



STIFTELSEN SVENSK BERGTEKNISK FORSKNING  
SWEDISH ROCK ENGINEERING RESEARCH

# **BERGMEKANIKDAG**

## **2004**

### **Föredrag**

STIFTELSEN SVENSK BERGTEKNISK FORSKNING OCH  
SVENSKA BERGMEKANIKGRUPPEN  
Swedish Rock Engineering Research and  
National Group ISRM (International Society for Rock Mechanics)

**Föredrag vid  
BERGMEKANIKDAG  
I STOCKHOLM 17 MARS 2004**

**Papers presented at  
Rock Mechanics Meeting  
in Stockholm March 17, 2004**



## FÖRORD

De kommande åren planeras investeringar i landets infrastruktur om 10 mdr kronor årligen, enligt en sammanställning i Byggindustrin. Framförallt gäller det vägar och järnvägar. Stora delar av dessa anläggningar är tunnlar eller innehåller andra bergarbeten i svåra miljöer, ibland på grund av geologiska förhållanden men framförallt i stadsmiljö med stora krav på hänsyn till befintliga anläggningar och begränsade störningar på omgivningen. Samtidigt bryter LKAB, Boliden och Zinkgruvan stora mängder malm och flera nya gruvor etableras. SKB närmar sig det slutgiltiga platsvalet för djupförvar av kärnbränsleavfall och man har en intensiv förberedande verksamhet vid kandidatplatserna i Forsmark och Oskarshamn och planerar för det kommande byggskedet. Kompetenta specialister inom bergtekniken kommer inte att sakna uppgifter det närmaste decenniet! Kanske kommer uppgifterna i stället att sakna specialister!

Satsningar på teknisk kompetensutveckling inom anläggningsområdet är för närvarande måttliga. Låt vara att många av de problem vi sett i branschen under senare år har sin grund i annat än brist på ren teknisk kompetens och att man därför med rätta satsar på sådant som bättre samverkansformer. Man har inom Banverket, Vägverket och byggföretagen påbörjat ett arbete för förnyelse i anläggningsbranschen (FIA). Man har också gjort en förnämlig inventering och analys av framgångsfaktorer vid bergarbeten inom nätverket bergbyggarna med stöd av Banverket. Alla initiativ till förbättringar måste dock i grunden bygga på att det finns teknisk kompetens inom fackområdet hos både beställare och utförare. Det gäller även för exempelvis funktionsupphandling eller för att ta fram nya specifikationer för injektering, där man gärna skulle se mer rationella bygghandlingar, som främjar goda tekniska lösningar. Det förutsätter att man behärskar teknikområdet med de speciella villkor som gäller för brytning och byggande i berg.

Några måste alltså behärska den grundläggande tekniken och dit hör bergmekaniken, dvs bergets hållfasthetslära och dess tillämpningar, där berget som material är en del men sprickorna väl så viktiga. Bergmekanikdagen är ett forum för kvalificerat erfarenhetsutbyte kring ”bergmekanik i vid mening”, varför vi ofta också har tätningsfrågor på programmet. Kunskap om bergsprickor och deras egenskaper är fundamental för förståelsen av inträngning och spridning av injekteringsmedlet. Dagens program är väl fokuserat på bergmekaniken, inklusive några praktikfall i främmande geologier och frågan om hur vi möter kraven på dimensionering i nya regelverk. Normerna är inte alltid skrivna med full förståelse för bergteknikens grundläggande villkor, utan har ofta sitt ursprung i normer för broar eller annan väsensskild och ibland ”konkurrerande” teknik. Stål är stål och betong är betong, stundtals sprucken, men berg är alltid sprucket i större och mindre partier!

Bergets villkor ska alltså behärskas, och om man summerar vad som nu satsas på kompetensutveckling, finner man att det rör sig om kanske några promille av aktuella investeringsvolymerna. En halv procent av en investering om 10 mdr skulle betyda 50 Mkr! En del pågår trots allt, i högskolevärlden främst på KTH Jord- och bergmekanik och vid Luleå Tekniska Universitet, på Chalmers Geo-institution och förstås



vid SKB där man engagerar ett stort antal specialister, både konsulter och högskoleforskare. En del av forskningen görs i SveBeFos regi, några projekt pågår i konsortiet Väg-Bro-Tunnel med stöd från Vinnova ytterligare ett par år, och det finns andra finansiärer och regionala forskningsfonder som till exempel stödjer Gellivare Hard Rock Research (GHRR). Om man idag försöker beskriva de olika nätverk och initiativ som har bäring på bergteknisk forskning får man en ganska spretig bild. Det borde finnas utrymme för bättre samverkan mellan olika aktörer.

För SveBeFo har det gångna året inneburit en renodling av vår roll som projektledningsorganisation i och med att våra sprängteknikforskare ”knoppats av” och bildat Swebrec (Swedish Blasting Research Center at Luleå Technical University). I samband med detta har styrelsen sett över vår uppgift och konstaterat att vi som tidigare ska ”ge huvudmännen en bra utväxling på det insatta kapitalet” och ”verka för en god samordning av olika aktörer inom bergteknisk forskning och utveckling”. I vår uppgift som centrum för bergteknisk forskning ligger därmed att vi förväntas

- Bidra till att förbättra industrins konkurrenskraft
- Stärka erfarenhets- och kunskapsutbytet mellan beställare, industri och universitet
- Öka attraktionskraften för det bergtekniska området
- Främja utnyttjandet av ”undermarken” för en god miljö och hållbar utveckling
- Bidra till att svenskt undermarksbyggande genomförs med ”rätt” kvalitet till väsentligt lägre kostnader

Vi verkar genom ett litet kansli med ett par projektledare som planerar och leder projekt som initieras i samråd med våra intressenter och forskarvärlden. Projekten kan vara resultatorienterade utredningsprojekt eller mer långsiktiga i form av doktorandprojekt, men alltid med ett tillämpningsperspektiv i sikte. Varje enskilt projekt ska finansieras på egna meriter och det innebär att projektidéerna måste vara väl genomarbetade och förankrade hos aktuella finansiärer.

Syftet med forskningen är i första hand att utveckla ny kunskap inom viktiga områden, men projekten resulterar samtidigt i kompetensutveckling för den aktuella forskaren. Den som har genomfört ett lyckat projekt är en potentiell tillgång för branschen, som uppenbart har behov av kvalificerade medarbetare de närmaste åren. Vi ser fram emot att även fortsättningsvis kunna bidra både med ny kunskap och kompetens genom våra forskningsprojekt. Samtidigt kan vi konstatera att Bergmekanikdagen har en viktig funktion för att förmedla de nya kunskaperna genom föredrag och stimulerande diskussioner. Välkomna till Bergmekanikdagen 2004!

Stockholm i februari 2004

*Tomas Franzén*

**Förord***Tomas Franzén, SveBeFo***Invited lecture:****Probabilistic assessment of rock mass behaviour as basis****for stability analyses of tunnels.....1***Wulf Schubert, Inst for Rock Mechanics and Tunneling, Graz University of Technology**Andreas Goricki, 3G Gruppe Geotechnik ZT GmbH, Graz, Austria***BERGMEKANISK DIMENSIONERING****ROCK MECHANICS DESIGN***Inledare: Peter Lundman, Banverket***Banverkets syn på bergmekanisk dimensionering med exempel från framtida projekteringshandbok.....21**

The view of Banverket on rock mechanics design with examples from a future handbook for design

*Peter Lundman, Banverket, Jonny Sjöberg, Ulf Lindfors, SwedPower***Sannolikhetsbaserad dimensionering av berganläggningar med samverkan mellan berg och förstärkning .....31**

Probabilistic approach to the design of underground structures taking interaction between rock mass and rock support into account

*Håkan Stille, KTH, Mats Holmberg, Rock Engineering, Lars Olsson, Geostatistik***Bestämning av bergmassans hållfasthet med hjälp av bergkaraktärisering.....41**

Rock mass strength determination using rock characterisation

*Catrin Edelbro, Erling Nordlund, LTU***Jämförelse av strategier för analys av bergförstärkning****med numeriska modeller .....53**

Comparison of strategies for analysis of ground support using numerical models

*Terje Brandshaug, Itasca Consulting Group, Lars Rosengren, Rosengren Bergkonsult**Jonny Sjöberg, SwedPower, Peter Lundman, Banverket*

## INJEKTERINGSFÖRSÖK I FÄLT GROUTING TESTS AT FIELD

*Inledare: Tomas Franzén, SveBeFo*

### **Injekteringsförsök i Äspö - undersökningar, design och praktiskt utförande .....67**

Grouting test at Äspö – Investigations, design and grouting

*Ann Emmelin, SKB, Magnus Eriksson, KTH,*

*Åsa Fransson, SWECO Viak, Lasse Wilson, Skanska*

### **Injekteringsförsök i Hallandsås med silica sol .....79**

Grouting with silica sol in the Hallandsåstunnel, Sweden

*Johan Funehag, Chalmers tekniska högskola, GEO*

## BERGFÖRSTÄRKNING OCH STABILITET REINFORCEMENT AND STABILITY

*Inledare: Lars-Olof Dahlström*

### **Bärverkan hos bergförankrad fiberarmerad sprutbetong .....89**

Structural behaviour of fibre reinforced sprayed concrete anchored in rock

*Ulf Nilsson, Scandiaconsult / Ramböl, KTH*

### **The shotcrete/rock interface – direct shear, tension and compression tests .....99**

Skjuv-, drag- och tryckprov av fogen mellan berg och sprutbetong

*David Saiang, LTU, Lars Malmgren, LKAB*

### **En förenklad modell för uppskattning av horisontella bergrörelser i anslutning till Krokströmmens valvdamm .....111**

A simplified model for estimation of horizontal rock displacements in connection to Krokströmmen arch dam

*Fredrik Johansson, Håkan Stille, KTH*

### **Stagförankring mot uppflytning – förankringsförsök i Malmö .....123**

Ground anchors to resist uplift – Anchor tests in Malmö

*Carl-Olof Söder, Mats Burtu, Gösta Ericson, SWECO VBB, Jonas Nyman, Interground*

### **Soil nailing for slope-stabilization with self drilling anchors .....133**

Soilnailing vid släntstabilisering med självborrande bult

*Mark Bernthaler, Atlas Copco MAI, Austria*

**TUNNELDRIVNING I OLIKA GEOLOGIER**  
**TUNNEL CONSTRUCTION IN VARIOUS GEOLOGIES**

*Inledare: Gunnar Nord, Atlas Copco Rock Drills*

**Drivning av tunnel under fryst och jetpelarförstärkt jord vid Botniabanan .....143**

Tunneling under frozen and jet-grouted soil at Botniabanan

*Gunnar Lejon, Botniabanan, Anders Fredriksson, Golder, Jouko Viitala, Lemcon*

**Tunnelbaneprojekt i Singapore**

**TBM- och slitsmursteknik för tunnlar och stationer i lösa berg- och jordlager ....153**

Subway project in Singapore - TBM and Diaphragm walls  
for tunnels and stations in soft ground

*Lars-Olof Dahlström, Christer Norén, Staffan Swedenborg, NCC Teknik*

**Delhi Metro – Urban drill & blast rock excavation in India.....163**

Delhi Metro – Sprängning och förstärkning i tät stadsmiljö

*Ulf Håkansson, Björn Stille, Bengt Niklasson, Skanska Teknik*

*Banibrata Mukherjee, Per Vilhelmsson, KSHI JV*



# **PROBABILISTIC ASSESSMENT OF ROCK MASS BEHAVIOUR AS BASIS FOR STABILITY ANALYSES OF TUNNELS**

*Wulf Schubert  
Institute for Rock Mechanics and Tunnelling  
Graz University of Technology*

*Andreas Goricki  
3G Gruppe Geotechnik ZT GmbH  
Graz, Austria*

## **SUMMARY**

The uncertainties inherent in each geological and ground model naturally lead to uncertainties in stability analyses of geotechnical structures. Only when a consistent procedure is used for the quantification of the geotechnical variability, the probability of instability of a tunnel can be assessed.

A consistent procedure for the determination of the rock mass behaviour as a result of the tunnel excavation has been developed and will be outlined in the presentation. A distinct geological model, the selection of relevant parameters and a systematic and quantitative rock mass characterization form the basis for all further probabilistic evaluations. After the definition of key parameters and factors of influence it is important to determine the spread of parameters and to quantify the possible variations of the geological model. In a first step rock type specific key parameters are selected. The evaluation of the rock mass properties then leads to the identification of rock mass types. The next step includes the assignment of rock mass types to the different sections along the tunnel. Then the rock mass behaviour in each section as a result of the excavation is evaluated considering the rock mass properties and influencing factors, like stresses, discontinuity orientation, ground water, etc.

The probabilistic processing of the input data results in a quantification of the probability of occurrence of the single rock mass behaviour types. By assigning a support concept to each behaviour type the system behaviour then is evaluated and compared to the requirements of stability and serviceability. As also the behaviour within a behaviour type has a certain spread, for example magnitude of displacements, size of instable blocks etc., this spread has to be considered in the stability analysis. The models used for the analysis in terms of sophistication depend on the phase of the project, and on the environmental constraints. Relatively simple closed form solutions may satisfy the requirements in early project phases or in less sensitive areas, while numerical models will have to be used in highly sensitive situations. Examples of analyses will be shown.

## **1. INTRODUCTION**

Currently, there are no standardized procedures to determine excavation and support for underground openings. This lack of consistency makes it difficult to technically review or audit designs, collect, evaluate, and compare data from different sites and designs.

A sound and economical tunnel design depends on a realistic geological model [1], a quality rock mass characterization, and the assessment of influencing factors such as primary stresses, groundwater, and kinematics. Despite this requirement it is still current practice to base the tunnel design primarily on experience, basic empirical calculations, and standardized rock mass classification systems. Additionally, the on site decisions on excavation and support modifications are frequently based more on intuition than on analyses. This is especially true for tunnels with high overburden in complex geological conditions where limited information is available in the pre-construction phase.

On the other hand, the quantitative rock mass classification systems presently in use [2, 3, 4, 5] have severe shortcomings. One of the main deficiencies is that the classification parameters are universally applied to all Rock Mass Types. Especially in heterogeneous and poor ground conditions these classification methods may provide misleading results, while other shortcomings include the lack of consideration for different rock mass failure modes and ground-support interaction [6]. These schematic procedures have the potential to make tunnel design appear rather simple. Frequently, a few specific parameters are determined and simple classification formulas are applied to achieve a rating. Then with a design chart a support method is determined. No reference is made to project specific requirements or to boundary conditions.

For this reason, it was decided to develop a consistent method for tunnel design, from the pre-construction phase through the tunnel construction, applicable to all rock mass conditions. In general, the final design process continues into the construction phase. The procedure developed, allowing an objective and unbiased decision making process was published in the form of a guideline [7]. The process outlined in this paper clearly distinguishes between rock and rock mass description, behaviour of the rock mass as a result of the excavation, and the system behaviour resulting from excavation and support. Examples show the application of the procedure for the design of tunnels.

## **2. GENERAL PROCEDURE**

The geotechnical design, as part of the excavation design, serves as a basis for approval procedures, the determination of excavation classes and their distribution, and the determination of the excavation and support methods used on site [8]. The flow chart in Figure 1 shows a basic procedure for the design of underground structures, consisting of four general steps to develop the geotechnical design, beginning with the determination of the Rock Mass Types and ending with the definition of excavation classes.

