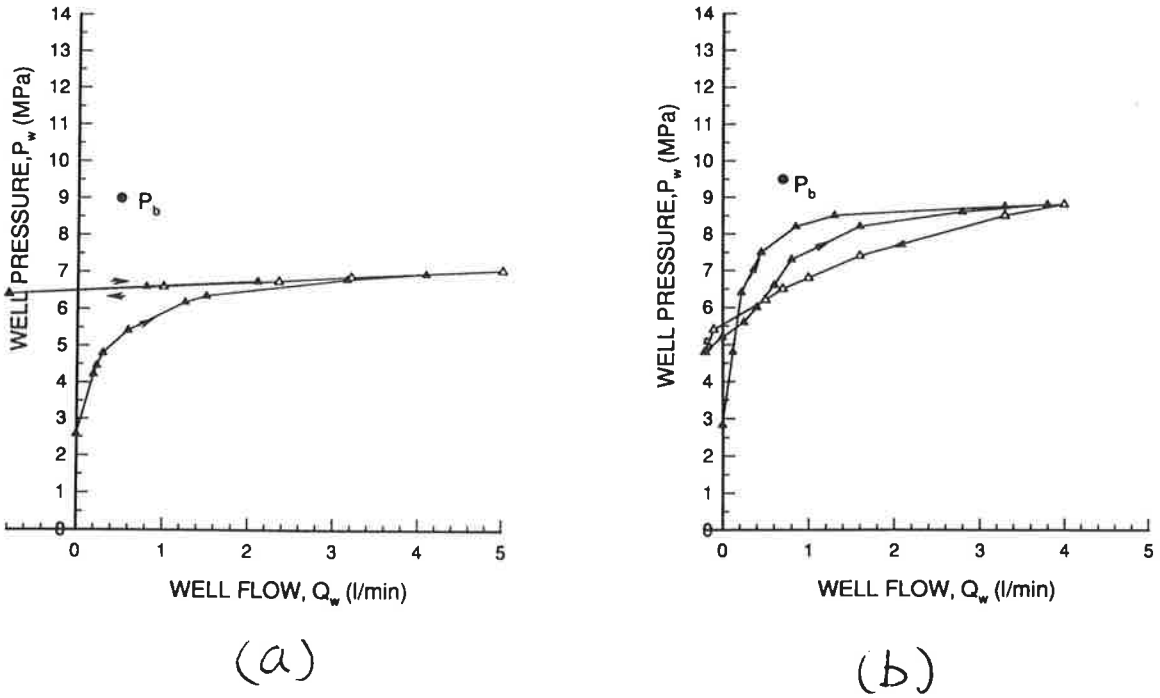


Fig. 5. Resultat av cykliska hydrauliska öppningstest på horisontella sprickor i granit på ett djup av: (a) 257 m och (b) 283 m

Field tests of cyclic hydraulic jacking on six sub-horizontal joints in granitic rocks located at a depth of: (a) 257 m and (b) 283 m.

Denna slutsats valideras med hjälp av numerisk modellering i nästa avsnitt. Modelleringen används också för att baklängesberäkna parametrar såsom initiell normalstyvhet, initiell hydraulisk sprickköppning och *in situ* spänningen. Dessa behövs för att fullständigt definiera sambandet mellan spännings och transmissivitet i ekvation (8).

Tabell 1. *In situ* spänning normalt horisontella sprickor från hydrauliska öppningstest, shut-in analyser och teoretiska värden på tyngden av ovanliggande bergmassa.

Virgin stress normal to horizontal joints from cyclic hydraulic jacking test, shut-in pressure analysis and theoretical value from weight of overburden.

Depth (m)	Zero-flow pressure (MPa)	Final shut-in pressure (Mpa)	Third cycle shut-in pressure (MPa)	Overburden pressure $\sigma = \rho gz$ (MPa)
81	2.2	2.3	3.5	2.2
131	2.8	3.5	6.2	3.5
257	6.5	6.5	6.5	6.8
283	5.2-5.6	5.9	-	7.5
357	9.5	9.5	10.2	9.5
417	11.5	12.1	-	11.0

SIMULERING AV FÄLTTESTER MED ROCMAS

Fälttesterna simulerades med programkoden ROCMAS, utvecklad vid Lawrence Berkeley Laboratory, USA (Noorishad et al, [21,22]). ROCMAS är ett finita element program för kopplad flödes- och spänningsanalys av deformerbart, vattenmättat, uppsprucket berg. Programmet bygger på en kombination av icke-stationär strömningsanalys av kompressibel vätska och spännings-töjningsanalys i formationer med diskreta sprickor och porösa block. Kopplingen mellan vätskeflöden och mekanisk deformation är baserad på Biots konsolideringsteori [23].

Figur 9a visar en konceptuell modell av den hydrauliska sprickan och dess omgivning efter den första spräckningen. Sprickan har propagerats och korsat ett antal naturliga sprickor där det mesta av det injekterade vattned läcker ut. Figur 9b visar en ekvivalent axisymmetrisk modell av den antagna geometrin med ett ekvivalent randvillkor vid en ekvivalent radie. Modellen är rimlig med tanke på att flödet är övervägande radiellt i området nära borrhålet [24]. En något oregelbunden form på den yttre randen har därför inte så stor betydelse för flödet från borrhålet in till sprickan.

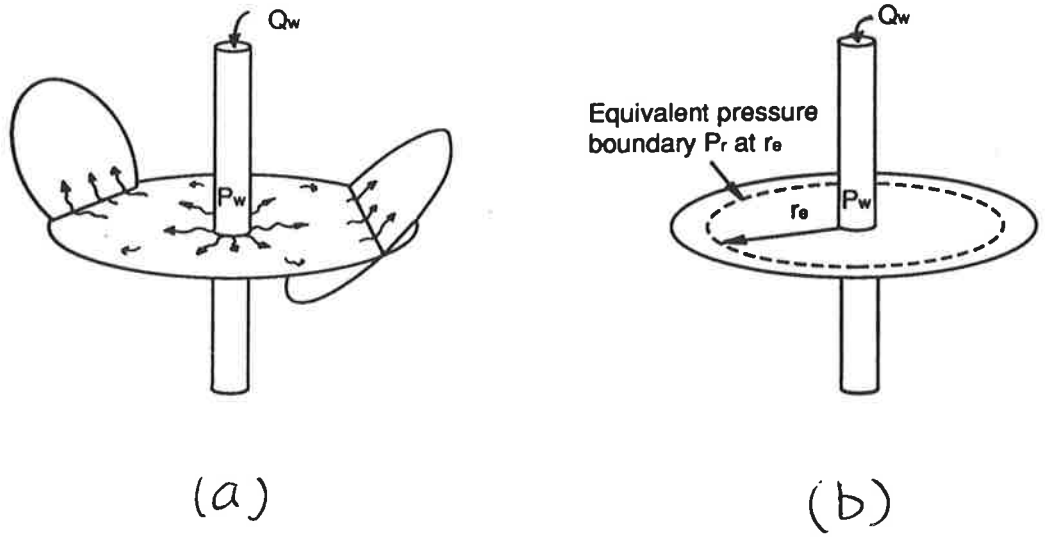


Fig. 9. Modeller av hydrauliska tester på en horisontell spricka: (a) Konceptuell modell och (b) ekvivalent axisymmetrisk modell.

Models of hydraulic injection into a hydraulic fracture: a) Conceptual model and b) Equivalent axisymmetric model.

Den konceptuella modellen diskretiseras till en axisymmetrisk finita element model med borrhålet i dess centrum (Fig.10). Bergmassan som omger sprickan består av solida element med poroelastiska egenskaper. Sprickan är diskretiserad med diskontinuitetselement med ett icke-linjärt samband mellan sprickans effektiva normalspänning och normalförskjutning enligt ekvation (1). Flödet i sprickan beräknas enligt Darcys lag med transmissiviteten enligt ekvation (4). Den aktuella spricköppningen är lika med den initiella plus den mekaniska normalförskjutningen enligt ekvation (5) med faktorn $f = 1$.

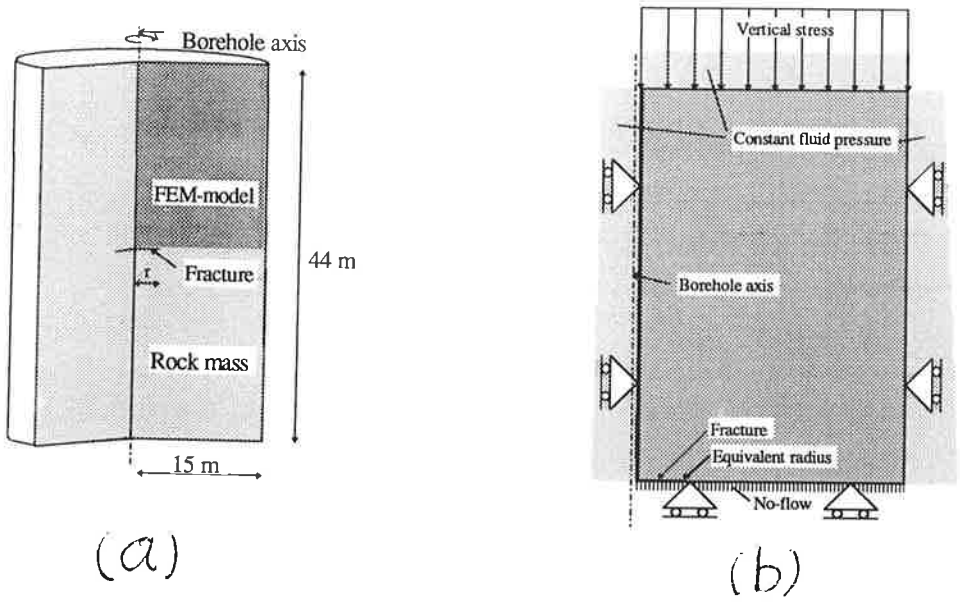


Fig. 10. FEM modellering av en hydraulisk spricka i berg: (a) Axisymmetrisk modell av testen och (b) mekaniska och hydrauliska randvillkor.

FEM modelling of a single fracture in rock: (a) Axisymmetric model of the field test and (b) mechanical and hydraulic boundary conditions.

Modellering av pulstester

Den initiella spricköppningen baklängesberäknades med numerisk simulering enligt Rutqvist [25]. Simuleringarna av pulstesterna visade på betydelsen av det intakta bergets permeablilitet och magasinskoefficient. I de flesta fall domineras testintervallets transmissivitet av sprickan, men magasinskoefficienten domineras alltid av det intakta berget. Figur 11 presenterar den hydrauliska spricköppningen som funktion av tiden vid 85% tryckfall enligt numeriska simuleringar av det aktuella testintervallet. Detta diagram användes för en första uppskattning av den initiella hydrauliska spricköppningen vid varje spricka. För sprickan vid 417 meter tog det 0.07

sekunder för trycket att falla 85% (se Fig.2). Detta motsvara en spricköppning på 12 mikrometer enligt diagrammet i Figur 11.

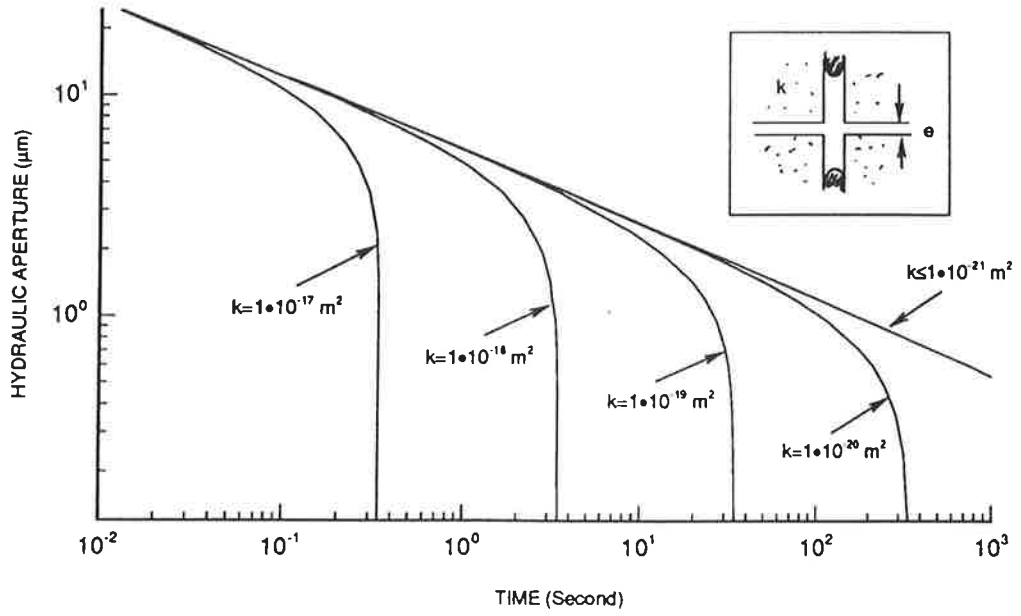


Fig. 11. Beräknad hydraulisk spricköppning som fuktion av tid vid 85% tryckfall för ett pulstest på en spricka och intakt berg med olika permeabilitet.

Calculated hydraulic aperture as a function of time at 85% pressure decay for a pressure pulse acting on a fracture and a rock matrix with different permeability.

Modellering av hydrauliska öppningstester

Vid modelleringen av hydrauliska öppningstester varierades ingångsparametrarna till modellen för att finna en bästa överenstämmelse mellan fälttester och simulering. Figur 12 visar resultat från modellering och experimentellt resultat för sprickan vid 417 meters djup. Ingångsparametrarna för alla de sex sprickorna presenteras i Tabell 2. En parameterstudie av ingångsparametrarna visar att sprickans initiella normalstyvhet kan bestämmas vid den första tryckökningscykeln eftersom den initiella spricköppningen är känd från pulstestet. Andra parametrar såsom sprickans radie och elasticitetsmodulen på omgivande bergmassa har liten betydelse under denna del av testet [26].

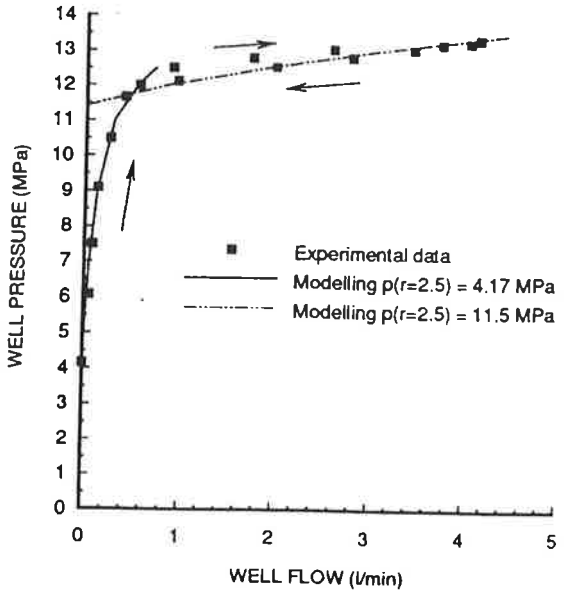


Fig. 12. **Bästa** numeriska lösning jämfört med fältexperiment på 417 meters djup.

Best fit of modelling to field experiments at 417 metres.

Det experimentella resultatet vid den första tryckökningen följer en numerisk lösning där vattentrycket vid sprickans periferi är lika med det initiella och hydrostatiska trycket vid det aktuella djupet under markytan. När borrhålstrycket sedan ökas till nivåer över *in situ* spänningen ökas trycket vid periferin gradvis för att vid maximalt flöde bli lika med *in situ* spänningen. Vid maximalt flöde är sprickan fullständigt öppen över hela sitt plan från borrhålet ut till periferin. Detta innebär att effektivspänningen tvärs sprickan och normalstyvheten är relativt liten. I detta läge domineras därför tryck-flödes responsen av deformationsegenskaper hos det omgivade berget samt av *in situ* spänningen. Under den efterföljande tryckminskningscykeln följer de experimentella värdena en numerisk lösning där trycket vid sprickan periferi är lika med *in situ* spänningen. Vid flödet lika med noll är trycket i sprickan lika högt i hela sprickplanet från borrhålet och ut till sprickperiferin. Därför är borrhålstrycket lika med *in situ* spänningen vid noll-flöde.

En parameterstudie [27] visade att vid testerna på 131 och 283 meters djup så minskade trycket vid sprickan periferi under tryckminskningscykeln. Detta förklara också varför kurvorna från tryckminskningcykeln och tryckökningcyckeln inte korsade varandra vid flödet lika med noll (se Fig 8). I dessa fall ger nollflödespunkten en underskattning av *in situ* spänningen. En rimlig uppskattning av *in situ* spänningen kan dock göras genom att extrapolera en rak linje genom maxfödespunkten och korsningspunkten enligt Fig 13b.

Tabell 2. Baklängesberäknade värden på parametrar med numerisk modellering och värden erhållna från mekanisk testning av borrkärnor.

Back-calculated values of parameters by numerical modelling and values obtained by mechanical testing of core samples.

Test depth (m)	Initial Normal stiffness (GPa/m)		Initial hydraulic aperture (μm)	Fracture radius (m)	Young's modulus (Gpa)		Hydraulic permeability of rock matrix (m^2)	*In situ* stress normal to fracture (Mpa)
	Exp.	Mod.	Modelling	Modelling	Exp.	Mod.	Model	Model
81	300	10	30	5	80	80	$1 \cdot 10^{-18}$	2.2
131	1000	150	18	3	80	80	$1 \cdot 10^{-18}$	3.5
257	1000	100	18	3.5	80	80	$2 \cdot 10^{-19}$	6.5
283	2000	215	12	3	84	80	$3 \cdot 10^{-19}$	5.4
356	5000	1000	16	5	80	60	$6 \cdot 10^{-19}$	9.5
417	10000	1100	12	2.5	36	30	$1 \cdot 10^{-19}$	11.5

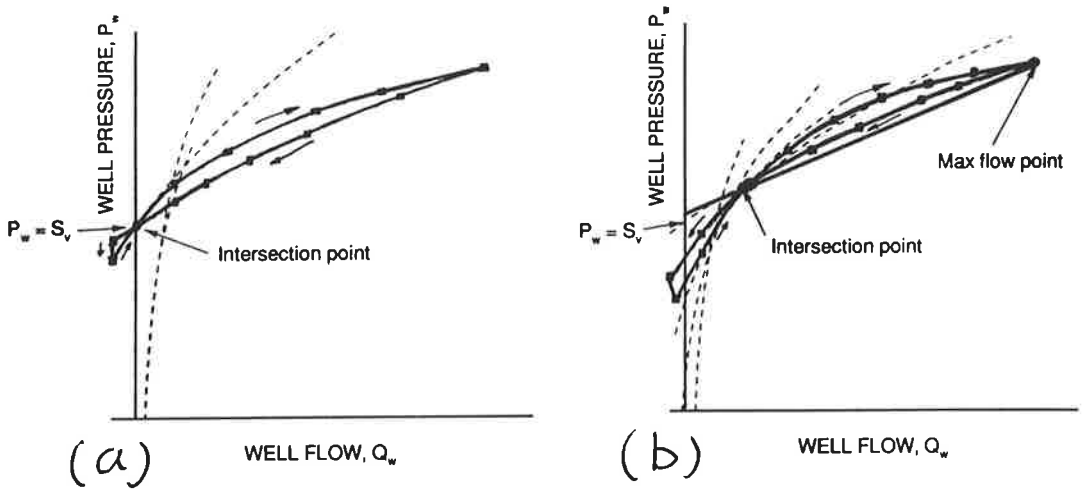


Fig. 13 Bestämning av *in situ* spänning från ett hydrauliskt öppnigstest. (a) Tester där kurvor från tryckökningscykler och tryckminskningscykler korsar vid noll-flöde och (b) tester där kurvorna inte korsar vid noll-flöde.

Detail of the determination of the virgin normal stress from a cyclic hydraulic injection test into a transverse hydraulic fracture: (a) Test where the backward and forward step-pressure curves intersect at zero flow rate and (b) test where they do not intersect at zero-flow.