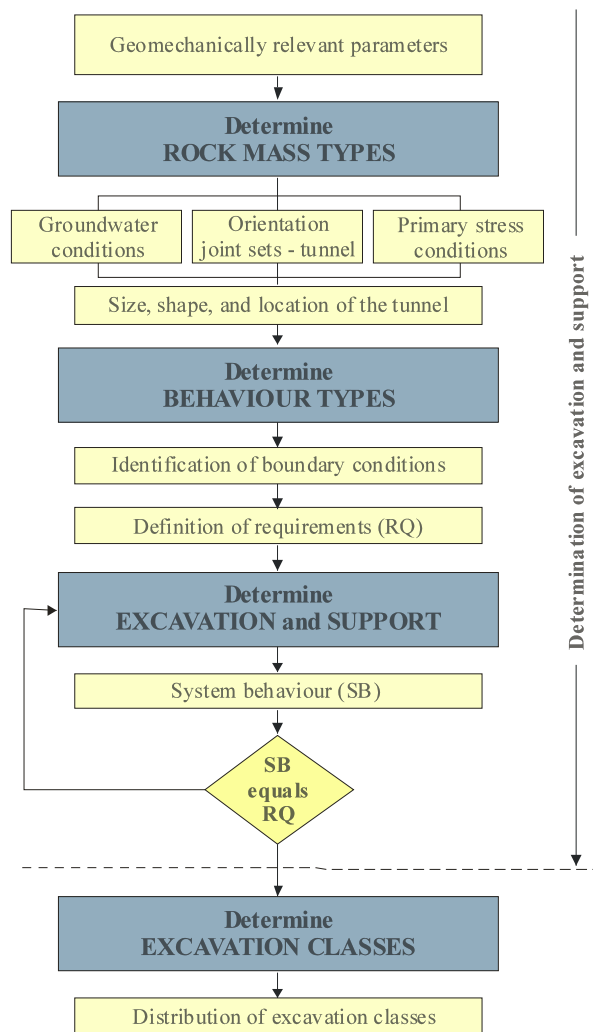


Figure 1 Flow chart of the basic procedure of excavation and support design for underground structures

## 2.1 DETERMINATION OF ROCK MASS TYPES (RMT)

The first step starts with a description of the geologic architecture and proceeds by defining geomechanically relevant key parameters for each ground type. The key parameter values and distributions are determined from available information and/or estimated with engineering and geological judgment. Values are constantly updated as pertinent information is obtained. Rock Mass Types are then defined according to their key parameters. The number of Rock Mass Types elaborated depends on the project specific geological conditions and on the stage of the design process.



## 2.2 DETERMINATION OF ROCK MASS BEHAVIOUR TYPES (BT)

The second step involves evaluating the potential rock mass behaviours considering each Rock Mass Type and local influencing factors, including the relative orientation of relevant main discontinuity sets to the excavation, ground water conditions, stress situation, etc. The rock mass behaviour is defined in the sense of this procedure as the rock mass response to the full cross sectional area without considering any modifications including the excavation method or sequence, support, or other auxiliary measures.

The expected rock mass behaviour resulting from the analyses is then categorized into Behaviour Types which have to be assigned to one of the eleven general categories listed in Table 1. In case more than one Behaviour Type is identified in one of the general categories, sub types have to be assigned.

<b>Behaviour Type (BT)</b>	<b>Description of potential failure modes/mechanisms during excavation of the</b>
1 Stable	Stable rock mass with the potential of small local gravity induced falling or sliding of blocks
2 Stable with the potential of discontinuity controlled block fall	Deep reaching, discontinuity controlled, gravity induced falling and sliding of blocks, occasional local shear failure
3 Shallow shear failure	Shallow stress induced shear failures in combination with discontinuity and gravity controlled failure of the rock mass.
4 Deep seated shear failure	Deep seated stress induced shear failures and large deformation
5 Rock burst	Sudden and violent failure of the rock mass, caused by highly stressed brittle rocks and the rapid release of accumulated strain energy
6 Buckling failure	Buckling of rocks with a narrowly spaced discontinuity set, frequently associated with shear failure
7 Shear failure under low confining pressure	Potential for excessive overbreak and progressive shear failure with the development chimney type failure, caused mainly by a deficiency of side pressure
8 Ravelling ground	Flow of cohesionless dry or moist, intensely fractured rocks or soil
9 Flowing ground	Flow of intensely fractured rocks or soil with high water content
10 Swelling	Time dependent volume increase of the rock mass caused by physical-chemical reaction of rock and water in combination with stress relief, leading to inward movement of the tunnel perimeter
11 Frequently changing behaviour	Rapid variations of stresses and deformations, caused by heterogeneous rock mass conditions or block-in-matrix rock situation of a tectonic melange (brittle fault zone)

Table 1 General categories of Rock Mass Behaviour Types; based on [7]

The Rock Mass Behaviour Types form the basis for determining the excavation and support methods as well as assist in evaluating monitoring data during the excavation.

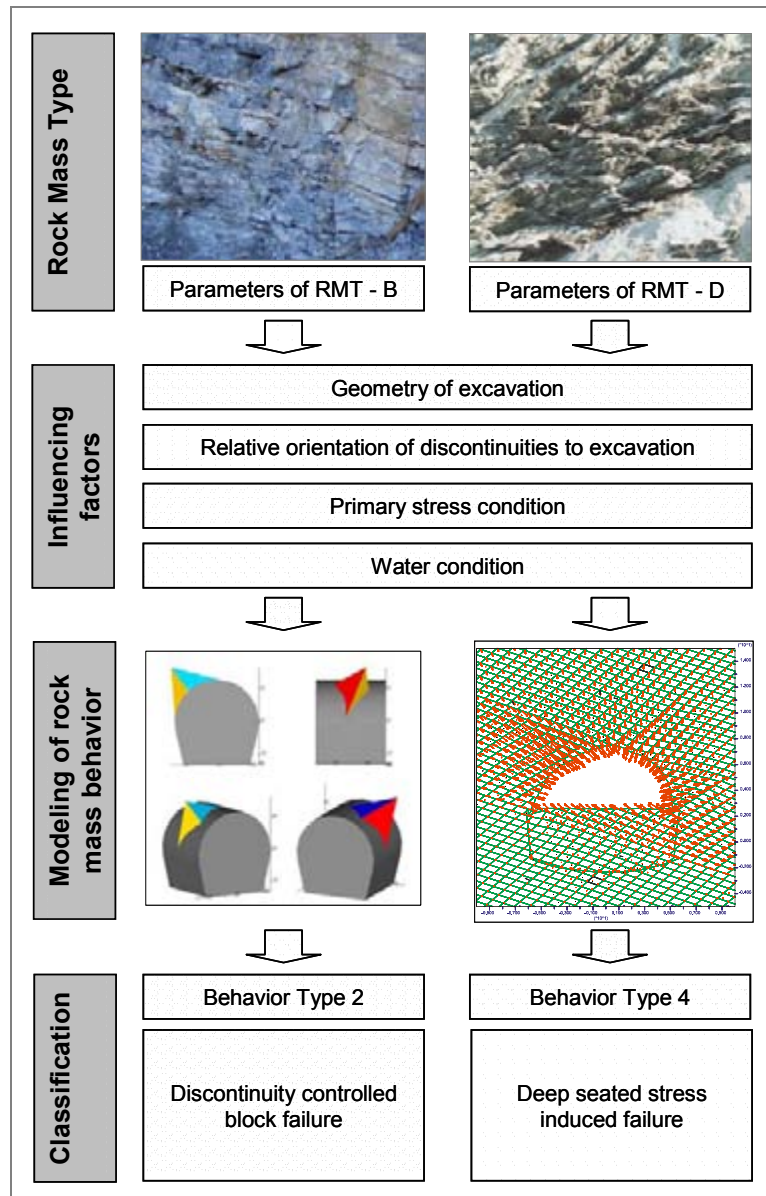


Figure 2 Example for determination of Behaviour Types

In Figure 2 the exemplary presentation of the procedure for the classification of two different rock types is continued. Based on the parameters, data of the specific Rock Mass Types, and influencing factors the rock mass behaviour of the actual rock mass condition is determined. In this example different modelling methods are illustrated for the different Rock Mass Types. For the carbonatic rock mass by assuming the in situ stresses below the rock mass strength a key block analysis [9] is a proper way to determine one of the possible failure modes. A weaker phyllite could fail due to stresses

exceeding the strength. In this case a closed form solution or numerical model would be appropriate [10]. After systematically investigating all possible failure modes the determined rock mass behaviours are classified into Behaviour Types.

### 2.3 DETERMINATION OF EXCAVATION AND SUPPORT

Based on the defined project specific Behaviour Types, in the third step, different excavation and support measures are evaluated and acceptable methods are determined. The System Behaviour (SB) is a result of the interaction between the rock mass behaviour and the selected excavation and support schemes. The evaluated System Behaviour has to be compared to the defined requirements. If the System Behaviour does not comply with the requirements, the excavation and/or support scheme has to be modified until compliance is obtained.

The methods for the analysis of the System Behaviour depend on the boundary conditions of the underground structure (such as limited surface settlements or blast vibrations), the variability of the influencing factors and the environmental impacts. Similar to the Behaviour Types basically the following methods for analysis of the System Behaviour are applicable:

- Comparative studies, based on experience from previous comparable projects
- Analytical methods
- Numerical methods

The analyzed System Behaviour is then compared to the previously defined design requirements and proves the stability of all construction stages, the compliance with environmental requirements (surface settlements, vibrations, ground water disturbance, etc.), and that displacements are within defined limits (critical strain, serviceability, compatibility). It is emphasized, that different boundary conditions or different requirements may lead to different support and excavation methods for the same Behaviour Type even within one project.

### 2.4 DETERMINATION OF EXCAVATION CLASSES

In the final step of the design process the geotechnical design must be transformed into a cost and time estimate for the tender process. Excavation classes are defined based on the evaluation of the excavation and support measures, which is regulated for example in Austria with the standard ÖNORM B2203-1 [] by classifying round length and support measures. These excavation classes form a basis for compensation clauses in the tender documents.

The distribution of the expected Behaviour Types and the excavation classes along the alignment of the underground structure provides the basis for establishing the bill of quantities and the bid price during tender.

### 3. PROBABILISTIC PROCESSING

The goal was to develop a analytical model which processes the input data from the rock mass characterization to rock mass and project specific Rock Mass Types, Behaviour Types, and by assigning the excavation and support measures, to excavation and support classes [11]. Then time and costs can be assigned to these classes which results in an analytical correlation between the geomechanical input parameters and the costs of the underground excavation [12].

Throughout the project development the quantity and quality of the available data change, as well as the influence of different parameters. Additionally, various kinds of data such as observed, calculated, or estimated data have to be processed. To quantify the result parameters statistically, such as the spread of the percentage of Behaviour Types or distributions of time and costs, the singular deterministic values are replaced by distributions and the entire analytical system is calculated probabilistically by using Monte Carlo simulations. The continuous collection and probabilistic processing of geological and geotechnical data allows a reasonable determination of distributions of Behaviour Types, excavation and support measures, or time and costs in the various design stages. The advantage of a quantitative and continuously modelled design procedure is the possibility to trace the influence of the input data to the result. By applying this analytical design procedure the geotechnical risk - as the range of possible values of tunnel costs and their likelihood of occurrence - can be evaluated based on the variation and the probability of the geological and geotechnical data.

#### 3.1 DEVELOPMENT OF A GEOLOGICAL MODEL

A sound geological model together with carefully investigated and reasonably selected rock mass parameters is the basis for all further investigations. Based on the evaluation of the results from geological site investigations, including core drillings, laboratory and in-situ tests, detailed geological mapping, outcrop studies, geophysical surveys, and so on, a three-dimensional rock mass model is developed and geotechnically homogenous volumes are defined. Geological singularities of a rock mass model such as faults, lithological boundaries, and aquifers have a significant influence on the rock mass behaviour. The necessary data to describe these singularities can be either measured in boreholes, outcrops, aerial and satellite images or estimated. In any case, these results have to be reconsidered after each new investigation campaign.

#### 3.2 GEOTECHNICAL LONGITUDINAL SECTION

Based on the results of the site investigations, a spatial rock mass model can be developed and the expected geological architecture (lithological arrangement, fault zones, and ground water situation) can be characterized. Along the tunnel alignment the spatial model is cut and the borders of the lithological units and the fault zones as well as zones of similar influencing factors, such as tunnel shape or primary stress conditions, divide the tunnel alignment into homogenous sections, the so-called

calculation segments. These calculation segments can differ strongly in length due to the variability of the rock mass conditions and project parameters like depth of the structure or project stage. If the calculation segments are very short the results are more detailed but the calculation effort considerably increases with the number of calculation segments.

The values of the key parameters are assigned to these calculation segments and provide the basis for the further classification into Rock Mass Types. Additionally, the influencing factors, which are the default tunnel geometry, the estimated primary stress conditions, groundwater conditions, and the measured relative orientation of the main discontinuity sets to the tunnel axis are assigned to the calculation segments. The result is a longitudinal section divided into homogenous sections – the calculation segments - with all relevant geomechanical data plotted along the tunnel alignment.

Figure 3 shows an example of a longitudinal section. It includes the information from site investigation and shows a simple method to model faults. The distribution of the thickness, spacing, and orientation of the fault zones for a geotechnically homogenous project area is determined. This can be done with different methods for example from the results of core logging and the evaluation of optical scanner measurements. Additionally, the distance of major fault zones with a geomechanically relevant thickness can be derived from three-dimensional models using scan line mapping techniques. These parameters are used as input to generate a probabilistical longitudinal section of the tunnel. The longitudinal section is individually computed in each simulation based on the probabilistic input parameters.

### 3.3 EVALUATION OF ROCK MASS TYPES

In addition to the lithological discrimination between rock types, significant differences of parameters within a certain rock type are used to define Rock Mass Types. The determination is the result from different combinations of key parameter values and has to be pre-defined for each kind of rock and rock mass. The pre-defined matrix is project and rock mass specific and can be derived from the results of investigations from an earlier design stage or can be developed from experiences from projects under similar conditions.

Figure 3 shows an example for the parameter flow of the probabilistic analytical determination of the Rock Mass Types. The input parameters are distributed values which leads to varying parameter combinations in each iteration of the Monte Carlo simulation. For each iteration the actual Rock Mass Types are assigned to the calculation segments. By summing up the results of the iterations the percentages of the Rock Mass Types within the defined Geotechnical Units or along the entire tunnel are obtained probabilistically.

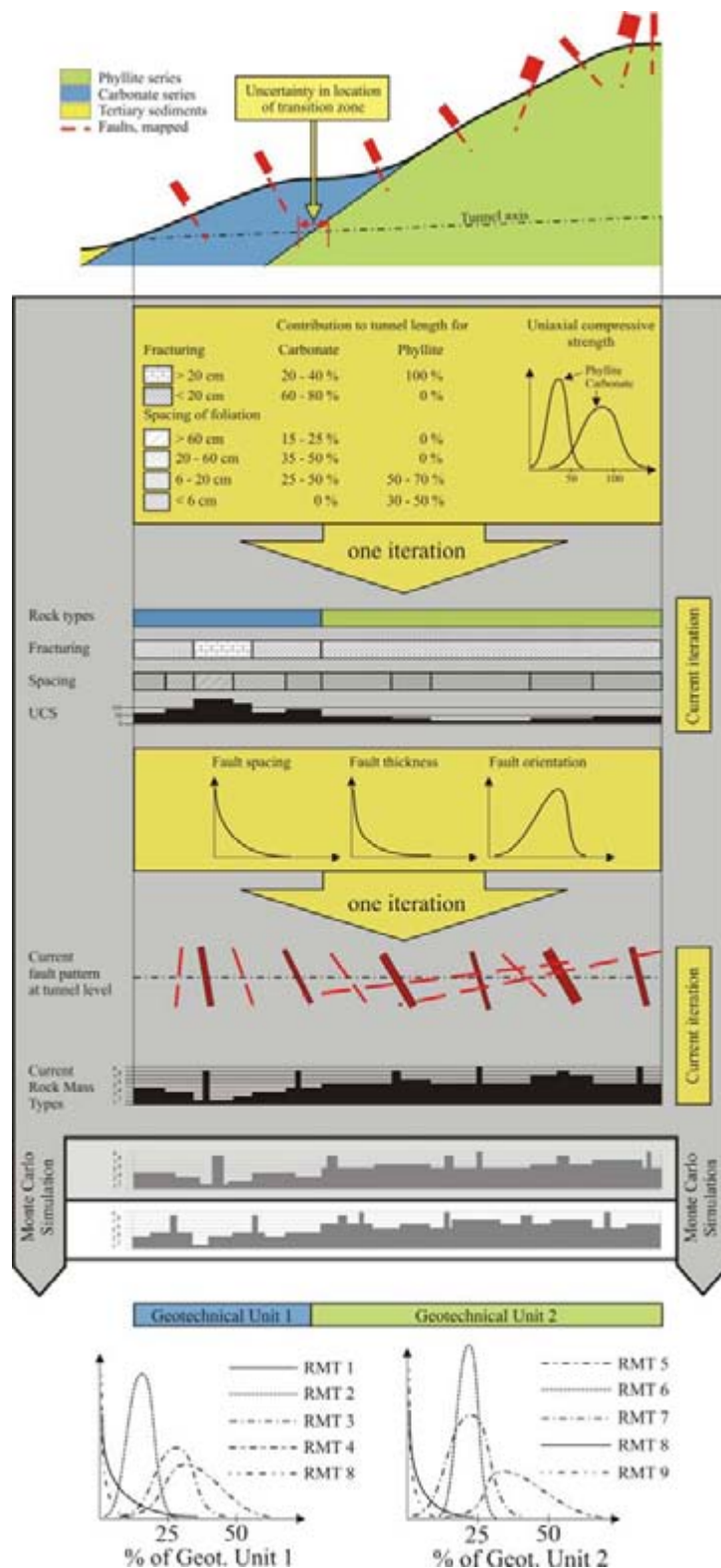


Figure 3 Example for the analytical determination of Rock Mass Types

### 3.4 EXCAVATION AND SUPPORT DETERMINATION

Based on the geotechnical longitudinal section an analytical model is developed to determine the rock mass behaviour and to classify the behaviours into Behaviour Types. The procedure is described for one singular calculation segment. First different independent analytical calculations are performed for the determination of the different possible rock mass behaviours. Then the Behaviour Types are determined from the calculated rock mass behaviour, and finally the obtained Behaviour Types are ordered. The result is a listing of possible Behaviour Types of the rock mass within a calculation segment.

The excavation and support measures are determined for the predicted Behaviour Type. This can be done with any method applicable for the particular rock mass behaviour. The input parameters for the excavation and support design are the key parameters of the Rock Mass Type and the influencing factors, which all together represent the parameters of the rock mass characterization. Finally, the resulting excavation and support measures are assigned to the Behaviour Type of the calculation segment of the analytical system.

After the rock mass classification and excavation and support determination within each calculation segment of the tunnel alignment the percentage of the Behaviour Types for the entire tunnel can be obtained. Additionally the percentage of excavation and support measures and, if assigned, the time and costs for the tunnel are the final result.

Different analytical models are used to calculate the possible behaviours of the rock mass. Different analytical system can be used to to determine the behaviours of the unsupported rock mass like the volume and depth of overbreak, the depth of failure zone and displacements, or the stress induced failure caused by heterogeneous rock mass conditions.

In each calculation segment calculations with different analytical models are performed. The results are checked against the criteria defined for the single Behaviour Types. It is possible that different behaviours are identified in one section. On the other hand, it is possible that only one type or no type of failure is identified. Stable conditions for the unsupported excavation can be assumed in the case that no failure is identified or any of the criteria defining the Behaviour Types 2 to 11 fulfilled. The results of the calculations are numerical values for the different investigated mechanisms within the calculation segment.

Delimiting criteria are defined to classify the calculated rock mass behaviour into one of the eleven basic Behaviour Types as defined in Table 1. Additional criteria can be set to classify the project specific defined sub Behaviour Types. The values of the delimiting criteria are based on the rock mass and its specific failure and correlate to the Behaviour Types.

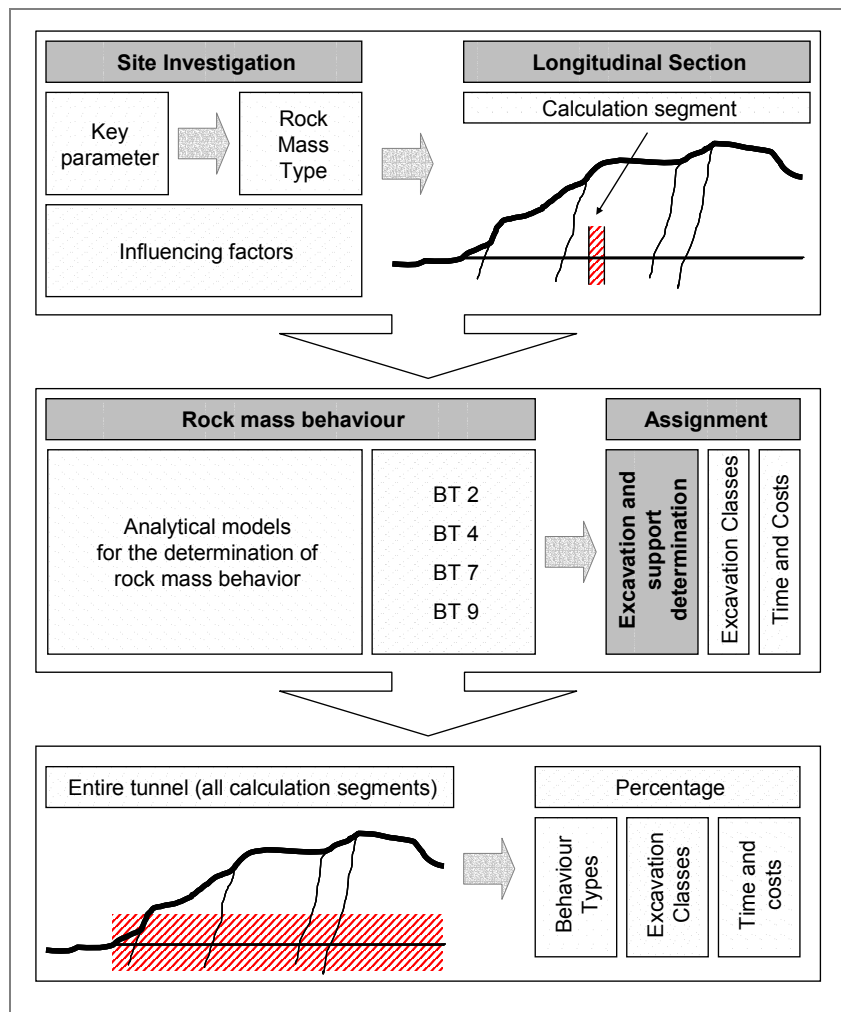


Figure 4 Process of the deterministic analytical method for excavation and support determination

The result of the quantitative rock mass characterization and classification is a sequence of Behaviour Types for each calculation segment. With this information the rock mass along the entire tunnel alignment is described in terms of its predicted behaviour around the unsupported underground excavation.

Due to the probabilistic input data of the geotechnical properties the rock mass model along the tunnel alignment changes geometrically and/or mechanically with each iteration of the Monte Carlo simulation. This can result in the change of the Behaviour Type in a calculation segment in the different iterations. Due to the large number of calculation cycles it is possible to obtain the probability of occurrence of each Rock Mass Type in a calculation segment. By considering the length of the calculation segments, the distribution of the percentage of one Rock Mass Type along the entire tunnel alignment can be calculated [13].



Figure 5 shows a detailed flow chart of the described process. The chart on the right hand side shows the probability distribution of the calculated Behaviour Types due to the variation of the input parameters within a homogeneous section of a tunnel.

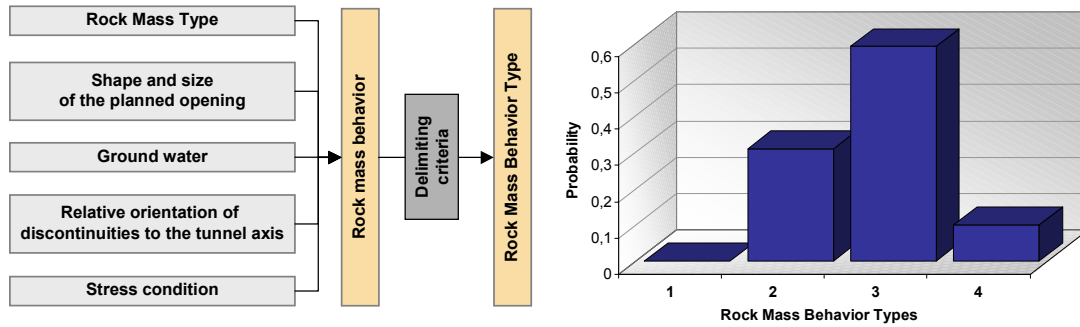


Figure 5 Probability of occurrence of determined Behaviour Types for one calculation segment

### 3.5 DETERMINATION AND ASSIGNMENT OF EXCAVATION AND SUPPORT

The determination of the excavation method and the support measures is based on all information gained from the entire process of rock mass characterization and classification. This means that qualitative descriptions of the geological and geomechanical conditions as well as quantitative rock mass parameters, including the evaluated possible failure modes are used as input parameters for the excavation and support determination. The selection of an appropriate method for the determination highly depends on project specific parameters like project stage or task of actual investigations.

The design of the excavation and support has then to be based on the range of possible behaviours within the Behaviour Type. If, for example, the deterministic calculation of the Behaviour Type results in a rock mass deformation of 17 cm, the probabilistic determination could lead to a range from 8 to 25 cm. The spread of the rock mass deformation requires a support system applicable for the entire parameter range or the design of two different support systems. By using numerical methods the design for spread rock mass conditions can be done by different approaches. One example is the use of integrated Monte Carlo simulations. Due to the generally high calculation effort this method can only be applied for very simple models. Another method is the determination of input parameters which are sensitive to the result and the variation of only these few parameters [14].

The finally identified excavation and support measures are then assigned to the actual Behaviour Type of the calculation segments within each iteration of the Monte Carlo simulation. This finally results in a distribution of the support measures and the

excavation design in every calculation segment. Based on local standards or contractual needs the excavation and support measures can be classified into excavation classes. Additionally, time and costs can be determined for the defined excavation and support concepts and assigned to the correlating Behaviour or Excavation Type. Finally it is possible to present percentages of Rock Mass Types, Behaviour Types, Excavation (and Support) Classes, and time and costs for the entire tunnel alignment or individually defined tunnel sections. These results are directly correlated to the input parameters of the rock mass and the influencing factors based on the analytical determination of different failure modes and rock mass behaviours.

#### **4. APPLICATIONS SEMMERING BASE TUNNEL**

The described procedure of quantitative rock mass characterization has been applied in different design stages like route selection [15] or tender design [16]. The comparison of different tunnel systems and construction methods in the tender design stage for the Semmering base tunnel project is shown below.

##### **4.1 INTRODUCTION**

The traffic route across the Semmering mountain range has a long tradition. The Semmering railway was built in the mid nineteenth century and was the first European railroad crossing a major mountain range. It is one of the main trading routes between Vienna and the Adriatic Sea. Despite some improvements the Semmering railway does not meet the requirement of a modern railway and should be substituted by a base tunnel.

The Semmering base tunnel, being part of the Austrian high speed railway project, has been designed with a total length of approx. 22 km [17]. In a late design stage two different tunnel alternatives were investigated in terms of technical feasibility and risk:

- A double track tube with an escape tunnel
- Two single track tubes

For both alternatives different excavation methods (NATM and TBM) were investigated [18].

##### **4.2 GEOLOGICAL – GEOTECHNICAL INVESTIGATIONS**

The geological site investigations consisted of detailed geological mapping (scale 1:5000) of the whole alignment corridor and subsurface investigations by geophysical survey, trenches, core drilling, borehole tests and the excavation of a pilot tunnel on a part of the route.

It is pointed out that the maximum depth of drill holes was approx. 200 m, even in the alignment sections with high overburden. The drill hole locations were arranged depending on the geological structure and allowed, in accordance with detailed geological mapping, the extrapolation of drilling results down to the level of the tunnel and the establishment of a realistic three dimensional geological model. To investigate the complicated geological conditions of the southern part of the alignment a 4300 m long pilot tunnel was excavated.

Based on the evaluation of the results of the investigations, a three dimensional model was developed and geotechnical homogeneous areas were defined. This model includes the expected lithology, geological architecture, intact rock, discontinuity, and hydraulic properties, fault zones and groundwater situation. Figure 6 shows two examples of three dimensional models of parts of the project area with different information included in the models. The upper left model shows the geological conditions at the surface. The model in the middle has the lithological units and boundaries included. The model on the right hand side visualizes the faults in this area.

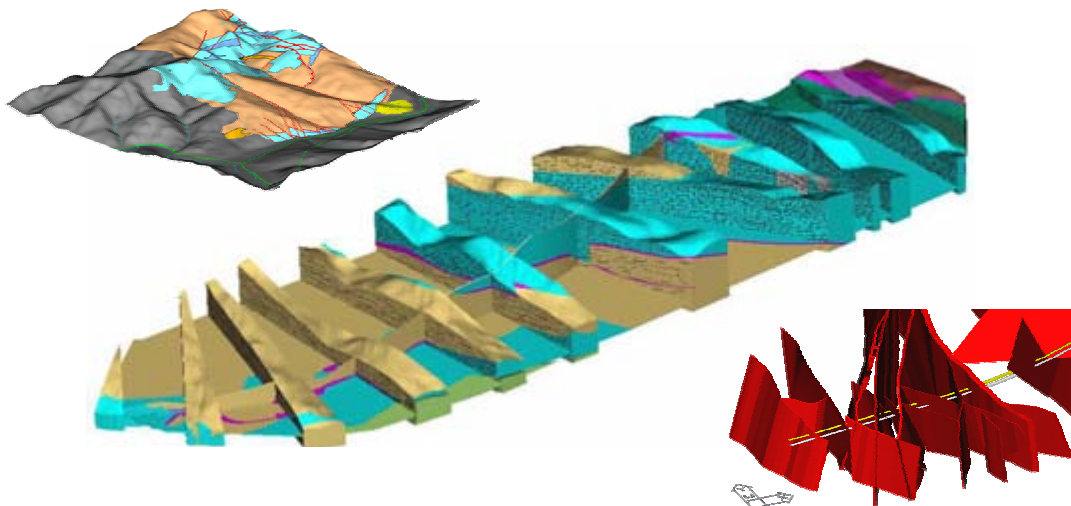


Figure 6 Examples of the 3D-model of the project area

#### 4.3 ROCK MASS TYPES

By summarizing the results of the field investigations and the laboratory tests, Rock Mass Types – rock masses with similar properties - were determined by selecting and quantifying relevant geotechnical key parameters for tunnelling. These key parameters were: lithology; mechanical intact rock properties (UCS,  $C$ ,  $v$ ,  $E$ , CAI); discontinuity parameters such as persistence, surface properties and aperture; foliation/anisotropy; block size; and rock properties.

The strength characteristics of Rock Mass Types were estimated on the basis of the Geological Strength Index [19]. The GSI values have been estimated from the rock

mass conditions and have additionally been back calculated from the monitoring results of the pilot tunnel excavation.