Resultat från modellering av sex horisontella sprickor

I Tabell 2 redovisas ingångsparametrar i modellerna vid varje spricka. Den initiella hydrauliska spricköppningen och den hydrauliska permeabliliteten hos det intakta berget bestämdes med pulstestet. Sprickans normalstyvhet, sprickans radie, bergmassans elasticitetsmodul och *in situ* spänningen baklängesberäknades från de hydrauliska öppningstesterna. I Tabell 2 resovisas också resultatet från mekaniska tester av borrkärnor med de aktuella sprickorna. De baklängesberäknade värdena på normalstyvheten är ner till en tiopotens lägre än de experimentella värdena från laboratorietesterna. Detta är troligen en effekt av att olika stora areor av sprickplanet är involverad i de två olika testerna. Laboratorietesterna utfördes på en 56mms borrkärnor medan fälttesterna täcker en area motsvarande flera meter i diameter. Skaleffekter för sprickor i granit har rapporteras vid många laboratorieexperiment [28,29,30] och vid hydrauliska fälttester [5]. Resultaten av dessa observationer indikerar en minskad normalstyvhet och en ökad maximal tillslutning (V_m) med ökad area på sprickplanet.

De baklängesberäknade värdena på elasticitetsmodulen för bergmassan är lika med eller något lägre än för de borrkärnorna. Skaleffekterna på elasticitetsmodulen verkar vara liten i detta fall på grund av det kompetenta berget med relativt liten sprickfrekvens och hög normalstyvhet hos sprickorna. Detta resultat överenstämmer med andra fältförsök för granit i Sverige [4], Portugal [31] och Japan [32] där man funnit att skalberoendet på bergmassans elasticitetesmodul är litet.

Vid de ovanstående simuleringar antog vi att sprickans normalförkjutning (Δv) är lika med förändringen i hydraulisk spricköppning (Δe). Laboratorietester på sprickor i granit har dock visat att detta inte gäller [11, 16]. Försök har dock indikerat att ekvation (5) gäller åtminstone vid spänningar lägre än 8 MPa [11,16]. Det är därför troligt att den mekaniska normalförskjutningen i denna studie skiljer sig från förändringen i hydraulisk spricköppning.

Tryck-och flödes reponsen vid borrhåls testerna är orsakat av en kopplad process av typen; $\Delta P \rightarrow \sigma'_n \rightarrow \Delta v \rightarrow \Delta e$, d v s en förändring i trycket påverkar effektivspänningen som orsakar en mekanisk deformation som i sin tur ger ökad hydraulisk spricköppning. Vid fälttesterna mäts den hydrauliska spricköppningen direkt från flödet. Vi kan därför säga att testerna ger förhållandet mellan effektivspänningen och förändringen i hydraulisk spricköppning ("hydraulisk normalstyvhet"). Den hydrauliska normalstyvheten är lika med den mekaniska endast om den mekaniska spricköppningen är lika med den hydrauliska.

Med den initiella hydrauliska styvheten (κ_{ni}), den initiella hydrauliska spricköppningen (e_i) och den initiella effektiva normalspänningen (σ_{ni}) kan vi nu definiera spännings-transmissivitets förhållandet för sprickorna enligt ekvation (8).

SLUTSATSER

De hydromekaniska egenskaperna hos enskilda sprickor kan analyseras med hjälp av borrhålstester. Ett pulstest användas för bestämning av den initiella hydrauliska spricköppningen. Därefter utförs ett hydrauliskt öppningstest i flera cykler. Sprickans hydrauliska styvhet kan baklängesberäknas från den första tryckökningscykeln. Denna styvhet relaterar förändringen i effektivspänning normalt sprickan till förändring i hydraulisk spricköppning. Den mekaniska normalstyheten är lika med eller mindre än den hydrauliska styvheten. *In situ* spänningen kan bestämmas från tryckminsknings cykeln när tryck-flödes kurvan korsar nollflödet. Bergmassans elasticitetsmodul kan baklängesberäknas endast om sprickans radie är känd.

Testproceduren tillämpades på sex horisontella sprickor i ett vertikalt borrhål. Resultated indikerar att den hydrauliska normalstyvheten är ner till en tiopotens lägre i fält jämfört med den mekaniska normalstyvheten bestämd i laboratorietest på borrkärnor.

Testmetoden kan användas tillsammans med spänningsmätningar med hydraulisk spräckning före utbrytning av bergrum. Testerna kan också utföras i sprickor som lutar i förhållande till borrhålet. De baklängesberäknade parametrarna definierar fullständigt ett spännings-transmissivitetsförhållande för sprickor. Dessa kan sedan användas i hydrauliska spricknätverksmodeller för hydromekanisk analys av bergmassor t ex under dammar eller vid utformning av kärnavfallslager.

REFERENSER

1. Detournay E. and H.-D. Cheng. Fundamentals of poroelasticity. Comprehensive Rock Engineering, Vol. 1 (J.A. Hudson, Ed), pp 395-412. Pergamon Press, Oxford (1993).

2. Raven K. G. and Gale J. E. Water flow in a natural rock fracture as a function of stress and sample size. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. 22, 251-261 (1985).

3. Makurat A., Barton N. and Rad N. S. Joint conductivity variation due to normal and shear deformation. Rock Joints. Proc. Int. Symp. on. Rock Joints (Barton and Stephansson, Eds), Loen, pp. 535-540. Balkema, Rotterdam (1990).

4. Carlsson A. and Olsson T. Large scale in-situ test on stress and water flow relationships in fractured rock. Swedish State Power Board, Technical report, P 152. (1986).

5. Jung R. Propagation and hydraulic testing of a large unpropped hydraulic fracture in granite, Institute of Geophysics, Ruhr University, Germany, A, p. 20. (1986).

6. Rutqvist J., Ljunggren C. L., Stephansson O., Noorishad J. and Tsang C. -F. Theoretical and field investigations of fracture hydromechanical response under fluid injection. Rock Joints. Proc. int. Symp. on Rock Joints (Barton and Stephansson, Eds), Loen, pp 557-564. Balkema, Rotterdam (1990).

7. Tsang C -F. Coupled Processes Associated with Nuclear Waste Repositories (C. -F. Tsang, Ed), p. 801. Academic Press (1987).

8. Ohlsson O., Black J., Gale J., Barton N., Birgersson L., Cosma C., Dershowitz B., Doe T., Hernbert A., Holmes D., Laaksoharju M., Long J. and Neretnieks I. Site characterization and validation - Final report. Stripa project, TR 92-22, SKB, Stockholm (1992).

9. Geier J. E., Axelsson C. -L., Hässler L. and Benabderrahmane A. Discrete fracture modelling of the Finnsjön rock mass: Phase 2. Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co, TR 92-22, SKB, Stockholm (1992).

10. Jing L., Rutqvist J., Stephansson O., Tsang C.-F. and Kautsky F. DECOVALEX - Report of Phase II. SKI Technical report, Stockholm (1994).

11. Gale J. E. Fracture properties from laboratory and large scale field tests: Evidence of scale effects. Scale Effects in Rock Masses 93. Proc. 2nd. Int. Worksh. on Scale Effects in Rock Masses (A. Pinto da Cunha, Ed), Lisbon, pp 341-352. Balkema, Rotterdam (1993).

12. Rutqvist J., Noorishad J., Stephansson O. and Tsang C. -F. Theoretical and field studies of coupled hydromechanical behaviour of fractured rocks - 2. Field experiment and modelling. Int. J. Rock mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. 29, 411-419 (1992).

13. Rutqvist J. och Stephansson O. Pumptester och modellering med ROCMAS - Ett nytt sätt att bestämma bergmekaniska parametrar. Bergmekanikdagen 1991.

14. Goodman R. E. Methods of geological engineering in discontinuous rock, p. 472. West Publishing, New York (1976).

15. Witherspoon P. A., Wang J. S. Y. , Iwai K. and Gale J. E. Validity of the cubic law for fluid flow in a deformable fracture. Water Resources Res. 16 1016-1024

16. Zhao J. and Brown E. T. Hydro-thermo-mechanical properties of joints in the Carnmenellis granite. Q. J. Eng. Geol. 25, pp 279-290 (1992).

17. Bjarnasson, B., Ljunggren C. and Stephansson O. New development in hydrofracturing stress measurements at Luleå University of Technology. Int. J. Rock mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. 26, 579-586 (1989).

18. Cooper H., Bredenhoeft J. and Papadopulos I. Response of a finite-diameter well to an instantaneous charge of water. Water Resources Res. 3, 263-269 (1967).

19. Bredehoeft J. D. and Papadopulos S. S. A method to determine the hydraulic properties of tight formations. Water Resources Res. 16, 233-238 (1980).

20. Wang J. S. Y., Narasimhan T. N., Tsang C.-F. and Witherspoon P. A. Transient flow in tight fractures. Proc. Invitational Well-testing Symposium, Berkeley, pp 103-116. Lawrence Berkeley Laboratory (1977).

21. Noorishad J., Ayatollahi, M.S. and Witherspoon, P.A. 1982. Coupled stress and fluid flow analysis of fractured rocks. Int. J. Rock mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. 19, 185-193 (1982).

22. Noorishad J., Tsang C. -F. and Witherspoon P. A. Theoretical and field studies of coupled hydromechanical behaviour of fractured rocks - 1. Development and verification of a numerical simulator. Int. J. Rock mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. 29, 401-409 (1992).

23. Biot M. A. General theory of three dimensional consolidation. J. Applied Physics, 12, 155-164 (1941).

24. Doe T.W. and Geier J.E. Interpretation of fracture system geometry using well test data. Stripa project, TR 91-03, SKB, Stockholm (1991).

25. Rutqvist J. Fast pressure pulse testing on single joints in porous rocks. Manuscript in preparation (1995).

26. Rutqvist J. Determination of hydraulic normal stiffness of fractures in hard rock from hydraulic well testing. Int. J. Rock mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr (In press) (1995).

27. Rutqvist J. and Stephansson O. "Cyclic hydraulic to determine virgin stress normal to a fracture. Manuscript in preparation (1994).

28. Gale J. E. The effect of fracture type (induced versus natural) on the stress-fracture closure-fracture permeability relationship. Proc. 23rd U.S. Rock Mechanics Symp., Berkeley, California, pp. 290-296. (1982).

29. Sage J. D., Aziz, A.A. and Danek, E.R. Aspects of scale effects on rock closure. Scale Effects in Rock Masses. Proc. 1st. Int. Worksh. on Scale Effects in Rock Masses (A. Pinto da Cunha, Ed), Loen, pp. 175-181. Balkema, Rotterdam (1990).

30. Yoshinaka R., Yoshida J., Arai H. and Arisaka S. Scale effects on shear and deformability of rock joints. Scale Effects in Rock Masses 93. Proc. 2nd. Int. Worksh. on Scale Effects in Rock Masses (A. Pinto da Cunha, Ed), Lisbon, pp. 143-149. Balkema, Rotterdam (1993).

31. Pinto da Cunha A. and Muralha J. About LNEC experience on scale effects in the deformability of rock masses. Rock Joints. Proc. Int. Symp. on. Rock Joints (Barton and Stephansson, Eds), Loen, pp 219-229. Balkema, Rotterdam (1990).

32. Yoshinaka R, Endo T, Nomura N. and Yamagishi K. In-situ loading tests using the large-sized concrete block for weathered granite. Scale Effects in Rock Masses 93. Proc. 2nd. Int. Worksh. on Scale Effects in Rock Masses (A. Pinto da Cunha, Ed), Lisbon, pp. 143-148. Balkema, Rotterdam (1993).

SUMMARY

Coupled hydromechanical processes in geomechanics is related to the interaction between deformation and groundwater flow. In hard rocks of low hydraulic conductivity, the coupled hydromechanical effects in discontinuities play a major role for the overall behaviour of the rock mass. The fluid flow in a joint is strongly coupled to the effective stress across the joint.
Change in effective stress occurs for example during fluid injection test and rock excavation. However, there is a lack of field data of coupled hydromechanical behaviour of single joints.

Field tests were conducted by water injection into single, horizontal joints in a vertical borehole, at Luleå University of Technology. Six joints located in a good quality rock mass of granite, were tested at a depth of 81 to 417 metres. The testing procedure consisted of pulse tests and hydraulic jacking tests. With the pulse test, the fracture was located and the initial hydraulic aperture was determined. The hydraulic jacking test was conducted by changing the well pressure step-wise and monitor the flow rate for each pressure step. The change in fluid pressure in the fracture implies that the effective stress across the fracture also changes and induces mechanical normal deformation. The hydraulic jacking test was conducted in a cyclic fashion with step-wise increased and step-wise decreased well pressure. During the phase of step-wise decreased well pressure, the flow changed from injection to back-flow. This point, called zero-flow pressure agreed well with the shut-in pressure and estimate theoretical values of the weight of the overburden rock.

The field tests were simulated with the finite element program ROCMAS [21,22], which models hydromechanical interaction in a medium consisting of porous blocks and discrete fractures. A parametric variation of input data to the model shows that the hydraulic normal stiffness of the joint can be back-calculated from the hydraulic jacking test. The hydraulic normal stiffness relates the change in effective stress to the change in hydraulic aperture and it is higher than the mechanical one. The deformation modulus of the rock mass around the hydraulic fracture can be back-calculated if the fracture radius is known.

The results of the simulation of the six horizontal joints, showed that the hydraulic normal stiffness in the field was up to one order of magnitude lower than the mechanical normal stiffness determined on core samples in the laboratory. The study show that a stress-transmissivity relationship can be determined by single borehole tests. The testing can be conducted in conjunction with hydro-fracturing stress measurements prior to any excavation.

MODELLING OF COUPLED THERMO-HYDRO-MECHANICAL PROCESSES - DECOVALEX

Modellering av kopplade thermo-hydro-mekaniska prosesser - DECOVALEX

L. Jing and O. Stephansson, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden
F. Kautsky, Swedish Nuclear Power Inspectorate, Stockholm, Sweden

1 INTRODUCTION

The rock mass response to storage of radioactive waste and spent nuclear fuel is a coupled phenomenon involving thermal (T), hydrological (H), mechanical (M) and chemical (C) processes [1]. The term "Coupled Processes" implies that one process affects the initiation and progress of another and vice versa (see Fig. 1). Therefore, the rock mass response to waste storage cannot be predicted with confidence by considering each process independently. Traditional disciplines in geoscience and geoengineering have to be integrated with applied mathematics and physics to gain a proper understanding of coupled behaviour of rock masses. Mathematical models and computational methods are specially important to understand the coupled behaviour of rock masses since the processes involved are very complex, of long-term, and of large scale.

Though the importance of coupled thermo-hydro-mechanical (T-H-M) processes has been recognized for some years, the current capability of modelling such processes is still very limited, partially because of lack of applicable and realistic experimental studies. Considerable work is needed to develop robust and reliable computer codes capable of modelling fully coupled T-H-M processes in geologic systems. To this end, an international project, **DECOVALEX** (acronym for **DE**velopment of **CO**upled models and their **VAL**idation against **EX**periments in nuclear waste isolation) has been established to support the development of mathematical models of coupled thermo-hydro-mechanical processes in the geologic media and their applications and validation against experiments [2]. The overall goal of DECOVALEX project is to increase our understanding of the various aspects of coupled T-H-M processes of importance in the release and transport of radionuclides from a repository to the biosphere and how these processes can be described by mathematical models. The objectives of the ECOVALEX project can be summarized as following subjects:

- to support the development of computer codes for T-H-M modelling
- to investigate and to apply suitable algorithms for T-H-M modelling

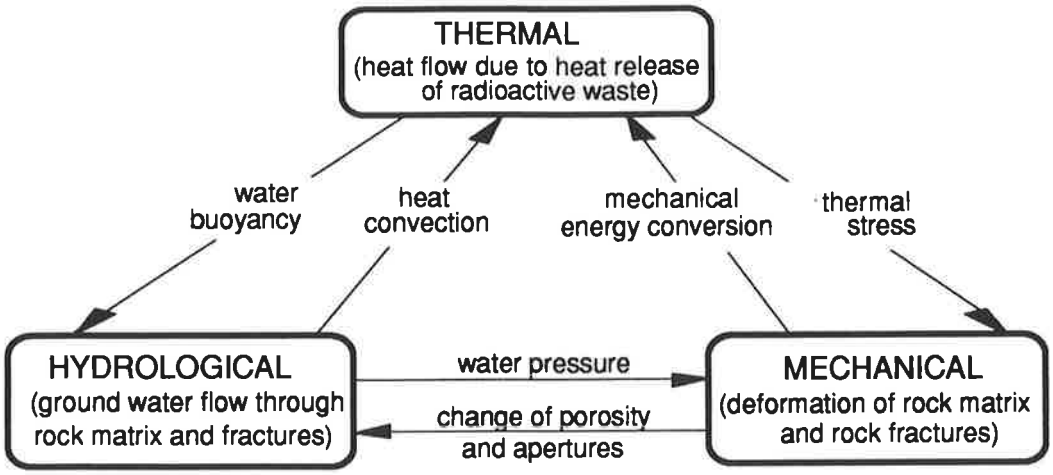


Fig. 1 Coupled thermo-hydro-mechanical processes in a fractured rock.
Fig. 1 Kopplade termo-hydro-mekaniska processer i spruckna bergmassor.

- to investigate the capabilities of different computer codes to describe recent laboratory experiments and to perform code verification
- to compare theory and model calculations with results from field experiments
- to design new experiments of coupled T-H-M processes for further code development

2 ORGANIZATION

The organization of project DECOVALEX is illustrated in Fig. 2 and Table 1. The Steering Committee is formed by the Funding organizations and has the overall responsibility for the project. The Committee is assisted in administrative and technical matters by the project Secretariat. The Research Teams are financially supported by their respective funding organizations to perform experimental or modelling works defined in the project.

3 APPROACH

A number of problems, called Bench-Mark Tests (BMT) and Test Cases (TC) are defined or selected for research teams to analyze using different mathematical models and computer codes. The former are hypothetical problems and the latter are actual laboratory or field experiments. Both are defined as initial-boundary value problems with proper thermal, hydraulic and mechanical initial-boundary conditions. The aim is to compare, validate and improve the predicting capacities of the mathematical models and computer codes. The number of the BMT and TC problems are limited so that each of them can be studied by multiple research teams in parallel and at successive phases.

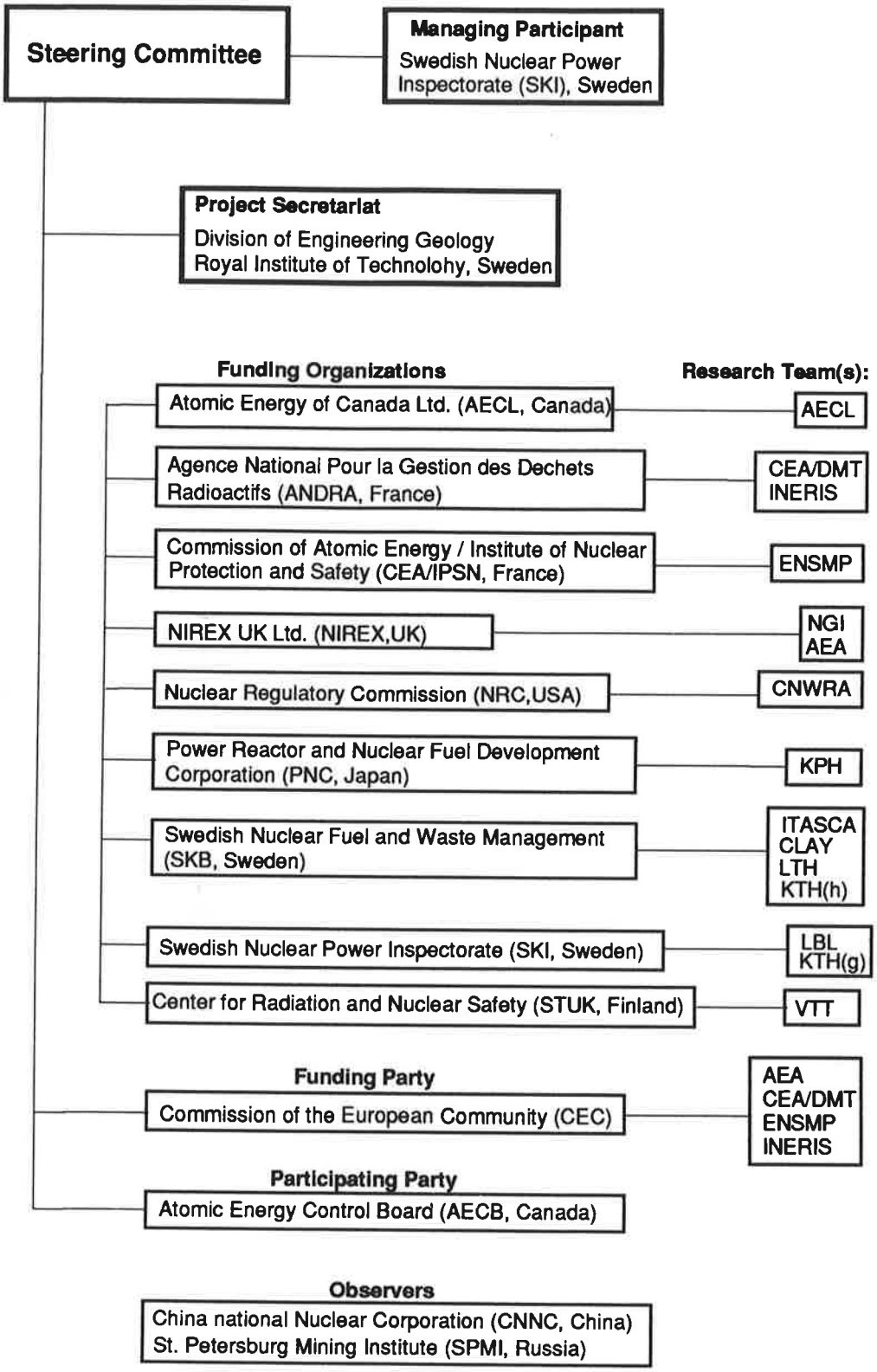


Fig. 2 Organization of the DECOVALEX project.
Fig. 2 Organisation av DECOVALEX-projektet.