In addition to the lithology, the significant differences within the key parameters were used to define 23 project specific Rock Mass Types. The specified Rock Mass Types cover all geomechanical relevant engineering geological characteristics investigated at the stage of the design phase. The key parameters were described by using singular deterministic values and frequency distributions. Additionally the results of the laboratory tests were presented statistically. When a sufficiently large number of data could not be obtained, the parameter distributions were estimated. Table 2 shows an example of two Rock Mass Types.

	Rock Mass Type 1	Rock Mass Type 11
<b>lithology</b>	marble	phyllite
<b>foliation / anisotropy</b>	massive	flaky to platy, highly anisotropic
<b>block size</b>	> 20 cm	< 20 cm
<b>joint properties</b>	mainly rough	undulating, smooth
<b>persistence</b>	low	dominating low
<b>aperture</b>	closed	dominating closed
<b>intact rock</b>		
<b>parameter</b>	average / standard deviation / number of samples	average / standard deviation / number of samples
<b>UCS [MPa]</b>	102,6 / 29,0 / 26	28,2 / 13,6 / 19
<b>c [MPa]</b>	24,2 / 8,2 / 20	10,8 / 3,1 / 3
<b>φ [°]</b>	40,7 / 4,9 / 20	31,7 / 1,5 / 3
<b>E [GPa]</b>	68,3 / 17,6 / 23	26,7 / 19,1 / 18
<b>CERCHAR Abrasivity Index</b>	1,4 / 0,4 / 18	no value
<b>ν [ ]</b>	0,19 / 0,4 / 18	0,43 / 0,18 / 2
<b>Hoek constant m<sub>i</sub> [ ]</b>	13,4 / 6,2 / 20	14,5 / 6,0 / 3
<b>rock mass</b>		
<b>parameter</b>	average / standard deviation	average / standard deviation
<b>Geological Strength Index</b>	70 / 10	40 / 5
<b>UCS [MPa]</b>	33,2 / 12,1	3,9 / 2,0
<b>c [MPa]</b>	8,0 / 2,8	1,1 / 0,5
<b>φ [°]</b>	37,7 / 4,7	31,3 / 3,6
<b>E [GPa]</b>	35,0 / 19,4	3,0 / 1,0
<b>joint properties</b>		
<b>parameter</b>		average / standard deviation / number of samples
<b>friction angle [°]</b>	35 - 45	33,7 / 6,3 / 15
<b>residual friction angle [°]</b>	30 - 40	28,5 / 5,6 / 23

..... estimated values

Table 2 Geological parameters, laboratory test results, and calculated rock mass parameters for the Rock Mass Type 1 and 11

#### 4.4 ROCK MASS BEHAVIOUR TYPES

Based on the parameters of the Rock Mass Types and the influencing factors the Behaviour Types were defined for both, the NATM and the TBM construction method. According to the appearance of the main influencing factors in nature these input parameters were computed as probabilistic parameters.

The described probabilistical procedure was used to determine the rock mass behaviours of the tunnels with different excavation geometries, sizes and excavation methods. To improve the accuracy of the results for specific rock masses, the analytical models were adjusted to the results of numerical calculations and physical models. The experience gained from the already excavated pilot tunnel and from previous projects under similar conditions was also used to evaluate the results of the models. If the analytical models are calibrated a parameter can be changed and the probabilistical analytical model immediately calculates the influence to the behaviour for all calculation segments. This means that the change of the percentage of Behaviour Types along the entire tunnel alignment for example due to the change of the tunnel diameter can be seen and evaluated directly.

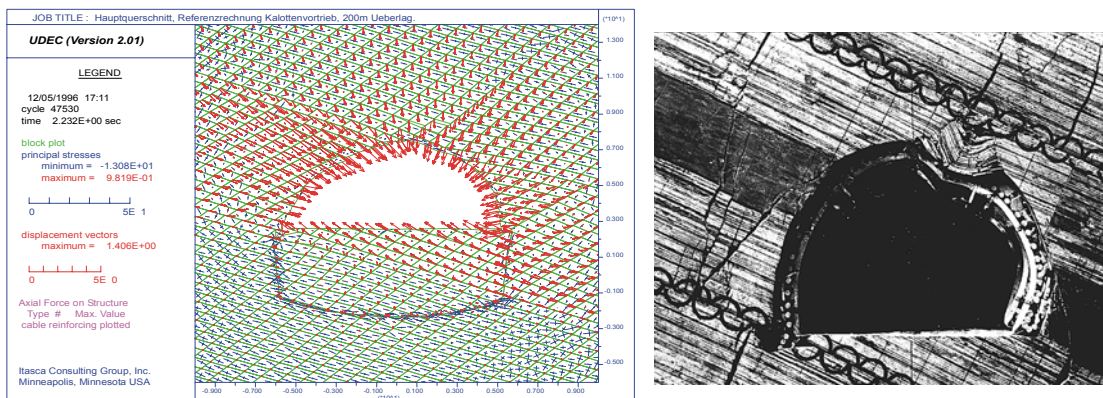


Figure 7 Failure mechanisms for phyllite [10, 20]

With the use of delimiting criteria the Behaviour Types were obtained for the different shapes and sizes of opening and for the different construction methods (NATM, TBM). For the entire tunnel 16 different Behaviour Types have been identified. In Table 3 a description of the sub-Behaviour Types 3/2 and 4/1 is given. All Behaviour Types are described by their input parameters – the key parameter and the influencing factors – and a qualitative description of the failure. A sketch is thought to illustrate the specific failure mechanisms. In addition to the qualitative description the Behaviour Types are defined by quantitative values of the delimiting criteria.

	<b>Behaviour Type 3/2</b>	<b>Behaviour Type 4/1</b>
Rock Mass Type	RMT 11 and 12 (phyllite)	RMT 11 and 12 (phyllite)
Main discontinuity orientation	The foliation strikes perpendicular to the tunnel, dip angle 45° - 75°	The foliation strikes perpendicular to the tunnel, dip angle 45° - 75°
Stress conditions	The stress level is close to the rock mass strength	Stresses are higher than the rock mass strength
Groundwater conditions	Little to no groundwater inflow	Little to no groundwater inflow
Rock mass behaviour (excavatability, failure mechanisms)	Highly anisotropic rock mass with relatively uniform deformations. Small block failures controlled by foliation. Shear along foliation planes. Favourable face stability for foliation dipping into the face, potential block slides for foliation dipping into the excavation	Block failures controlled by the foliation. Low shear strength along discontinuities results in structurally controlled anisotropic behaviour. Slickensides close to the tunnel excavations increases the secondary stresses and cause local deep seated failures. Structurally controlled face failure.
Recommended excavation method	Drill and blast, roadheader	Drill and blast, roadheader
Deformation characteristics	Initial deformation rates are relatively high. Radial deformations are expected to stabilize in the range of 10 cm	Deformations are highly controlled by the rock mass structure and vary in a range of 10 to 25 cm
Symbolic diagram for phyllite (excavation towards NE)		

Table 3 Description of the Behaviour Types 3/2 and 4/1



#### 4.5 ASSIGNMENT OF EXCAVATION CLASSES, SUPPORT, TIME AND COSTS

Based on the Behaviour Types and the project specific requirements different excavation methods and support measures were determined and assigned. The design of the support measures for NATM was primarily based on the distinct failure modes related to the Behaviour Types. For example, various support classes were designed for rock mass with large deformations. Based on the predicted deformation from the probabilistic analytical model the applicable support classes were assigned to the calculation segments with the corresponding Behaviour Types. The decisions concerning TBM system and support were also primarily based on the geomechanical conditions of the rock mass. The parameters depth of the failure zone and rock mass strength for example were used to assign the advance system which directly influences the advance rate of the TBM.

The System Behaviour was determined and if the requirements were fulfilled the excavation and support was assigned to the corresponding Behaviour Type. This resulted in excavation classes and support measures for each calculation segment. According to the excavation classes and support measures, time and costs were determined and assigned to the particular segments.

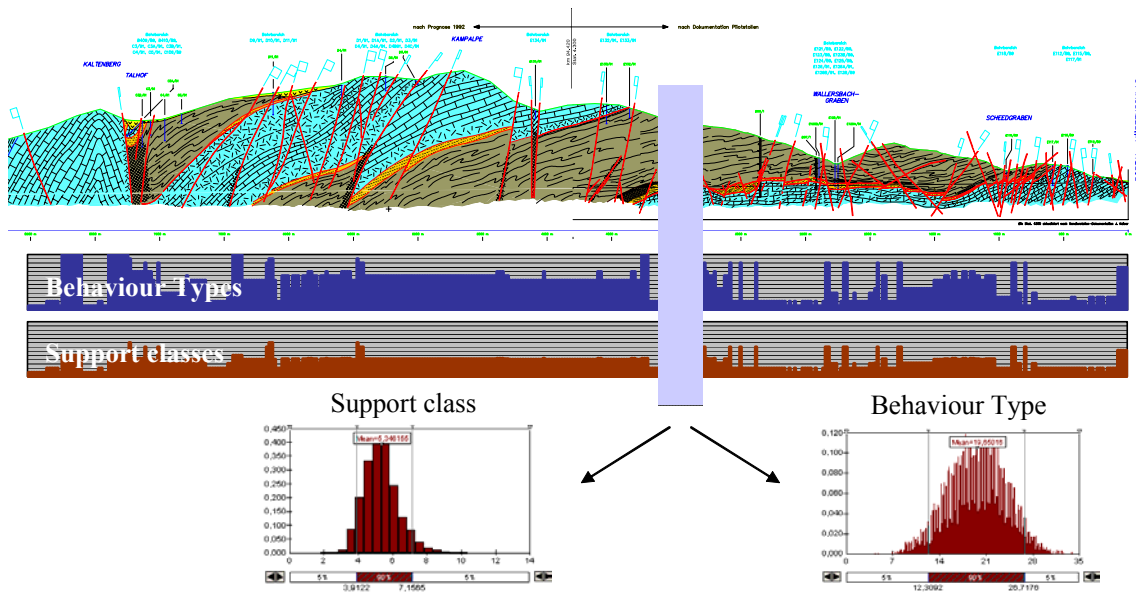


Figure 8 Determination of the distributions of Behaviour Types and Support classes

The determination of time and costs especially depends on the excavation method. For the conventional method the advance rate is dominated by the time needed for excavation and support installation. For TBM excavation the advance rate is influenced

by the penetration rate depending on the Rock Mass Types, different utilization factors and factors for difficulties, such as mixed face – conditions.

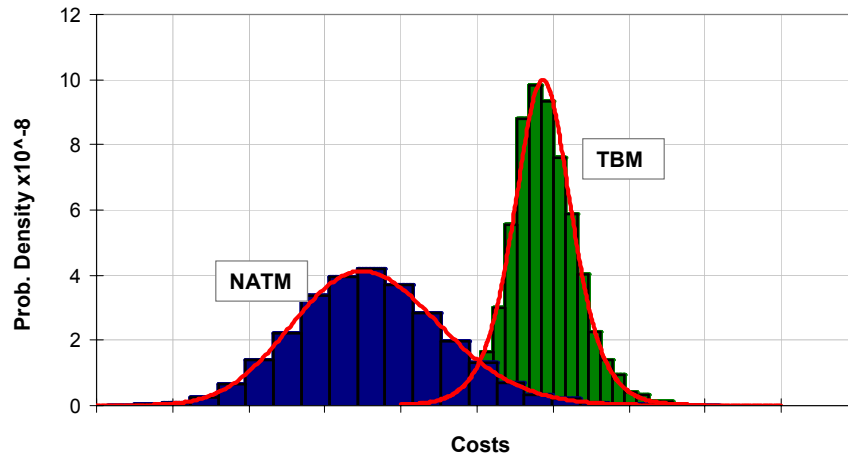


Figure 9 Typical distributions of costs for different excavation methods

Figure 9 shows the consequence of the specific risk-relevant behaviour. It shows the comparison in the geotechnical risk (determined by cost) for two excavation methods (D&B and TBM) for the entire tunnel in very heterogeneous ground with high overburden. The conventional method shows a wide deviation and lower basic costs, whereas the mechanical method shows a narrow deviation at higher basic costs. The higher flexibility of the conventional method allows a variation of the measures to be applied depending on the rock mass behaviour encountered on site. With the mechanical excavation method, higher basic investments into the technology are required to cope with the expected rock mass behaviour over the major part of the tunnel with small variations in excavation and support. The costs of the TBM excavation are further increased in this project, as in some sections the high risk identified would require a conventional excavation.

## 5. REFERENCES

- [1] Riedmüller, G. & Schubert, W. 2001. Project and rock mass specific investigation for tunnels. ISRM Reg. Symp. Eurock 2001, Espoo, Finland. In P. Särkkä, P. Eloranta (eds.), *Rock Mechanics a Challenge for Society*: 369-376. Rotterdam: Balkema.
- [2] Bieniawski, Z.T. 1974. Geomechanics classification of rock masses and its application in tunnelling. *Advances in rock mechanics* 2(A): 27-32.
- [3] Bieniawski, Z.T. 1989. *Engineering rock mass classifications*. 251 pp. New York: Wiley.



- [4] Barton, N., Lien, R. & Lunde, J. 1974. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics* 6(4): 189-236.
- [5] Barton, N. 1998. NMT support concepts for tunnels in weak rocks. In A. Negro Jr., A.A. Feirreira (eds.), *Tunnels and Metropolises; Proc. intern. symp.*, Sao Paulo: 273-279. Rotterdam: Balkema.
- [6] Riedmüller, G., Schubert, W. 1999. Critical comments on quantitative rock mass classifications. *Felsbau* 17(3): 164-167.
- [7] Österreichische Gesellschaft für Geomechanik, 2001. Richtlinie für die Geomechanische Planung von Untertagebauarbeiten mit zyklischem Vortrieb.
- [8] Schubert, W., Goricki, A., Button, E.A., Riedmüller, G., Pölsler, P., Steindorfer, A., Vanek, R. 2001. Excavation and Support Determination for the Design and Construction of Tunnels. In: P. Särkkä, P. Eloranta (eds.), *Rock Mechanics a Challenge for Society, ISRM Reg. Symp. Eurock 2001*, Espoo, Finland: 383 -388. Rotterdam. Balkema.
- [9] PTWorkshop, PanTechnica Corporation, [www.panttechnica.com](http://www.panttechnica.com)
- [10] UDEC, HCItasca, [www.hcitasca.com](http://www.hcitasca.com)
- [11] Goricki, A. 2003. Classification of Rock Mass Behaviour based on a hierarchical Rock Mass Characterization for the Design of Underground Structures, Doctoral Thesis, Graz University of Technology
- [12] Goricki, A., Schick, K.J., Steidl, A. 2002. Quantification of the Geotechnical and Economic Risk in Tunneling. *Probabilistics in GeoTechnics: Technical and Economic Risk Estimation*, Graz, Austria, Sept. 2002: 483-489
- [13] Goricki, A., Schubert, W., Steidl, A., Vigl, A. 2002. Geotechnical Risk Assessment as the Basis for Cost Estimates in Tunneling. *Felsbau* 20(5): 24-30
- [14] Schweiger, H.F., Peschl, G., Pöttler, R., Thurner, R. 2002. Verknüpfung von Probabilistik und Numerik im Tunnelbau. *Felsbau* 20(5): 39-47
- [15] Goricki, A., Schubert, W., Fuchs, R., Steidl, A. 2001. Geotechnical Assessment of the Route Corridor for the Koralm Base Tunnel. In: P. Särkkä, P. Eloranta (eds.), *EUROCK 2001; Proc. intern. Symp.*, Espoo: 77-82. Rotterdam, Balkema
- [16] Riedmüller, G., Schubert, W., Goricki, A., Pölsler, P. 2000. Investigation strategies for the design of the Semmering base tunnel. *Felsbau* 18(4): 28-36
- [17] Vavrovsky G.M.. 1995. Semmering-Basistunnel, ein Projektsüberblick. *ÖIAZ* 140, Nr.7/8: 509-512
- [18] Grossauer, K., Riedmüller, G., Schubert, W., Goricki, A. 2003. Procedure to compare tunnel alternatives and construction methods for the Semmering base tunnel project. *Soil and Rock America 2003, 39th U.S. Rock Mech. Symp.*, Cambridge, USA: 2373-2378
- [19] Hoek, E., Brown, E.T. 1997. Practical Estimates of Rock Mass Strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 34(8): 1165-1186.
- [20] Jakobi, O. 1975. *Angewandte Gebirgsmechanik im westdeutschen Steinkohlenbergbau. Berg- und Hüttenmännische Monatshefte* 12: 560-567 Springer Verlag, Wien

# **BANVERKETS SYN PÅ BERGMEKANISK DIMENSIONERING MED EXEMPEL FRÅN FRAMTIDA PROJEKTERINGSHANDBOK**

## **The View of Banverket on Rock Mechanics Design with Examples from a Future Handbook for Design**

*Peter Lundman, Banverket  
Jonny Sjöberg, SwedPower AB  
Ulf Lindfors, SwedPower AB*

### **SAMMANFATTNING**

Under kommande 10-årsperiod planeras nya undermarksprojekt i Banverkets regi för i storleksordningen 35-40 miljarder. Denna omfattande utbyggnad ställer stora krav på Banverket både som byggherre och förvaltare. I denna artikel presenteras Banverkets syn på dimensionering av bärande huvudsystem i bergtunnlar utifrån ett helhetsperspektiv som inrymmer gällande lagstiftning, myndighetskrav, planeringsskedet, byggskede och förvaltningskede. Dimensioneringsprocessen för det bärande huvudsystemet beskrivs kortfattat för de olika skedena i planerings-, bygg- och förvaltningsprocessen för järnvägstunnlar. Vidare beskrivs påbörjad utveckling av en projekteringshandbok för bergtunnlar. Rekommenderat utförande av karaktärisering och klassificering av bergmassor samt en metodik för uppskattning av mekaniska egenskaper för indata till dimensionering presenteras som exempel på delar av innehållet i projekteringshandboken.

### **SUMMARY**

During the next decade, new underground infrastructures (tunnels and stations) in the amount of 35-40 billion SEK are planned under the auspices of Banverket — the Swedish National Railroad Administration. This paper presents the view of Banverket on the design of the load-bearing structure of rock tunnels, from a holistic perspective including current legislation, requirements from authorities, planning stages, construction stage and management/operation stage. The design process for the load-bearing structure is presented succinctly for each of the stages in the planning-, construction-, and management/operation process for railroad tunnels. Furthermore, the ongoing development of a handbook for design of rock tunnels is described. The recommended procedure for characterization and classification of rock, as well as a methodology for the estimation of mechanical properties for input to design, are presented as examples of the content of the handbook.

# 1 INLEDNING

## 1.1 Bakgrund

Banverket förvaltar för närvarande ca 130 tunnlar med en total tunnellängd av ca 65 km. Under kommande 10-årsperiod planeras undermarksprojekt (tunnlar och undermarksstationer) för i storleksordningen 35-40 miljarder. Denna omfattande utbyggnad ställer stora krav på Banverket både som byggherre och förvaltare.

Under 2002 utkom *BV Tunnel* (Banverket, 2002). I denna standard fastställs kravnivån för dimensionering, material, utförande, redovisning och dokumentation. *BV Tunnel* anger bl a krav för olika tunneltyper (bergtunnel, betongtunnel och ståltunnel) med avseende på bärförmåga och beständighet för olika anläggningsdelar, t ex bärande huvudsystem, inredning samt installationer. Kraven i *BV Tunnel* avser slutprodukten. Detta innebär att det inte framgår vilka krav som ställs på dimensioneringen i de olika skedena av planerings-, bygg- och förvaltningsprocessen för en järnvägstunnel.

I syfte att förbättra planeringsprocessen och klargöra kraven på dimensionering för det bärande huvudsystemet i bergtunnlar bedriver Banverket för närvarande arbeten som bl a omfattar framtagande av en projekteringshandbok för bergtunnlar i vilken en beskrivning av dimensioneringsprocessen utgör ett avsnitt. Projekteringshandboken avser komplettera gällande regelverk. I denna artikel presenteras Banverkets syn på dimensionering av bärande huvudsystem i bergtunnlar utifrån ett helhetsperspektiv som inrymmer gällande lagstiftning, myndighetskrav, planeringsskeden, byggskede och förvaltningsskede. Exempel från kommande projekteringshandbok ges också.

## 1.2 Gällande regelverk

Planering, byggande och förvaltning av järnvägar regleras huvudsakligen av följande lagar (Svensk Författningssamling, SFS):

- Lag om byggande av järnväg (SFS 1995:1649).
- Lag om tekniska egenskapskrav på byggnadsverk, m.m. (SFS 1994:847).
- Miljöbalk (SFS 1998:808).
- Plan- och bygglag (SFS 1987:10).

Banverkets regelverk omfattas av *BV Tunnel* (Standard BVS 585.40), handböcker som allmänt beskriver det arbete som skall göras i respektive skede i planeringsprocessen (t ex BVH 806.1, 806.2, 806.3), samt handböcker för specifika teknikområden (t ex aerodynamik – BVH 585.35, och säkerhet i järnvägstunnlar – BVH 585.30), se Banverket (1997-2000). För dimensionering av det bärande huvudsystemet med avseende på bärförmåga, stadga och beständighet baseras kraven i *BV Tunnel* på vad som anges i Boverkets Konstruktionsregler (BKR, Boverket, 1998).

## 2 DIMENSIONERINGSPROCESSEN

### 2.1 Planerings-, bygg- och förvaltningsprocessen för järnväg

Planering, byggande och förvaltning av järnväg följer en process i vilken både byggherren och det övriga samhället är involverade. Planeringsprocessen syftar till att ge förfarandet vid planering och byggande av järnvägar en god anknytning till övrig samhällsplanering och lagstiftning (t ex miljölagstiftning). Baserat på ovan beskrivna regelverk har Banverket valt att tillämpa följande steg (eller skeden) vid planering, byggande och förvaltning av statens järnvägsanläggningar:

- Planeringsskede bestående av
  - idéstudie,
  - förstudie,
  - järnvägsutredning,
  - järnvägsplan,
  - detaljprojektering (upprättande av förfrågningsunderlag/bygghandling/arbetshandling).
- Byggskede.
- Förvaltningsskede.

Lagen om byggande av järnväg (SFS 1995:1649) föreskriver att stegen förstudie, järnvägsutredning och järnvägsplan skall utföras. I praktiken genomförs alla stegen vid större byggprojekt. I mindre projekt kan exempelvis idéstudie och förstudie integreras.

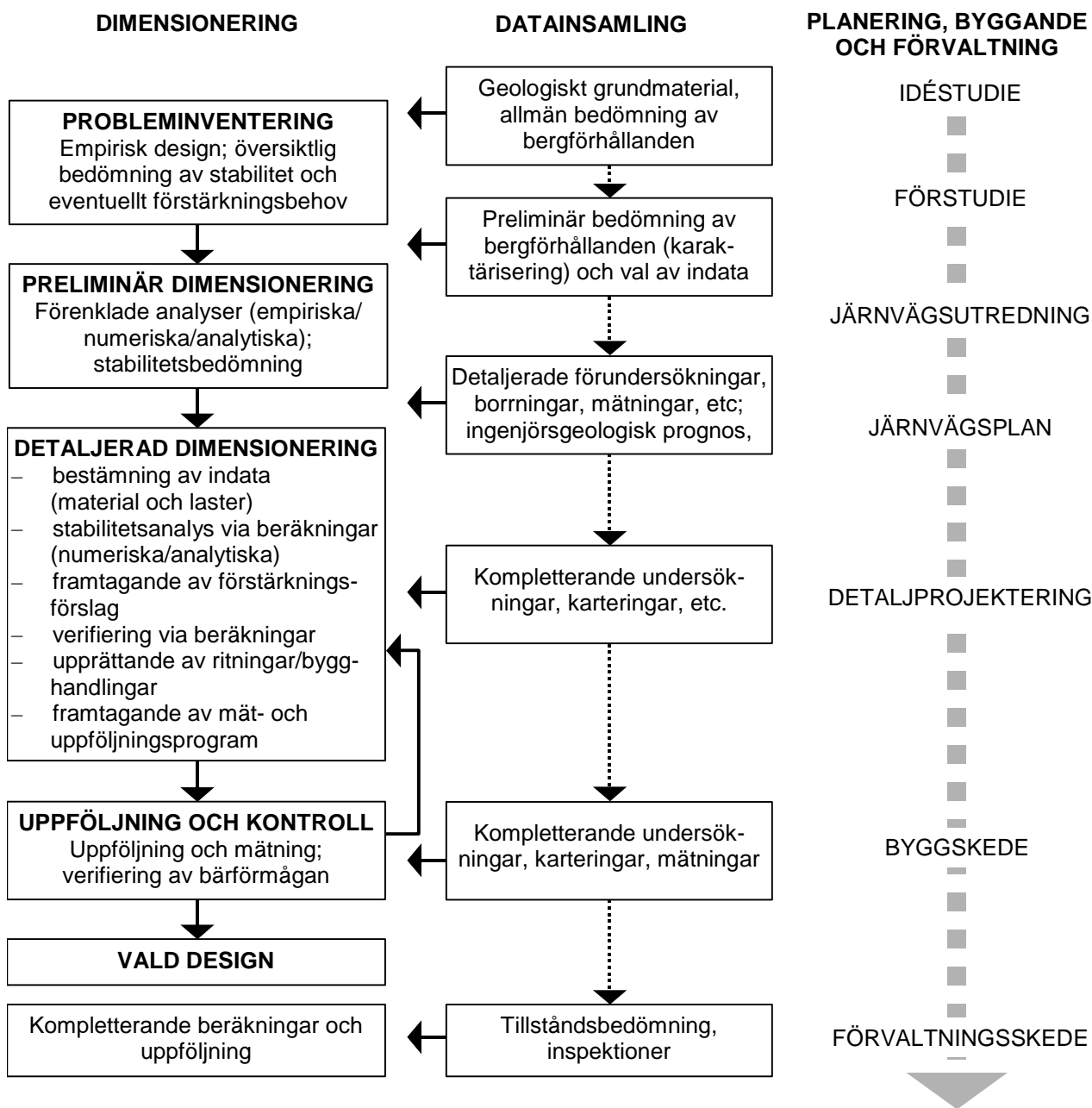
### 2.2 Dimensionering av det bärande huvudsystemet

Det "bärande huvudsystemet" definieras enligt *BV Tunnel* som: "Anläggningsdelar inklusive berg och jord som nyttjas för att säkerställa tunnels bärförmåga, stadga och beständighet". Detta innebär bl a att bergmassan tillsammans med eventuell bergförstärkning ska betraktas som ett system som ska säkerställa bärförmågan. Härav följer att bergmassan kan utgöra såväl en belastning på systemet som ett bidrag till bärförmågan.

I *BV Tunnel* ges allmänna anvisningar för dimensionering, samt referenser till en del nyckelpublikationer. Dimensionering skall göras med avseende på både bärförmåga och beständighet, med hänsyn till krav på livslängd och underhållsbehov. Tekniska detaljer avseende hur dimensioneringsberäkningar skall utföras finns dock ej specificerade.

Ett av de viktigaste kraven som specificeras i *BV Tunnel* är att bärförmåga för det bärande huvudsystemet skall verifieras. Verifieringen skall ske med hänsyn till bergmassa, geometri, laster, byggmetod och byggförlopp, samverkan mellan berg och förstärkning, krav på täthet, etc. Eftersom en bergmassas egenskaper aldrig kan anses vara helt kända

innan starten av ett byggprojekt kan inte verifiering ske enbart med beräkningar. För en bergkonstruktion är det därför även nödvändigt med uppföljningar och mätningar i fält under byggskedet för att kunna verifiera bärförmågan. Ett lämpligt arbetssätt illustreras med aktivitetskedjan i Figur 1.



Figur 1 Exempel på dimensioneringsaktiviteter vid planering, byggande och förvaltning av en järnvägstunnel.

*Examples of design activities during planning, construction, and management/operation of a railroad tunnel.*

## 2.3 Dimensionering i olika skeden

För de olika skedena i planerings, bygg- och förvaltningsprocessen för järnvägstunnlar ställs olika krav på exempelvis noggrannhet och detaljeringsgrad i dimensioneringen. Syfte och mål med dimensioneringsarbetet är också avhängigt skedet i processen. En beskrivning av den sk sked dimensioneringsprocessen för det bärande huvudsystemet är under utarbetande. För varje skede i planerings-, bygg- och förvaltningsprocessen kommer följande att beskrivas avseende dimensioneringen av både bärförmåga och beständighet:

- Syfte och mål.
- Indata.
- Designval som bör göras.
- Analyser som bör göras.
- Dimensioneringsstrategi och dimensioneringsmetoder.
- Utdata.

Denna beskrivning av dimensioneringsprocessen kommer att ingå i den planerade projekteringshandboken (se Kapitel 3 nedan). Beskrivningen görs specifik och praktisk så tillvida att den kan följas av en projektör eller byggherre vid arbeten i respektive skede. Detaljerad beskrivning av ekvationer, beräkningsmetoder etc, kommer inte att anges utan refereras och beskrivs i detalj i andra delar av kommande handbok. Flera aktiviteter, t ex datainsamling, sker ofta i flera av skedena, speciellt i komplexa och stora projekt, varför det inte alltid finns tydliga avgränsningar mellan vad som görs i respektive skede i processen. En översiktlig beskrivning av dimensioneringsaktiviteter presenteras nedan (se också Figur 1).

I såväl *idéstudie* som *förstudie* utförs inget eller mycket litet reellt dimensioneringsarbete. I dessa skeden skall dock förutsättningarna för den fortsatta planeringen klarläggas. Uppskattning av stabil tunnelutformning, nödvändig bergtäckning, etc. kan göras baserat på tidigare erfarenheter i liknande geologiska miljöer. Geologiskt grundmaterial måste samlas in för att skapa förståelse för de regionala geologiska förhållandena.

I *järnvägsutredningsskedet* prövas, analyseras och utvärderas de genomförbara lösningarna i syfte att ta fram underlag för att välja lämpligaste lösningen. För att jämförelserna skall bli rättvisande bör det framgå om dimensioneringsfrågan måste hanteras speciellt, baserat på enkla analyser. Motivet är att alternativa tunnelsträckningar kan innebära olika dimensionerings- och drivningsmetoder.

I *järnvägsplanen* regleras detaljlokalisering och utformning av anläggningen med utgångspunkten att den skall redovisa det som berör miljön och omgivningen. Järnvägsplanen skall vara så detaljerad att endast oväsentliga avvikelser får göras i byggskedet. I detta skede bör det vara klart vad som erfordras för att kriterierna i *BV Tunnel* skall vara uppfyllda. Dimensioneringen kan baseras på förenklade analyser av bärförmågan.