Table 1 Research Teams in DECOVALEX, Phase I, II and III
Tabell 1 Forskargrupper i projektet DECOVALEX, fas I, II och III

Full name	**Acronym**
Applied Geoscience Branch, Whiteshell Laboratories, AECL, Canada	AECL
Commissariat à l'Energie Atomique (CEA/DMT), Department de Mecanique et de Technologie, France	CEA/DMT
INERIS/Laboratoire de Mécanique des Terrains Parc de Saurupt, France	INERIS
Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris, France	ENSMP
AEA Technology, UK	AEA
Kyoto University, Power Reactor and Nuclear Fuel Development, and Hazama Corporation, Japan	KPH
Norwegian Geotechnical Institute, Norway	NGI
Center for Nuclear Waste Regulatory Analysis, Southwest Research Institute, USA	CNWRA
Road, Traffic and Geotechnical Laboratory, Finland	VTT
Lawrence Berkeley Laboratory, University of California, Berkeley, USA	LBL
Division of Hydraulic Engineering, Royal Institute of Technology (KTH), Stockholm, Sweden	KTH(h)
Division of Engineering Geology, Royal Institute of Technology (KTH), Stockholm, Sweden	KTH(g)
Clay Technology AB, Lund, Sweden	CLAY
Lund University of Technology, Lund, Sweden	LTH
ITASCA Geomechanics AB, Sweden	ITASCA

Therefore, lessons learned from early phases can be used to improve later analyses. The results are presented and compared at regularly held workshops and the differences and similarities are discussed in detail. In this way, the models and results of each research team will undergo detailed peer review by all other teams, leading to significant in-depth exchange of information and scientific knowledge from different disciplines represented in the task forces. Out of these studies and discussions, new experiments with more reasonable designs are proposed to provide more rational tests of the models, and to advance the state-of-the-art of both our understanding and mathematical models of coupled processes. Analytical and semianalytical solutions to the coupled problems are also developed whenever possible in the project to assist model verifications and code validations.

A great advantage of the DECOVALEX project is the successful integration of different disciplines of geoscience and geoengineering, and of different national research teams. Represented in the project are physicians, hydrogeologists, researchers and practitioners in rock mechanics, civil and mining engineering and national waste management agencies. They all work together in both their respective national research teams and at the regular workshops to discuss, understand, defined and analyze the scientific soundness and practical applicability of all BMTs and TCs, from scientific, engineering

and managing points of view. The process is therefore very educational and mutual beneficial.

Besides the integration about national teams and scientific disciplines, a special integration in the DECOVALEX is about different numerical methods applied to coupled T-H-M processes, including the finite element method (FEM), the finite difference method (FDM), the distinct element method (DEM) and discrete fracture network method (DFN). The FEM and FDM are based on continuum approach and DEM treats the rock mass as an assemblage of deformable blocks. The FDN, on the other hand, considers the fracture space only, see Fig. 3. The mathematical models developed for these different numerical tools are wide spread and lead to different results. The uncertainties and differences in results and interpretations naturally lead to active exchange of conceptions, models and algorithms, which remain to be the frontier of the current research.

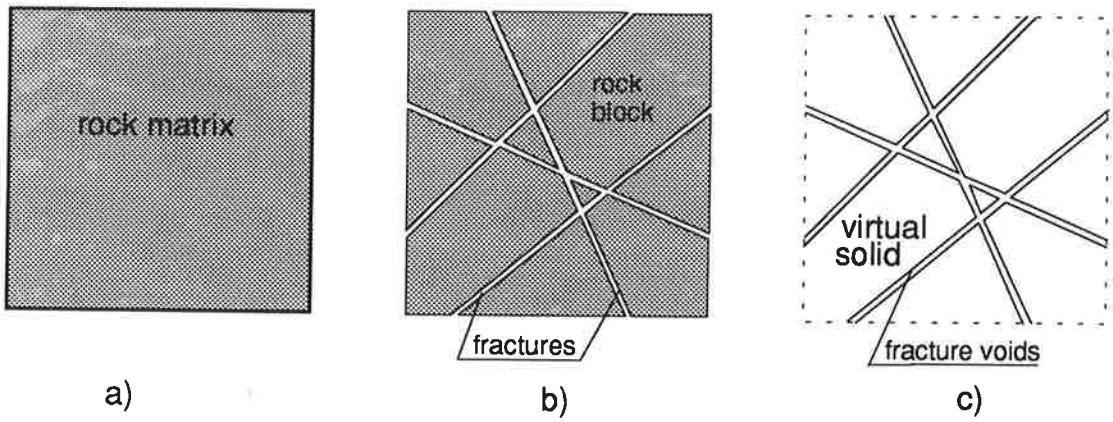


Fig. 3 Geometrical representations of a fractured medium by a) continuum approach (FEM and FDM, b) discontinuum approach (DEM), and c) discrete fracture network approach (DFN).
Fig. 3 Geometrisk representation av spruckna material: a) kontinuum (FEM och FDM); b) diskontinuum (DEM); c) diskret spricknät (DFN).

4 BMT/TC PROBLEMS AND COMPUTER CODES

Table 2 lists a brief description to the physical processes involved in BMT and TC problems studied in the first three phases of the DECOVALEX project. The reasons why these problems are defined or selected are also briefly explained. The laboratory and field experiments are conducted in parallel with computer modelling so that prediction from the numerical simulations can be examined with experimental measurements, except TC2 which was completed before DECOVALEX started. The computer codes and their characteristics used in DECOVALEX are listed in Table 3.

Table 2 Physical processes studied in BMT and TC problems of the DECOVALEX project

Tabell 2 Fysikaliska processer samt motiv för val av BMT och TC i DECOVALEX

Problem	Physical Processes	Reasons for selection
BMT1	A model of repository at 500 m depth and in fractured rocks with two orthogonal sets of persistent discontinuities. Domain size 3000 x 1000 m, a 2-D far-field problem with thermal, hydraulic and mechanical boundary/initial conditions	To examine the capabilities of computer codes for handling large scale problems of coupled T-H-M processes in rock masses containing a large number of discontinuities; Test the behaviour of different constitutive laws of rock matrix and discontinuities, and different numerical methods.
BMT2	A model of rock mass with four intersecting discontinuities and nine blocks in the vicinity of a heat source. Domain size 0.75 x 0.5 m, a 2-D near-field problem with thermal, hydraulic and mechanical boundary/initial conditions	To examine the capabilities of different computer codes for handling discrete discontinuities of specific constitutive behaviour under combined thermo-hydro-mechanical conditions with special emphasis on the heat convection
BMT3	A model of repository at 500 m depth in rocks with a realistic fracture network of 6580 fractures. Domain size 50 x 50 m, 2-D near-field problem with thermal, hydraulic and mechanical boundary/initial conditions	To examine the capabilities of different computer codes for handling large number of and randomly distributed discrete discontinuities of in a relatively small area surrounding a repository and to test different methods for fracture representation, homogenization and heat convection
TC1	A laboratory test of coupled shear - flow test of a single rock joint without thermal loading, performed at NGI	To test the performance of constitutive laws in the computer codes and their capacities to handle coupled H-M processes
TC1:2	Same set up as TC1 with improved problem geometry and different joint properties, performed at NGI	To test the performance of constitutive laws in the computer codes and their capacities to handle coupled H-M processes
TC2	A field experiment for coupled T-H-M processes in fractured rocks, 3-D problem. Domain size 10 x 10 x 5 m, conducted at Fanay-Augères (France)	To test the predicting capacities of computer codes for temperature, stresses and displacements measured during experiments performed uner three-dimensional conditions

Table 2 (continued)
Tabell 2 (fortsättning)

TC3	A large scale laboratory (Big-Ben) experiment of coupled T-H-M processes in engineered buffer materials, conducted at Tokai by PNC, Japan	To test the predicting capacities of computer codes for coupled T-H-M processes in both saturated and unsaturated situations in three-dimensional conditions
TC4	A laboratory, true triaxial experiment of coupled normal stress-flow processes for a single rock discontinuity, designed at VTT, Finland	To test and establish physical laws governing coupled T-H-M processes for a single rock discontinuity and validate computer models in different codes
TC5	A laboratory test of coupled shear-flow experiments of a single rock joint on a direct shear machine, conducted at CNWRA, USA	To test the coupled hydro-mechanical behaviour of natural rock discontinuities, determine material properties and validate constitutive laws with emphasis on roughness characterization
TC6	An in situ borehole injection experiment at 150 m depth in fractured rock, conducted at Luleå, Sweden	To test predicting capabilities of different computer codes for coupled hydro-mechanical processes of single joints under in situ conditions

A detailed description of all these BMTs and TCs is beyond the scope of this contribution. A relatively detailed definition of BMT3 is given below as an example.