Huvuddelen av dimensioneringsarbetet utförs normalt i *detaljprojekteringskedet*. Detta innefattar bl a upprättande av ingenjörsgelogisk prognos, val av materialparametrar och materialmodeller, klarläggande av lastförutsättningar, stabilitetsbedömning och beräkningar samt framtagande av eventuellt erforderlig förstärkning. Beroende på projektets komplexitet kan det dock krävas att delar av detta arbete genomförs under arbetet med järnvägsplanen för att uppfylla kravet på att endast oväsentliga avvikelser är tillåtna i byggskedet.

Med kravet på verifiering i minne är det nödvändigt att uppföljningar och mätningar utförs under *byggskedet* av en tunnel eller underjordsstation. Av detta följer också att dimensioneringsberäkningar kan behöva revideras beroende på utfallet av utförda karteringar, mätningar och uppföljning. Detta medför i sin tur att projektören bör vara involverad i byggskedet för att kunna utföra kompletterande dimensioneringsberäkningar och därmed nå en mer optimal design.

Ingen regelrätt dimensionering utförs normalt i *förvaltningskedet* av en bergtunnel. Vid inspektion kan dock en särskild utredning begäras, vilket, i sin tur, kan omfatta dimensioneringsarbete och kompletterande beräkningar, etc.

### **3 UTVECKLING AV PROJEKTERINGSHANDBOK**

#### **3.1 Mål och syfte**

Syftet med kommande projekteringshandbok är att klargöra och presentera ingenjörsmässigt praktiskt användbara anvisningar för dimensioneringen, som ett hjälpmedel för byggherre och projektör att uppfylla dimensioneringskraven i *BV Tunnel* i praktiken. Handboken skall ge anvisningar för krav på dimensioneringen i de olika skedena av planerings-, bygg- och förvaltningsprocessen för en järnvägstunnel. Arbetet med projekteringshandboken inleddes under 2003 och beräknas fortgå under 2004 innan en första utgåva publiceras. Handboken förväntas vara ett levande dokument som kontinuerligt uppdateras i takt med att t ex nya lagar antas, forskningsrön publiceras och praktiska erfarenheter erhålls.

#### **3.2 Innehåll**

Projekteringshandboken förväntas innehålla bl a de delar som listas nedan. I den första planerade utgåvan kommer dock inte alla nedanstående delar att ingå.

1. **Dimensioneringsprocessen.** Arbeta pågår med att beskriva dimensioneringsprocessen och beräknas att färdigställas till halvårsskiftet 2004.
2. **Förundersökningsmetoder.** Arbeta planeras att påbörjas under 2004. Tidigare studier och utredningar inom området kommer att nyttjas/biläggas.

### 3. *Dimensionering.*

- **Karaktärisering och klassificering.** Beskrivning av hur karaktärisering och klassificering av berg bör göras för järnvägstunnlar, inklusive framtagande av indata till dimensioneringsberäkningar. Arbetet påbörjades under 2003, se också Kapitel 3.3 nedan (Lindfors et al, 2003).
  - **Dimensioneringsberäkning.** Beskrivning av metodik och metoder för dimensionering av järnvägstunnlar och underjordsstationer, med fokus på dimensionering av förstärkning. Arbetet har ej påbörjats.
4. **Tätning.** Arbete med framtagande av kunskapsbok pågår inom SveBeFo, vilken avses integreras i projekteringshandboken när den färdigställts (våren 2004).
  5. **Aerodynamik.** Arbete omfattande sammanställning av erfarenheter har påbörjats under 2003, och beräknas att färdigställas under 2004.
  6. **Brand.** Resultat från pågående och planerade fältförsök inväntas innan arbetet påbörjas.
  7. **Ventilation.** Ej påbörjat.
  8. **Explosionslaster.** Arbete påbörjat i form av beräkningar av effekterna av explosionslaster (i samarbete med Vägverket).
  9. **Frostproblematik.** Arbete i form av forskningsprojekt påbörjat under 2003.

### 3.3 Exempel: karaktärisering och klassificering

#### *Bakgrund, definitioner och valda system*

Ett underlag för projekteringshandboken avseende karaktärisering och klassificering av berg för nyttjande i dimensioneringsprocessen för bärande huvudsystem i bergkonstruktioner beskrivs i en rapport av Lindfors et al (2003). Arbetet baserades på litteraturstudier och praktiska erfarenheter och omfattar en belysning av vilka system som finns tillgängliga idag. Vidare ingick framtagande av rekommendationer för användandet av dessa för såväl karaktärisering som klassificering av berg vid byggande under mark (i berg), och med särskild inriktning mot tunnlar och bergrum för infrastruktur. Studien inriktades mot system för användande i hårt, kristallint och sprickigt berg som dominerar svenska bergförhållanden.

I detta arbete definieras **karaktärisering** som en beskrivning av bergmassan med avseende på de parametrar som kontrollerar och påverkar bergmassans beteende. Karaktäriseringsvärdet bör således spegla bergmassans egenskaper i ostört tillstånd (ingen hänsyn tagen till eventuell tunneldesign, spänningsförhållanden kring tänkt tunnel eller vatteninläckning till tänkt tunnel). **Klassificering** definieras som en värdering av bergmassan för tillämpning i dimensioneringssyfte med hänsyn tagen till effektivspänningar (spänningstillstånd och grundvattenförhållanden), tunnelutformning och sprickorienteringar i förhållande till riktning på tunnel eller bergrum.



Baserat på en kritisk genomgång av 22 publicerade karaktäriserings- och klassificeringssystem (från åren 1956 till 2003; baserat bl a på en litteraturstudie av Edelbro, 2003) gjordes ett urval av ett antal system, vilka beskrevs i detalj och översattes till svenska. De fyra utvalda systemen är inte fullkomliga, men motsvarar bäst de krav som kan ställas på de idag befintliga systemen. Behovet av fortsatt forskning och utveckling inom området kvarstår. De beskrivna systemen är (1) *RMR*, (2) *Q*-systemet, (3) *RMi* och (4) *GSI* (originalreferenser och detaljbeskrivningar ges i Lindfors et al, 2003).

I studien gavs också detaljerade rekommendationer för hur såväl karaktärisering som klassificering bör utföras med respektive system. Rekommendationerna baserades på översättningar av originalpublikationer och förtydliganden av dessa. Stor vikt lades vid att på ett stringent sätt skilja på karaktärisering och klassificering, enligt ovan angivna definitioner. Karaktärisering och klassificering bör göras via sektionsindelning där varje sektion av en tunnel uppvisar liknande egenskaper och beteende hos bergmassan. För varje sektion bör såväl största som minsta värde för utförd karaktärisering och/eller klassificering specificeras. Dessutom bör ett "typvärde" anges, definierat som det mest representativa parametervärdet för en viss sektion.

### ***Analys av känslighet och robusthet***

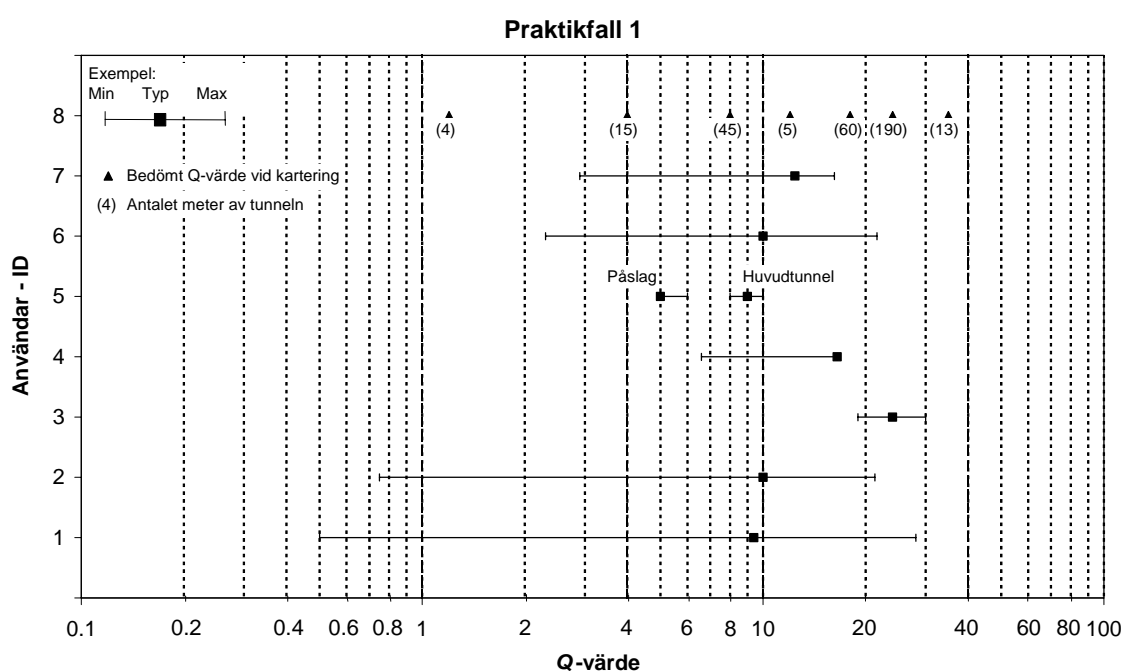
En analys av känsligheten och robustheten i de utvalda fyra systemen ovan utfördes genom ett s k "Round Robin Test". Samma material skickades ut till sju testpersoner som utförde karaktärisering och klassificering enligt specificerade rekommendationer för användande. Testet gjordes för två praktikfall (ett verkligt och ett fiktivt) och resultaten jämfördes mellan testdeltagarna samt mot utförd klassificering i samband med tunneldrivning i det verkliga praktikfallet. Testet visade att de mest samstämmiga resultaten mellan olika testdeltagare erhöles för *RMR*-, *Q*- och *GSI*-systemen. *RMi*-systemet upplevdes som mycket svårt att använda – speciellt att bedöma blockstorleken vilken ingår som en viktig parameter. En jämförelse mot utförd *Q*-klassificering i samband med tunneldrivning visade på viss överensstämmelse för erhållna värden, men med stor spridning mellan de olika testdeltagarna, se Figur 2.

Ovanstående test ger endast en indikation om känslighet och spridning för nyttjade system. Vid en verklig kartering i fält ingår dessutom att beskriva och bedöma bergförhållanden och parametervärden. Ett sådant test gjordes av Nilsen (2003) och resultaten av detta bekräftade många av de slutsatser som denna studie visat på, bl a svårigheten i att bestämma blockvolym i *RMi*.

### ***Uppskattning av mekaniska egenskaper***

En metodik för uppskattning av mekaniska egenskaper för bergmassan baserat på karaktärisering av bergmassan och empiriska brottvillkor har beskrivits. Metodiken baseras på Hoek-Browns brottvillkor i dess senaste version (Hoek et al, 2002), där

ingångsparametrarna bestäms via karaktärisering. För karaktäriseringen rekommenderas *RMR*- eller *GSI*-systemen. Metodiken är tillämpbar för att ta fram representativa indata till numeriska analyser, särskilt för analyser i t ex järnvägsplan och/eller detaljprojektering. Uppskattade hållfasthets- och styvhetsparametrar avser en kontinuerlig, homogen och isotrop bergmassa i tunnelskala. Parametrarna är tillämpbara för beräkningar med en elastisk och/eller idealplastisk materialmodell baserad på Mohr-Coulombs brottvillkor. Stor vikt har lagts på att förklara och förtydliga publicerade samband av Hoek et al (2002), samt att, i förekommande fall, anpassa dessa till ytligt belägna tunnlar, vilka är typiska för järnvägsprojekt. Metodiken presenteras med steg-för-steg instruktioner och flödesscheman som lätt kan följas av en projektör. Begränsningar i metodiken och dess tillämpningsområden beskrivs tydligt.



Figur 2 Resultat från *Q*-klassificering i sk "Round Robin Test" för praktikfall 1 samt erhållna *Q*-värden från klassificering vid tunneldrivning.

*Results from Q-classification in a Round Robin Test for case study no. 1, and obtained Q-values from classification during actual tunneling.*

#### 4 SLUTORD

Banverket bedriver för närvarande arbeten som syftar till att förbättra planeringsprocessen och klargöra kraven på dimensionering för det bärande huvudsystemet i bergtunnlar. Ett av de viktigaste kraven i gällande regelverk är att bärförmåga för bergtunnel skall verifieras. Detta måste ske via analyser i planeringsskedet och kompletterande uppföljningar och mätningar i fält under byggskedet, vilket i sin tur medför att projektören bör

vara involverad i byggskedet för att kunna utföra kompletterande dimensioneringsberäkningar och därmed nå en mer optimal design.

Den planerade projekteringshandboken kommer att innefatta en utförlig beskrivning av dimensioneringsprocessen tillsammans med bl a beskrivning av rekommenderat utförande av karaktärisering och klassificering av berg, samt metodik för uppskattning av bergmassans mekaniska egenskaper för indata till analyser. Hittills utfört arbete har visat på vikten av att projektören besitter en mycket god insikt i, och erfarenhet av, nyttjade system och metoder för exempelvis karaktärisering eller klassificering innan dessa tillämpas i ett kritiskt fall.

## **ANSLAGSGIVARE OCH TACK**

Det arbete som presenteras i denna artikel är i sin helhet finansierat av Banverket. Ett tack riktas till Lars Rosengren, Rosengren Bergkonsult AB, som granskat denna artikel.

## **REFERENSER**

Banverket. 2002. *BV Tunnel*. Standard BVS 585.40.

Banverket. 1997-2000. *BVH 585.30, BVH 585.35, BVH 806.1, BVH 806.2, BVH 806.3*.

Boverket. 1998. *Boverkets konstruktionsregler BFS 1993:58 med ändringar t o m BFS 1998:39*.

Edelbro, C. 2003. *Rock Mass Strength — A Review*. Technical Report 2003:16, Luleå University of Technology.

Hoek, E., Carranza-Torres, C. & Corkum, B. 2002. Hoek-Brown Failure Criterion — 2002 Edition. *Proceedings NARMS-TAC 2002 "Mining and Tunnelling Innovation and Opportunity" (Toronto, Canada, 2002), Vol. 1*, pp. 267-273. Toronto: University of Toronto Press. Updated version (Oct 2, 2002) available online, URL: [www.rocscience.com](http://www.rocscience.com).

Lindfors, U., Sjöberg, J. & Perman, F. 2003. *Karaktärisering och klassificering av berg – underlag för projekteringshandbok*. SwedPower rapport nr. 1685000-1 till Banverket Järnvägssystem (rapporten kan erhållas från Banverket).

Nilsen, B. 2003. Classification Comparison: RMR vs Q vs RMi. *Tunnels & Tunnelling International*, **35**, No. 5, pp. 45-48.

Svensk Författningssamling, SFS, författningarna 1987:10, 1994:847, 1995:1649, 1998:808.

# **SANNOLIKHETSBASERAD DIMENSIONERING AV BERGANLÄGGNINGAR MED SAMVERKAN MELLAN BERG OCH FÖRSTÄRKNING**

## **Probabilistic approach to the design of underground structures taking interaction between rock mass and rock support into account**

*Håkan Stille, KTH*

*Mats Holmberg, Rock Engineering*

*Lars Olsson, Geostatistik*

### **Sammanfattning**

Med sannolikhetsbaserade beräkningsmetoder kan man göra en kvalificerad bedömning av en konstruktions säkerhetsindex. Och eftersom man i beräkningarna kan ta hänsyn till osäkerheten på indata är det i princip möjligt att låta ökad kunskap om till exempel materials mekaniska egenskaper eller utförda mätningar av konstruktionens beteende medverka när dimensioneringen ska verifieras. Syftet med innevarande artikel är att visa några principiella frågeställningar inom området som behandlar dimensionering av berganläggningar med sannolikhetsbaserade metoder. Undermarkskonstruktioner är i de flesta fall samverkanskonstruktioner där lasteffekt och bärförmåga är svåra att separera. Verifikationsregler för andra typer av konstruktioner kan därför vara svåra att applicera. I den kommande EU-normen föreskrivs bland annat att när det är svårt att förutsäga det geotekniska beteendet hos en konstruktion kan det ibland vara lämpligt att använda observationsmetoden, där konstruktionen observeras under utförandet. Eftersom det geotekniska beteendet i en berganläggning kan vara svårt att förutsäga är det troligt att observationsmetoden i framtiden kommer att vara en vanligt förekommande verifikationsmetod. Men för att få använda observationsmetoden ställer Eurokod krav i form av sannolikhetsbaserade prognoser innan byggande påbörjas. I artikeln visas principerna för hur en sannolikhetsbaserad beräkningsmetod fungerar med hjälp av Monte Carlo simulering och teorin för Ground Reaction Curve. En av slutsatserna är att det går att beskriva uppförandet av bergmassa och förstärkning i samverkan på ett sätt som uppfyller kraven som ställs i Eurokod för användning av observationsmetoden.