BMT3 is a near field repository model set up as a two-dimensional plane-strain problem in which a tunnel with a deposition hole is located in a fractured rock mass. The model is 50 x 50 m in dimension and 500 meters below the ground level (Fig. 4). The fracture pattern of the problem area, shown in Fig. 5a, is called the reference fracture network. It is a two-dimensional realization of a realistic three-dimensional fracture network model of a rock mass from the Stripa Mine, Sweden. The total number of fractures in the reference network is 6580, consisting of six sets and with a mean density of 2.632 fractures per square meter. The problem is set up as a fully coupled Thermo-Hydro-Mechanical problem in a fractured medium, representing the near field behaviour of a repository. The thermal effect is caused by the radioactive waste in the deposition hole (the heater). The heat source decays exponentially with time. The rock matrix is assumed to be isotropic and linearly elastic, and its mechanical properties do not change with temperature variations. The thermal conductivity and expansion of the rock matrix are also assumed to be isotropic. The fractures are assumed to consist of parallel, planar, smooth surfaces at the macroscopic level with an effective hydraulic aperture. The initial and boundary conditions for the mechanical, thermal and hydraulic effects are shown in Figs. 5b and 6, respectively.

Table 3 Computer codes and their characteristics used in DECOVALEX
Tabell 3 Datorprogram och deras karaktäristika som använts i DECOVALEX

Code	User	For	Major Characteristics
MOTIF	AECL	BMT2 TC1 TC1:2 TC6	FEM solution of transport problems in porous/fractured media for 3-D problems of transient and steady-state groundwater flow, heat transfer and quasi-static T-H-M processes
THAMES	KPH	BMT1 BMT3 TC3 TC5	FEM solution of coupled T-H-M processes for porous/fractured media with crack tensor approach
ADINA-T & JRTEMP	VTT	BMT2	2-D FEM solutions of heat transfer (ADINA-T) and deformation analysis (JRTEMP) without fluid flow
ROCMAS	LBL KTH	BMT2 TC1 TC1:2 TC6	FEM solution of coupled T-H-M problems with special joint elements and a simple differentiation of a non-incremental formulation
CHEF HYDREF VIPLEF	ENSMP	BMT1 TC2	FEM solution of coupled T-H-M 2-D problems for porous or/and fractured media with special joint elements
TRIO-EF & CASTEM-2000	CEA/DMT	BMT1 BMT3	FEM solution of coupled T-H-M 2-D & 3-D problems for porous media
NAPSAC	AEA	BMT3 TC6	Discrete fracture network solution for ground water flow
FRACON	AECB	TC6	FEM solution with joint elements for coupled H-M processes of continua
ABAQUS	CNWRA CLAY	TC3 TC5	FEM solution of coupled T-H-M problems for continua
FLAC (2D)	ITASCA	BMT3	Finite difference solution of coupled T-H-M problems of continua
UDEC	CNWRA, NGI INERIS ITASCA VTT	BMT1 BMT2 BMT3 TC1 TC1:2	DEM solution of 2-D, quasi-static, problems of coupled T-H-M processes for discrete, deformable block assemblages
3DEC	INERIS	TC2	3-D distinct element solution for coupled T-M problems of discontinua

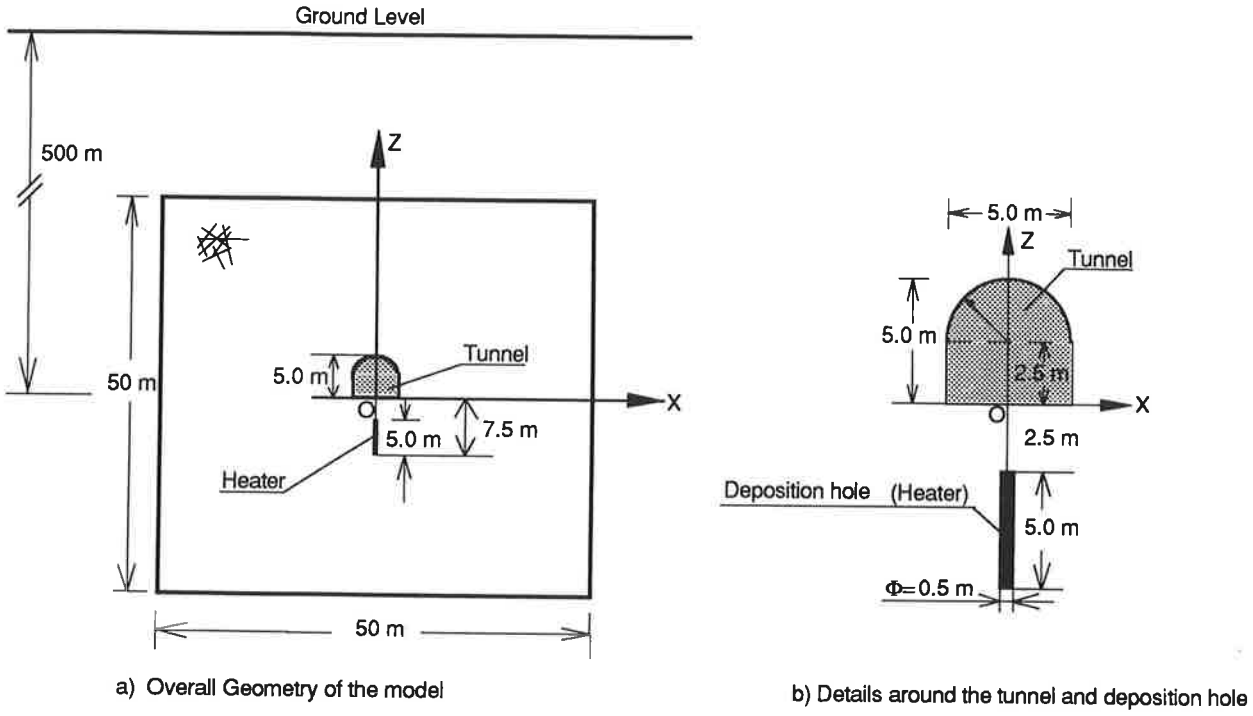


Fig. 4 Problem geometry of BMT3.
Fig. 4 Geometri hos problemet BMT3.

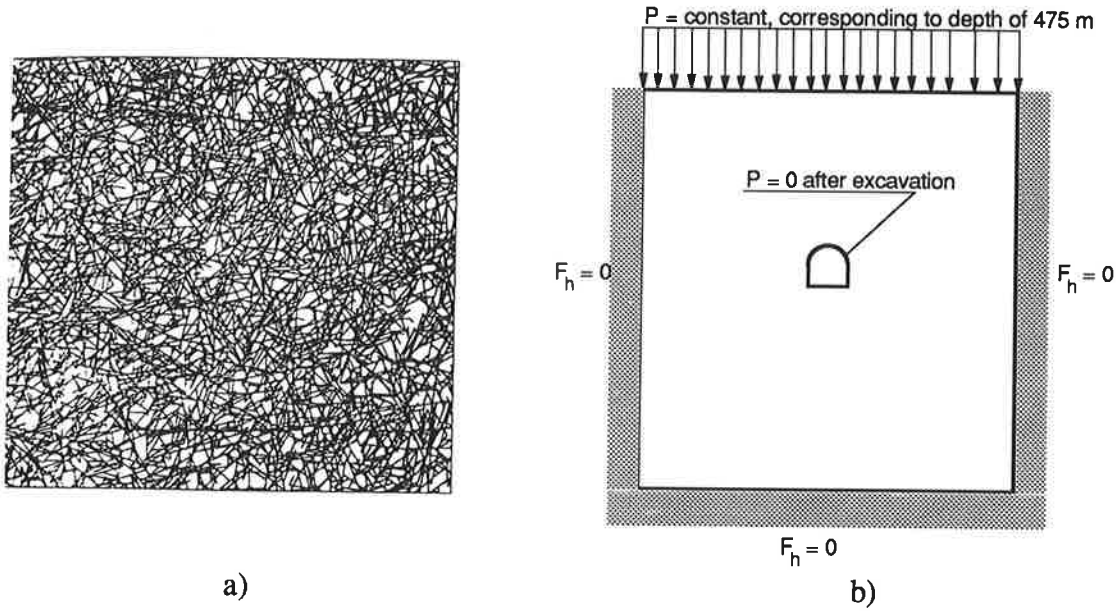


Fig. 5 The Reference Fracture Network (a) and the initial and boundary conditions of the hydraulic effects (b), BMT3. P - water pressure, F_h - water flux.
Fig. 5 Spricknät (a) och hydrauliska randvillkor (b) för BMT3.

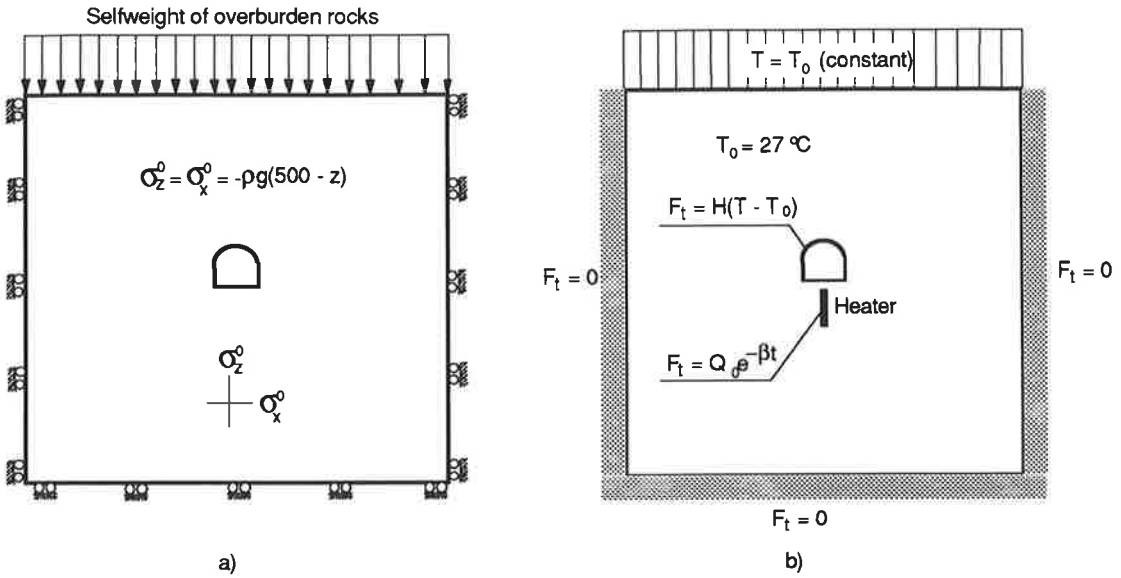


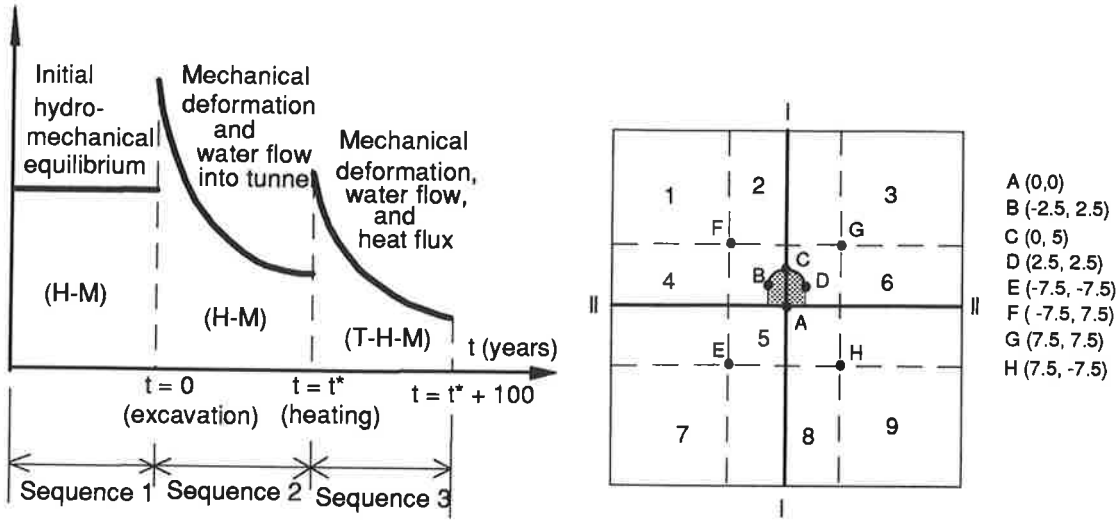
Fig. 6 The initial and boundary conditions for the mechanical and thermal effects for BMT3. T - temperature, T_0 - initial temperature, F_t - heat flux, H - surface heat transfer coefficient (= 7 W/m^2°C), Q_0= 470 W/m^3 , β = 0.02/year.

Fig. 6 Randvillkor för mekaniska och termiska förhållanden för BMT3.

Three loading sequences are specified for BMT3, see Fig. 7a. Sequence 1 is the loading of the computational model prior to excavation of the tunnel under initial and boundary conditions of hydro-mechanical effects. An initial hydro-mechanical equilibrium should be achieved at the end of this loading stage. Sequence 2 is the excavation of the tunnel, executed at the end of sequence 1. The initial hydro-mechanical equilibrium is disturbed and a new pseudo-steady state of hydro-mechanical equilibrium should be achieved at the end of this stage, denoted as time t = t*. Sequence 3 begins the thermal loading, starting at time t = t* and maintained for 100 years. Figure 7b shows the output specifications for BMT3. The output data required at eight points, two lines (profiles), five segments and nine regions are:

- Point A - H: Temperature and components of normal stresses and displacements.
- Line I and II: Temperature and stress components normal to the lines.
- Segments ABCD, EF, FG, GH, and HE: Water flux.
- Regions 1 - 9: Cumulative histograms of porosity, aperture and conductivity.

This Bench-Mark Test problem was set up to examine the capabilities of mathematical models and computer codes to handle a large number of, and randomly distributed, discontinuities in natural rocks. Particular interest was placed in the schemes of homogenization applied by continuum based numerical methods and simplification techniques applied by the discrete element method. Eight research teams have studied this problem (AEA, NGI, INERIS, CNWRA, VTT, KPH, CEA/DMT, ITASCA). Eight



a) b)

Fig. 7 Loading sequences (a) and output specifications (b) for BMT3.
Fig. 7 Belastningssekvenser (a) och specifisering av resultatpresentation (b) för BMT3.

different computational models were built (Fig. 8), which leaded to different results, especially regarding the stresses and water flux. Uncertainties in homogenization and simplification schemes remained and have been subjects of intense discussions.

Figures 9 and 10 show the results of the vertical stress (Sxx) and temperature along profile II at t = 4 years (when the maximum temperature at heat source is reached), respectively. Good agreement is obtained for temperature, but great discrepancies appeared for stresses, due to either different approaches (continuum vs. discontinuum), different homogenization schemes and different simplification and internal discretization techniques.

5 CURRENT STATUS OF THE DECOVALEX PROJECT

Three phases (I, II and III) have been successfully conducted with progress in both model and code improvement and overall understanding of coupled T-H-M processes in fractured rocks. The compositions of the first three Phases of DECOVALEX project and their implementation stages with series of workshops are illustrated in Fig. 11. For these three phases, the DECOVALEX project is aimed to validate the mathematical models and computer codes against either Bench-Mark Test problems or small scale laboratory or field Test Case problems. To continue the validation process, planning for possible extension of DECOVALEX is currently underway, with emphasis on simulation of, and integration with, one or two ongoing large scale underground in situ experiments of coupled T-H-M processes in fractured rocks and buffer materials.

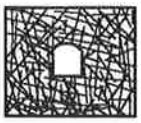
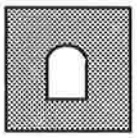
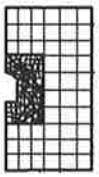
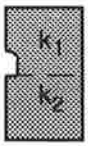
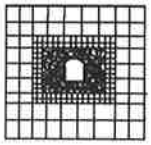
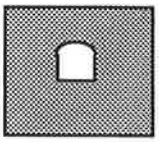
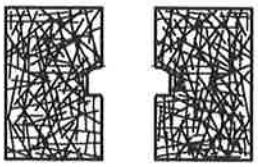
AEA (NAPSAC code, DFN model) Complete and explicit representation of 6580 fractures by DFN method, without heat and rock deformation, but with analytical model for stress approximation	
CEA/DMT (CASTEM 2000 code, FEM model) Equivalent continuum approach with FEM method (1344 elements, 4216 nodes), homogenization (scale 25 x 25 meters) by Crack Tensor theory (Oda, 1986)	
CNWRA (UDEC code, DEM model) Vertical symmetry and simplified fracture network with 295 fractures, 337 blocks, 1540 finite difference elements, and 10853 nodes. A small inner region with random fractures and lager outer region with regular artificial fractures	
ITASCA (FLAC code, FDM model) Equivalent continuum approach with FDM (735 finite ifference elements and 792 nodes)without formal homogenization. Vertical symmetry and inhomogeneous permeability	
INERIS (UDEC code, DEM model) Simplified fracture network with inner region of random fractures and outer regions of regular artificial fractures (564 fractures, 677 blocks, 24391 finite difference elements, and 16791 nodes)	
KPH (THAMES code, FEM model) Equivalent continuum approach with FEM method (674 elements, 2127 nodes). Homogenization (scale 10 x 10 meters) by Crack Tensor theory (Oda, 1986). Heat convection considered	
NGI (UDEC code, DEM model) Two models of vertical symmetry (one left half and one right half) with simplified fracture network without heating, about 512 fractures, 510 blocks, and 1580 finite difference elements	
VTT (UDEC code, DEM model) Vertical symmetry (left half) with simplified fracture network, 814 fractures, 496 blocks, 1308 finite difference elements, and 2222 nodes.	

Fig. 8 Different models of jointed rock masses by research teams for BMT3.
Fig. 8 Olika metoder för simulering av bergmassan för BMT3

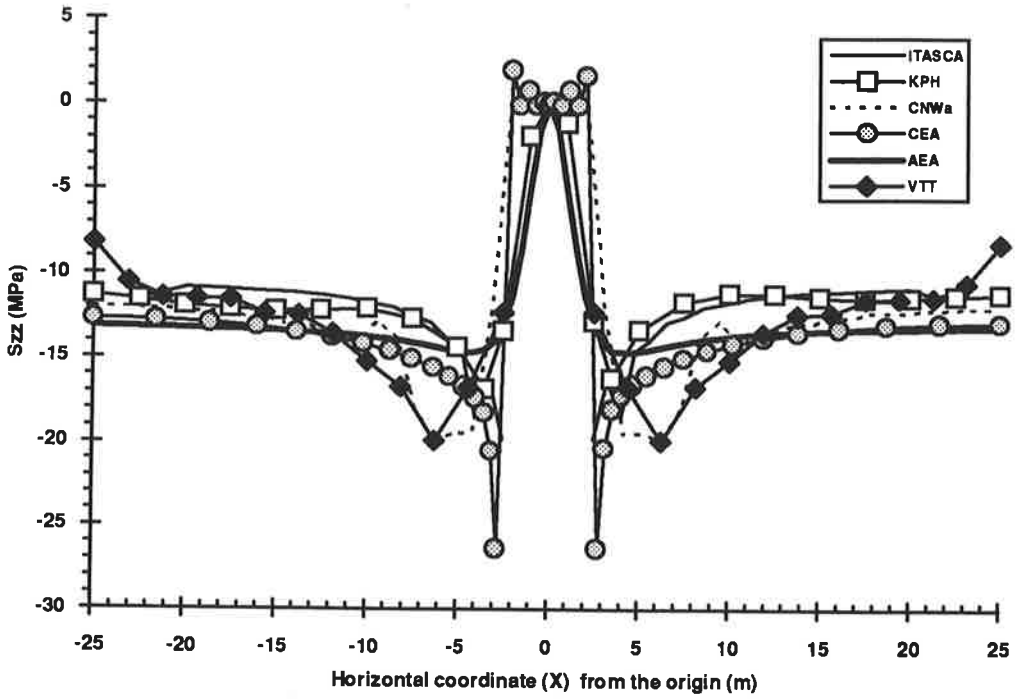


Fig. 9 Vertical stress (Szz) along profile II at t = 4 years for BMT3.
Fig. 9 Vertikala spänningarna (Sxx) längs profil II vid tiden t = 4 år för BMT3.