### **Summary**

Probabilistic methods can be used to assess the safety index of a structure. Moreover as the method makes it possible to take the reliability of input data into account, increased knowledge of mechanical properties or measured behaviour of the construction may be included in the verification of the design. The aim here is to discuss some fundamental

issues related to the use of probabilistic methods in the design of underground openings and structures. In an underground construction, the rock mass and the support elements interact in such a way that it is not possible to separate the loading effect and the bearing capacity. Hence, the application of verification rules from other type of constructions may not be feasible. Eurocode states that when prediction of geotechnical behaviour is difficult it may be appropriate to apply the observation method, in which the design is reviewed during construction. In many cases it is difficult to predict the geotechnical behaviour of an underground opening. It is therefore likely that the observation method in the future will be employed to verify the design of an underground opening. However, it is a formal requirement in Eurocode that the use of the observation method is preceded by a probabilistic assessment and that it is accepted before the construction activities may commence. Some fundamentals of probabilistic calculation methods are shown below in an example where Monte Carlo Simulation is used together with the theory of Ground Reaction Curve. One of the conclusions is that the method makes it possible to assess the behaviour of interacting rock mass and rock support in such a way that the requirements in Eurocode related to the observation method are fulfilled.

## **Bakgrund**

Både de svenska normerna och EU-normerna ställer krav på att en konstruktions bärförmåga, stadga och beständighet ska verifieras. Utgångspunkten vid dimensionering och verifikation av bärförmågan hos byggnadskonstruktioner i stål och betong samt även vissa geokonstruktioner är att lasteffekten helt kan separeras från bärförmågan.

Men de flesta undermarkskonstruktioner kan beskrivas som samverkanskonstruktioner där bergmassan samverkar med förstärkningselementen och betonginklädning. Begreppen lasteffekt och bärförmåga som de är definierade i BKR 99 blir därmed inte entydiga och oberoende av varandra, dvs. lasten kan inte särskiljas från konstruktionens bärande verkan. Och regler utgående från andra typer av konstruktioner där lasteffekt och bärförmåga lättare kan separeras, såsom vid broar, kan inte direkt tillämpas för samverkanskonstruktioner. Det kan ses som en av anledningarna till att Boverket i BFS 2003:6 beslutat att BKR ej längre gäller för tunnlar och bergrum.

Syftet med innevarande artikel är att visa några principiella frågeställningar inom området som behandlar dimensionering av berganläggningar med sannolikhetsbaserade metoder.

## **Framtidens dimensionerings- och verifikationsmetoder**

Boverket har deklarerat att de inte har för avsikt att utarbeta specifika nationella regler för andra byggnadsverk än byggnader. Istället kommer man att dra nytta av de europeiska beräkningsstandarderna, som omfattar betydligt mer än bara byggnader. I

Sverige börjar år 2006 övergångsperioden för den Eurokod som avser geokonstruktioner och i tidplanen anges att den ska vara tillämpad fullt ut i början av år 2009.

Även om EU-normen primärt baseras på deterministiska metoder anges att probabilistiska dimensioneringsmetoder får användas både som självständig metod och i kombination med observationsmetoden. Eurokod föreskriver bland annat att när det är svårt att förutsäga det geotekniska beteendet kan det ibland vara lämpligt att använda observationsmetoden, där konstruktionen observeras under utförandet. Då det i de allra flesta fall är svårt att förutsäga det geotekniska beteendet hos en berganläggning är det troligt att observationsmetoden i framtiden kommer att vara en vanligt förekommande metod när det gäller att validera berganläggningens dimensionering. Men för att kunna använda observationsmetoden ställer Eurokod krav i form av att gränser för acceptabelt beteende hos den observerade konstruktionen ska bestämmas innan byggande påbörjas, och att det ska visas att det finns acceptabel sannolikhet för att beteendet ligger inom acceptabelt intervall.

Dimensionering av berganläggningar sker för närvarande till stor del med hjälp av empiriska och numeriska metoder. Men med dagens utformning av dessa metoder går det inte att direkt bestämma vilken säkerhetsnivå den färdiga berganläggningen har dimensionerats för. Det är också svårt att visa på att det finns en acceptabel sannolikhet för att beteendet ligger inom acceptabelt intervall. Sannolikhetsbaserade metoder har således goda förutsättningar att tillsammans med observationsmetoden användas på ett värdefullt sätt inom byggandet i berg. Den teoretiska grunden för sannolikhetsbaserad dimensionering finns men för att den ska fungera korrekt behöver den utvecklas.

## **Metod**

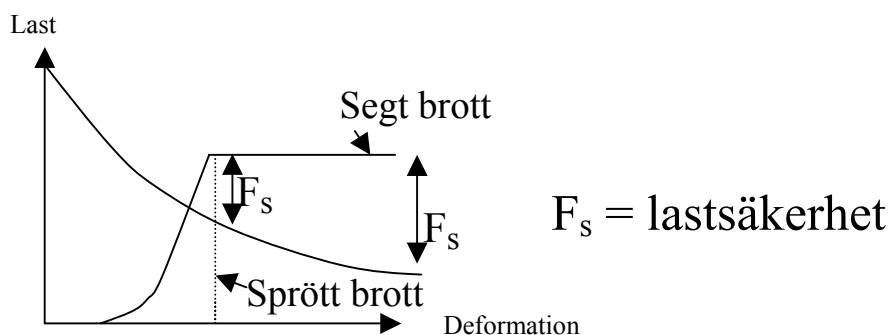
Det finns viss forskning som visar hur sannolikhetsbaserade metoder ska kunna tillämpas inom området konstruktioner i berg. Det finns numeriska metoder (FEM) som kan inkludera statistiska data, men har än så länge ett begränsat användningsområde. En annan metod är FORM (First Order Reliability Method) som utgår från ett säkerhetsindex ( $\beta$ ). FORM förutsätter att man kan teckna ett brottgränsuttryck och att de ingående variablerna kan beskrivas med statistisk fördelning och dess parametrar. Ur en FORM-beräkning erhålls en faktor  $\beta$ , som i princip uttrycker brottsannolikheten i relation till den brottgräns som ges av brottgränsuttrycket. Dessutom fås ur beräkningarna ett designvärde för varje ingående parameter. Större värde på faktorn  $\beta$  innebär säkrare konstruktion.

Det går också att använda Monte Carlo simulering. Utgående från brottgränsuttrycket slumpas en fördelning fram som visar sannolikheten för brott i relation till en given brottgräns. Programvara finns utvecklad för att genomföra Monte Carlo simuleringar och FORM-beräkningar, men har inte kommit till allmän användning inom geområdet.

### Exempel på sannolikhetsbaserad beräkning

Som tidigare nämnts är indata till både Monte Carlo simulering och FORM-beräkningar för samverkanskonstruktioner ett matematiskt samband som beskriver hur last- och bärförmåga beror av varandra. Ett sådant approximativt samband är till exempel bergets responskurva "Ground Reaction Curve". Med hjälp av den typen av samband och plasticitetsteori går det att beskriva hur bergmassan samverkar med bult, sprutbetong och betonginklädning. Andra analytiska beräkningsmetoder som skulle kunna användas är valvbildnings- och blockteori (kilformade block).

I figur 1 visas ett exempel på bergmassans och förstärkningselementens responskurvor för två typfall. Belastningsexemplet med plastiskt beteende skulle kunna beskriva beteendet hos "svagt" berg förstärkt med fiberarmerad sprutbetong och bult. Det spröda beteendet skulle kunna beskriva beteendet för samverkan mellan ett löst block och oarmerad sprutbetong.



Figur 1. Bergmassans och förstärkningselementens responskurvor för två typfall. *Ground reaction curve and examples of interaction with shotcrete support showing of plastic and brittle behaviour.*

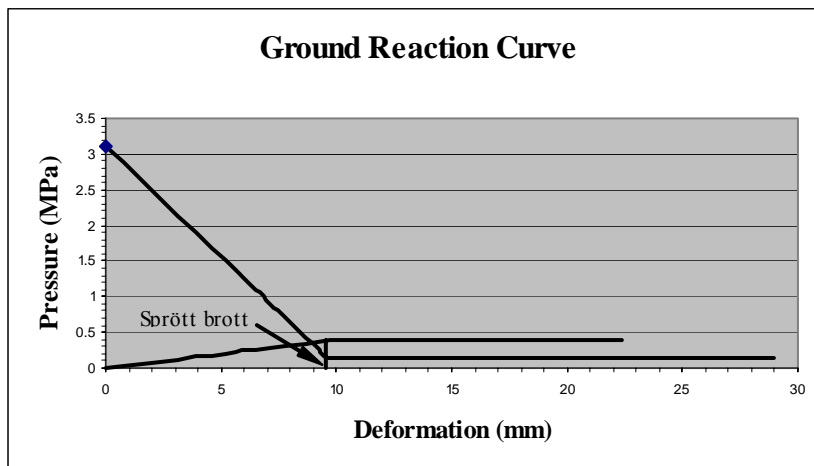
Nedanstående förenklade beräkningsexempel visar principerna för hur en sannolikhetsbaserad beräkningsmetod fungerar. Analysen utgår från deformation eftersom det ger en direkt möjlighet att jämföra förväntade rörelser med uppmätta. Antag att en preliminär bedömning ska göras för val av lämplig sprutbetongtjocklek, dels för förstärkning med sprutbetong utan fiber och dels för sprutbetong med fiber och bultning. Den första typen av förstärkning förväntas uppvisa ett sprött brott medan den senare typen av förstärkning förväntas uppvisa ett plastiskt beteende. Tunneln passerar igenom område med cirka 120 m bergtäckning och har en radie på 5 meter. Bergkvaliteten har bedömts vara medelbra (fair). I det här preliminära skedet skattar vi från tidigare erfarenheter och via empiri bergmassans och sprutbetongens mekaniska egenskaper i form av min-, medel och maxvärden, se tabell 1.

Indata	Min	Medel	Max	Fördelning
Tunnelradie	4.8 meter	5.0 meter	5.2 meter	Rektangulär
Bergtäckning	2.8 MPa	3.1 MPa	3.5 MPa	Triangulär
E-modul, berg	1.8 GPa	2.0 GPa	2.2 GPa	Triangulär
E-modul, sprutbetong	9 GPa	10 GPa	11 GPa	Triangulär
Tryckhållfasthet, sprutbetong	14 MPa	18 MPa	20 MPa	Triangulär
Tjocklek, sprutbetong	8 cm	10 cm	12 cm	Rektangulär

Tabell 1. Indata till beräkningarna.

*Basic properties used in the calculations.*

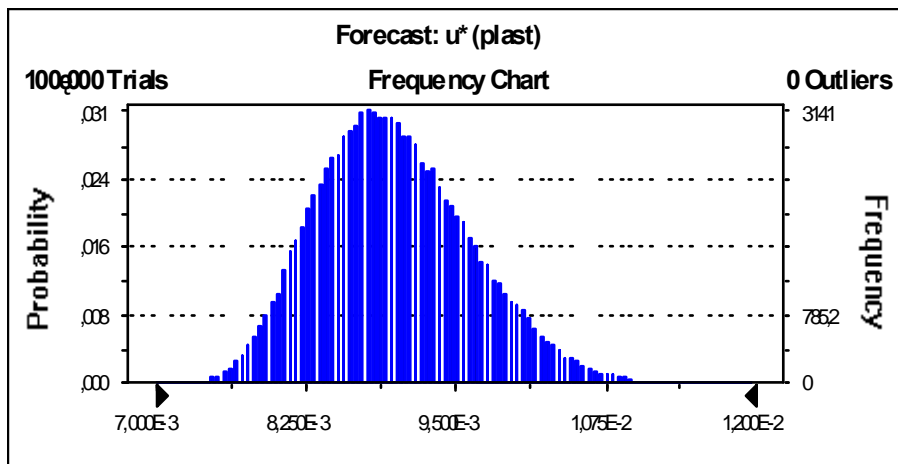
En förenklad beräkningsmodell väljs för att beskriva bergmassans och förstärkningens beteende och det antas att förstärkningen är på plats under hela deformationsförloppet. En beräkning av bergets responskurva baserad på de medelvärden som anges i tabell 1 visas i figur 2. Beräkningen visar att jämvikt fås efter cirka 9 mm deformation både för förstärkning med plastiskt beteende och för förstärkningen med sprött beteende. Lastsäkerheten mot sprött brott tycks vara tillgodosedd men vad gäller deformationen ligger jämviktpunkten nära gränsen för brott.



Figur 2. Bergmassans och förstärkningens responskurvor för medelvärden.  
*Ground reaction curve and response curve for shotcrete support.*

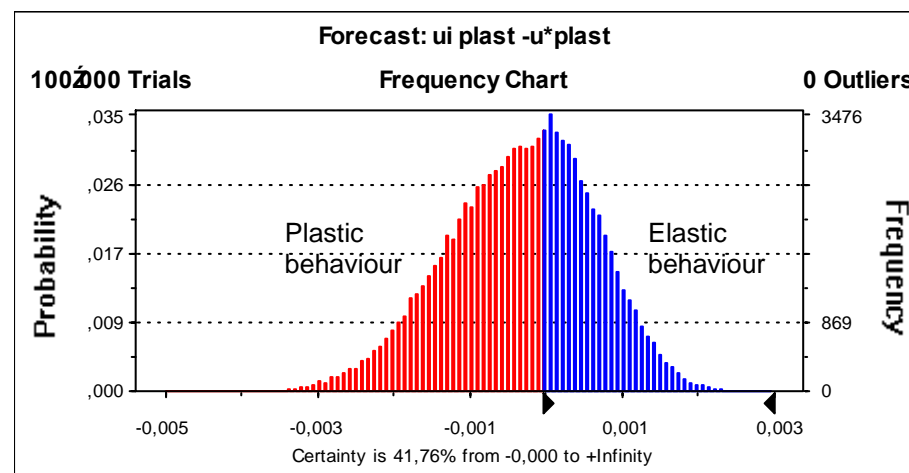
Motsvarande beräkning med Monte Carlo simulering för bergmassans och förstärkningens respons visas i figur 3. I figuren visas fördelningsfunktionen av deformation vid jämvikt. Medelvärdet för jämvikt är som förväntat cirka 9 mm, se även figur 2. Jämviktsslägen är inte begränsade till elastiska förhållanden utan omfattar även lastfall med fullständig plasticering av berg och förstärkning. I det här förenklade exemplet finns ingen sannolikhet för plastiskt brott, det vill säga när såväl bergets som förstärkningens lastupptagande förmåga är uttömd.