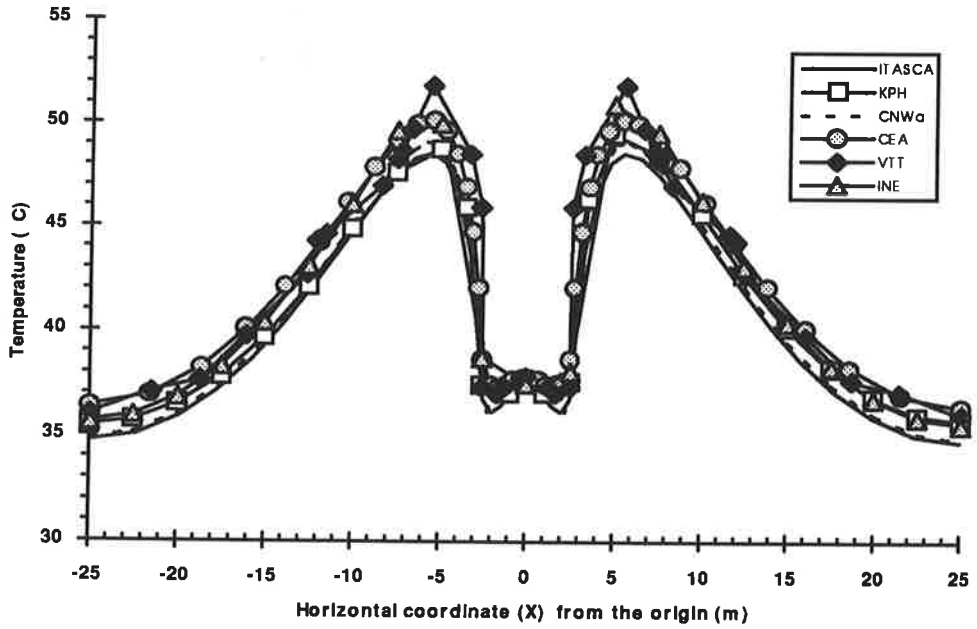


Fig. 10 Temperature along profile II at t = 4 years for BMT3.
Fig. 10 Temperaturen längs profil II vid tiden t = 4 år för BMT3.

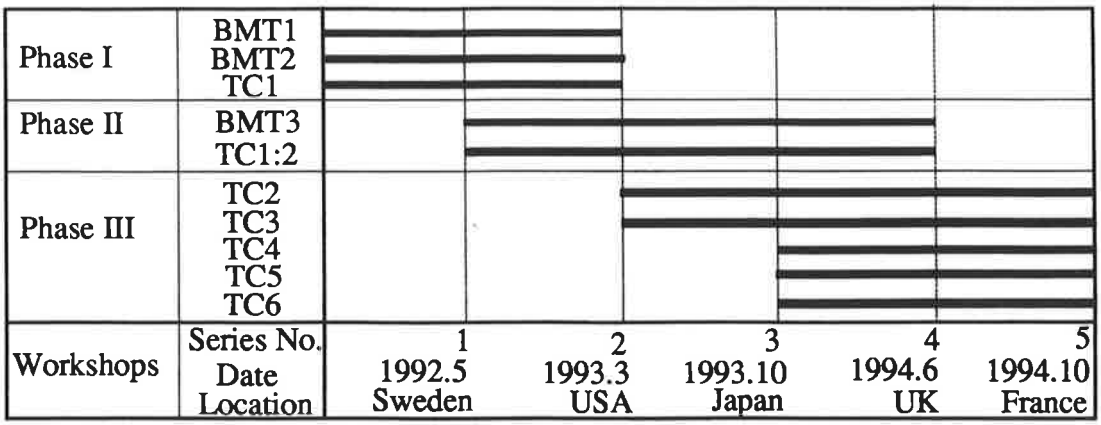


Fig. 11 Phases of DECOVALEX project, BMT and TC problems and Workshop series.
Fig. 11 De tre faserna samt arbetsmöten för projektet DECOVALEX.

6 CONCLUDING REMARKS

The first stage of project DECOVALEX includes three phases: Phase I, Phase II and Phase III. To date (January, 1995) both Phase I and Phase II have been successfully conducted. The study of test cases for Phase III has been completed and the final report is in reparation. From these studies, following conclusions can be drawn:

1) The DECOVALEX project has been successful in its effort to bring together a number of both scientifically sounded and well defined Bench-Mark Tests and Test Cases for numerical analyses. Broad aspects in repository design and performance assessment are covered in these problems. The Test Cases are those either completed recently or ongoing experiments which provide a sound basis to validate the mathematical models. The Bench-Mark tests are carefully defined to represent the important aspects of a repository *in situ*.

2) The results and experiences obtained in these exercise have improved our understanding of the coupled T-H-M processes in fractured rocks and buffer materials. They demonstrated our abilities and limitations to simulate these complex processes and pointed out future research directions with many uncertainties becoming forefront research subjects in both rock mechanics and hydrogeology.

3) Integration of different geoscience and geoengineering disciplines has been implemented. The disciplines include: physics, applied mathematics, geohydrology, hydraulics, engineering geology, soil and rock mechanics, and civil and mining engineering. The integration of these disciplines are covered in the formulation of BMTs and TCs, evaluation of models and results, and estimation of uncertainties. The national waste managing agencies are also actively involved in every aspect of the project.

4) Integration of different numerical methods based on both continuum and discontinuum approaches has been a special aspect of DECOVALEX and proves to be very fruitful and educational for both camps. Convergence rather than divergence appears to be the general trend to these different approaches. This integration is proved to be a veru useful approach to improve the understanding of capabilities, limitations, and uncertainties in their respective formulations.

5) Some uncertainties and difficulties remain in the project. The lessons learned are currently under evaluation, and one of them is the less satisfactory performance of constitutive and other physical laws of rock discontinuities for coupled T-H-M processes. Our present experience shows that the greatest difficulty lie in the interpretation of physical processes and properties involved, which causes the major uncertainties in formulation of both the conceptual and mathematical models.

6) Recognizing that a ultimate verification against the physical world is impossible to achieve since the models, codes and physical world cannot be a closed system, our aim is the confidence building in our models and codes with respect to the rationality of the basic assumptions and practical needs. Recognizing also the importance of models and codes for the design and performance assessments of repositories, the validation of the models and codes will remain necessary and important for the radioactive waste repositories until a relatively high level of confidence is achieved.

7 ACKNOWLEDGMENTS

The authors of this contribution, on behalf of the Steering Committee of the DECOVALEX project, would like to thank all research teams and individuals for their scientific contributions to the project, and Funding Organizations and Funding Parties for their financial support.

8 REFERENCES

1. Tsang, C-F. (ed.), Coupled processes associated with nuclear waste repositories, Academic Press Inc., 1987
2. Jing, L., Stephansson, O., Rutqvist, J., Tsang, C-F., and Kautsky, F., DECOVALEX - mathematical models of coupled T-H-M processes for nuclear waste repositories, Phase I report, SKI Technical Report 93:31, June, 1993.
3. Jing, L., Stephansson, O., Rutqvist, J., Tsang, C-F., and Kautsky, F., DECOVALEX - mathematical models of coupled T-H-M processes for nuclear waste repositories, Phase II report, SKI Technical Report 94:16, 1994.
4. Jing, L., Stephansson, O. and Tsang, C-F., *Coupled thermo-hydro-mechanical processes in fractured media - recent developments of the DECOVALEX project on nuclear waste isolation*. Elsevier Publishing Company, Amsterdam, 1995 (in preparation).

9 SAMMANFATTNING

Bergmassans respons på lagring av utbränt kärnbränsle och radioaktivt avfall är ett kopplat termo,-hydromekaniskt problem. Kopplingen innebär att var och en av de termiska, hydrauliska eller mekaniska processerna påverkar varandra enskilt eller tillsammans. De kopplingar som kan ske och de processer som verkar beskrivs i Fig.1. För att studera de kopplade processerna och modelleringen av dessa startades 1992 det internationella samarbetsprojektet DECOVALEX. I projektet deltar ett tiotal sponsorer från sju länder och mer än ett dussin forskargrupper. Statens kärnkraftinspektion, SKI är huvudman för projektet och projekt-sekretariatet finns på avd f teknisk geologi vid KTH.

Ett antal problem som betecknas bench-marktester (BMT) eller testfall (TC) formuleras och erbjuds till forskargrupperna för analys med sina tillgängliga modeller och program. En förteckning över problemen, de fysikaliska processer som de behandlar och motiven till problemvalet redovisas i Tabell 2. De program som används vid analyserna av de olika forskargrupperna tillämpar finit elementmetod (FEM), finit differensmetod (FDM), distinkt elementmetod (DEM) samt diskreta spricknätsmodelleringar (DFN) (Tabell 3).

Problemformulering, geometri, randvillkor, belastningssekvenserna samt några resultat från analyserna av BMT3 redovisas i Fig. 4 - 10. I modellen som har dimensionen 50m x 50m simuleras en sprucken bergmassa med 6580 sprickor. En tunnel och ett deponeringshål har brutits ut och en avfallsbehållare med utbränt kärnbränsle har placerats i hålet. En belastningssekvens som redovisas i Fig. 7 tillåts verka på systemet och temperatur, spänningar, deformationer och flöden redovisas i ett antal punkter och sektioner i modellen, se Fig. 9, 10. Resultaten visar att temperaturutbredningen simuleras mycket väl av samtliga forskargrupper, deformationer och spänningar visar variationer beroende på vald beräkningsmetod och den sämsta överensstämmelsen gäller flödena i enskild spricka och totala flödet in till tunneln.

Några av lärdomarna från projektet är att ett relativt stort antal relevanta problem och testfall av kopplad karaktär har kunnat formulerats. Erfarenheterna och resultaten av analyserna har beydligt ökat vår förståelse av de kopplade processerna och deras betydelse för slutförvaringen av kärnavfallet. Integrationen av forskare från olika discipliner har varit framgångsrik. Likaså har tillämpningen av olika numeriska metodet med kontinuum- och diskontinuumansatser visat sig vara värdefull och betydligt ökat förståelsen för de kopplade processerna. Flera problem har uppdagats under arbetet, bl a saknas ännu de fysikaliska lagar som styr strömningen i enskild spricka. Vi kan dock konstatera att arbetet hitills ökat tillförlitligheten hos modellerna och koderna när det gäller att tillämpa dessa på de verkliga problemen i samband med slutförvaringen av utbränt kärnbränsle och kärnavfall.