Figur 3. Fördelningsfunktionen för deformation vid jämvikt.  
*Density function showing deformation values at equilibrium.*

I syfte att undersöka hur stor sannolikheten är för att sprött brott ska inträffa kontrolleras vid Monte Carlo simuleringen hur frekvent det är att förstärkningen befinner sig i det plastiska stadiet när jämvikt mellan berg och förstärkning uppnås. Resultatet visas i figur 4 som differensen mellan deformation vid jämviktsläget och deformation vid vilken förstärkning plasticeras. Sannolikheten för sprött brott är cirka 58 %.



Figur 4. Fördelningsfunktion för förstärkning i plastiskt respektive elastiskt tillstånd vid jämvikt.  
*Density function showing elastic and plastic behaviour of shotcrete support at equilibrium.*

Följande diskussion skulle kunna föras baserat på beräkningarna. För oarmerad sprutbetong med cirka 10 cm tjocklek är risken oacceptabelt stor för omfattande sprickbildning. Betraktas beräkningsresultatet med utgångspunkt från förväntat beteende av fiberarmerad sprutbetong kan följande konstateras. Eftersom jämvikt uppnås i det plastiska stadiet med cirka 58 % sannolikhet kan sprickor uppstå i sprutbetongen. Men eftersom jämviktsläget ligger nära plasticitetsgränsen för sprutbetong, i det här fallet är den plastiska deformationen några millimeter, visas att sprickbildningen inte blir omfattande. När viss sprickbildning kan accepteras, som till exempel för initial eller temporär förstärkning, visas att det finns en acceptabel sannolikhet för att beteendet hos konstruktionen ligger inom acceptabelt intervall (jmf observationsmetoden). Ett annat sätt att minska sannolikheten för sprött brott och sprickbildning i plastiskt tillstånd skulle i det här beräkningsexemplet vara att säkerställa ett högre minimivärde på sprutbetongens tryckhållfasthet (minska spridningen). Det skulle till exempel kunna ske via ett provningsförfarande.

### **Slutsatser av beräkningsexempel**

Av ovan förenklade beräkningsexempel kan man dra följande preliminära slutsatser om beräkningsmodellen.

- Det går att beskriva uppförandet av bergmassa och förstärkning i samverkan på ett sätt som uppfyller kraven som ställs i Eurokod för användning av observationsmetoden.
- Det är möjligt att revidera modellen efter mätningar eller andra undersökningar, och utnyttja erfarenheter eller ökad kunskap om till exempel ingående materials mekaniska egenskaper.
- Med känslighetsanalys är det möjligt att kvantifiera hur förändringar i indata inverkar på beteendet hos berg och förstärkning.
- Inom ramen för ett acceptabelt beteende av berg och förstärkning i samverkan kan skönjas att metoden är möjlig att användas för optimering, då nyttan av ökad bergmekanisk information kan verifieras.
- Det finns inga principiella hinder att använda en mer förfinad modell för beräkning av bergets och förstärkningens responskurvor.

### **Fortsatt utveckling**

SveBeFos programområde ”Dimensionering” har som syfte att skapa bättre underlag för dimensioneringsprinciper som svarar mot gällande och framtida regelverk. En inledande studien har startats med syfte att beskriva nuvarande kunskapsläge och redogöra för utvecklingsmöjligheterna inom området sannolikhetsbaserade dimensionering. Den inledande studien baseras på följande huvudsakliga innehåll.

- Dagens normsituation.
- Samverkan mellan berg och förstärkning exemplifierat med ”Ground Reaction Curve”.
- Förtydligande av teorin bakom FORM.
- Tillämpning av FORM och Monte Carlo simulering inom bergmekanik.
- Riktlinjer för användning av observationsmetoden.

För skedet efter den inledande studien finns ett antal idéer för hur sannolikhetsbaserade dimensioneringsmetoder kan vidareutvecklas och förfinas. Tidigare forskning visar att de parametrar som beskriver bergets mekaniska egenskaper kan vara statistiskt korrelerade inom en viss given geometrisk storhet som längd, area eller volym. Det kan till exempel gälla en viss tunnelsträcka och förklaringen kan tillskrivas den geologiska strukturen eller det geologiska bildningssättet. De parametrar som avses har direkt inverkar på bergets last- och bärförmåga, till exempel elasticitetsmodul, kohesion och friktionsvinkel. På statistisk väg går det att visa att lokala variationer kan utjämnas i en medelvärdesbildande process med avseende på längd, area eller volym. Det betyder i praktiken att det under vissa betingelser är möjligt att reducera spridningen hos de parametrar som beskriver bergets mekaniska egenskaper med hjälp av en statistisk metod som kallas variansreduktion. Många brottförlopp i berg uppvisar ett plastiskt beteende och med minskad spridning hos de parametrar som ingår i en sannolikhetsbaserad dimensioneringsberäkning, kommer konstruktionen att få ett högre värde på faktorn  $\beta$  vilket speglar lägre brottrisk. Därmed öppnas möjligheten att ytterligare optimera konstruktionen inom ramen för den eftersökta säkerhetsnivån.

Förstärkningssystemets mekaniska egenskaper beror också på hur egenskaperna varierar över längd, area eller volym. För vissa indata till sannolikhetsbaserad dimensionering är det relevant att beakta frågor som berör tillförlitlighetsanalys. Inom närliggande områden har dessa frågor delvis studerats och visat sig ha stor betydelse för att bättre förstå bärigheten hos ett system. Här avses frågor om systemet är sprött eller segt, om det är uppbyggt av flera samverkande element i ett parallellsystem eller om det är av typ svagaste länk, som i ett seriesystem.

### **Referenser i urval**

Olsson L., Rehnman S-E. & Stille H. 1985. Partialkoefficientmetoden. BFR R45:1985.

Olsson L. 1986. Användning av beta-metoden i geotekniken. Dr. avhandling, Inst. för Jord- och Bergmekanik, KTH Stockholm.

Andersson J., Olsson L. & Stille H. 1984. Beslutsmodeller för förundersökningar, bergytebestämning med kriging. Stiftelsen Bergteknisk Forskning BeFo 81/1:84, Stockholm.

Sturk R. 1998. Engineering geological information – its value and impact on tunnelling. Dr avhandling, Inst. för Jord- och Bergmekanik, KTH Stockholm.

Nelsson M. 2000. Dimensionering av berganläggningar med sannolikhetsbaserade metoder – en inledande studie. Lic. avhandling, Inst. för Jord- och Bergmekanik, KTH Stockholm.

Stille H., Andersson J. & Olsson L. 2003. Information based design in rock engineering SveBeFo 61.



# **BESTÄMNING AV BERGMASSANS HÅLLFASTHET MED HJÄLP AV BERGKARAKTÄRISERING**

## **Rock Mass Strength Determination using Rock Characterisation**

*Catrin Edelbro, Luleå tekniska universitet  
Erling Nordlund, Luleå tekniska universitet*

### **SAMMANFATTNING**

Kunskapen om bergmassans lastbärande förmåga är viktig vid utformning av alla former av underjordsanläggningar. I denna studie har befintliga karaktäriserings- och klassificeringssystem samt brottkriterier kritiskt granskats med avseende på tillämpbarhet för att bedöma hållfastheten av hårda bergmassor.

Befintliga brottkriterier har utvärderats genom en kritisk fallstudie. Målet med fallstudien var att identifiera vilka brottkriterier som är robusta, vilka parametrar/faktorer som är viktiga samt vilka faktorer som i de befintliga systemen/kriterierna som är känsliga för variationer och/eller har en beskrivning som ger en stor spridning i resultatet. Baserat på fallstudien identifierades de mest användbara och robusta kriterierna och karaktäriseringssystemen för uppskattning av bergmassans hållfasthet.

### **SUMMARY**

Knowledge of the rock mass behaviour in general, and the failure process and the strength in particular, is important for the design of all kinds of underground excavations. Existing classification/characterisation systems and rock mass failure criteria have been studied due to their applicability to hard rock masses.

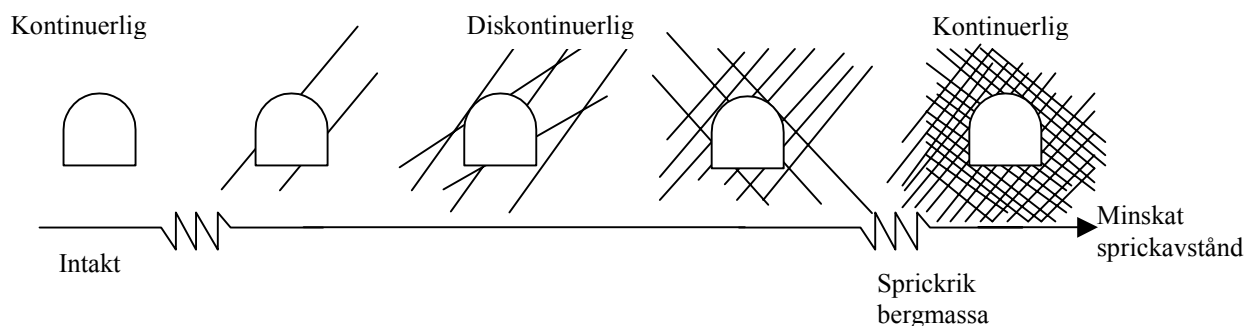
Existing rock mass failure criteria have been evaluated through the use of case studies. The aim of the case study was to identify robust system/criteria, parameters which are important for the rock mass strength determination and those giving a large interval of the result. Based on the case study, the most applicable and robust failure criteria and characterisation system were identified.

## 1. INLEDNING

Kunskapen om bergmassans lastbärande förmåga är viktig vid utformning av alla former av underjordsanläggningar. Ett forskningsprojekt med målet att öka kunskapen om brottsprocesser och bergmassans hållfasthet med begränsningarna

- typiska svenska bergförhållanden, dvs. hårda bergmassor,
- underjordsanläggningar med "typiska" tunneldimensioner,
- tryckbrott, d v s skjubrott och spjälkbrott,
- bergmassor som kan antas uppföra sig som, eller nästan som, kontinuerliga material, se Figur 1,
- smällbergsproblem, effekten av den intermediära huvud spänningen,  $\sigma_2$ , sprängningens inverkan på bergmassans hållfasthet samt tidsberoende egenskaper såsom krypning behandlas inte här,

initierades därför för ca 3 år sedan med stöd av Norrbottens forskningsråd, LKAB och LKAB-fonden. Målet för arbetet var även att vidareutveckla (modifiera)/nyutveckla ett brottkriterium för bergmassor som kan ge säkrare stabilitetsbedömningar än dagens kriterier och samtidigt vara baserade på publicerade data.



Figur 1 Exempel på en kontinuerlig och diskontinuerlig bergmassa. Tunnelstorleken hålls konstant, medan sprickavståndet minskar.

*Example of continuous and discontinuous rock masses. The tunnel size is kept constant, while the joint spacing is decreased.*

Som en del i arbetet har en omfattande litteraturstudie av befintliga kriterier och klassificeringssystem utförts. Baserat på ovan nämnda begränsningar samt ställda krav (enligt Kapitel 2.1 och 2.2) utvärderades systemen och kriterierna i en kritisk fallstudie. Målet med fallstudien var att identifiera de brotvillkor och system som är robusta, samt vilka parametrar/faktorer som är viktiga och vilka som ger en stor variation och/eller har en beskrivning som ger en stor spridning i hållfastheten.

## 2. VAL AV INTRESSANTA SYSTEM OCH BROTTVILLKOR

### 2.1 Klassificerings- och karaktäriseringssystem

I litteraturstudien av de befintliga klassificerings- och karaktäriseringssystemen, har dessa jämförts och utvärderats. De krav som i detta arbete ställs på klassificerings och karaktäriseringssystemen är att de ska

- ge ett resultat som i sin tur kan användas för att bestämma/bedöma bergmassans hållfasthet,
- resultera i ett numeriskt värde (ej endast beskrivande termer),
- ha använts av andra än upphovsmannen (kvinnan) efter dess första publikation, samt
- kunna appliceras på hårda bergmassor.

Baserat på dessa krav samt litteraturstudien av 27 klassificerings- och karaktäriseringssystem (Edelbro, 2003) har sju system identifierats som intressanta för att kritiskt granskas i en fallstudie. Dessa är Rock Mass Rating (*RMR*) (Bieniawski, 1974), rock mass quality system (*Q*) (Barton, 2002), Mining Rock Mass Rating (*MRMR*) (Laubscher et al., 2000), Rock Mass Strength (*RMS*) (Stille et al., 1982), Geological Strength Index (*GSI*) (Hoek et al., 2002), rock mass Number (*N*) (Goel et al., 1995), samt Rock Mass index (*RMi*) (Palmström, 1995). Inget av dessa uppfyller kraven enligt ovan till fullo, men dessa sju system uppfyllde de flesta kraven.

Enaxiell tryckhållfasthet samt någon form av sprickhållfasthet inkluderas i alla de sju ovan angivna systemen, vid bestämning av bergmassans hållfasthet. *RMi* skiljer sig från de andra systemen då det tar hänsyn till spricklängd samt blockstorlek. *GSI* är inte uppbyggt som de andra systemen och är enklast att använda i praktiken eftersom värdet bestäms med hjälp av en tabell. *MRMR* inkluderar flest reducerande parametrar, såsom sprängskada, vittring etc.

### 2.2 Empiriska brottvillkor

Empiriska brottvillkor för intakt berg har utvecklats med hjälp av laborietester på intakta bergprover. Några av dessa villkor har sedan vidareutvecklats för att gälla även för bergmassan och då i kombination med något klassificeringssystem. Brottökriterier för bergmassan baserar sig på triaxiella tester av små bergprover samt storskaliga tester. Författarna har inte funnit någon publicerad verifiering av de existerande kriterierna mot observerade brott i bergmassor. Litteraturstudien har visat att det finns fyra brottvillkor för bergmassor: Hoek-Brown (Hoek et al., 1988 samt Hoek et al., 2002), Yudhbir (Yudhbir et al., 1983), Sheorey (Sheorey, 1997) samt Ramamurthy (Ramamurthy et al., 1993). Dessa fyra villkor är kombinerade med ett klassificeringssystem. Hoek-Brown, Yudhbir och Sheorey använder kända system (*RMR*, *GSI*, *Q*) medan Ramamurthy använder ett eget klassificeringssystem. Det klassificeringssystem som används för



Ramamurthys kriterium är baserat på enaxiella tryckhållfastheten och E-modulen för modellmaterial. Kriteriet och klassificeringssystemet är svåra att använda och resultaten är inte baserade på tester som är tillämpbara för underjordskonstruktioner, dessutom saknas en beskrivning av när, hur och var detta kriterium kan användas.

### 3. FALLSTUDIER

#### 3.1 Inledning

Fallstudierna omfattar två olika delar. I den första delen har ett s.k. "Round Robin Test" utförts där ett antal bergmekaniker med hjälp av samma indata, har uppskattat hållfastheten genom att använda 7 av de utvalda klassificerings-/ karaktäriserings-systemen och de 3 brottkriterierna. Två fall studerades – en pelare från Laisvallgruvan och en fiktiv tunnel i hårt berg. Totalt deltog 11 personer i Laisvalltestet och 7 personer i det fiktiva tunnelfallet. Varje person som deltog i testet angav ett troligt minimum- och maximumvärde för respektive system. De flesta angav även ett troligt medelvärde. I de fall då inget medelvärde angetts har detta beräknats som medelvärdet av min- och maxvärdet.

I den andra delen av fallstudien beräknades hållfastheten av endast en person (en av författarna till denna artikel) med hjälp av de 7 utvalda systemen och 1 kriterium. De beräknade hållfastheterna jämfördes med den uppmätta hållfastheten. Denna del av fallstudien är baserat på ett storskaligt test av en borrkärna från Stripa.

#### 3.2 Laisvall

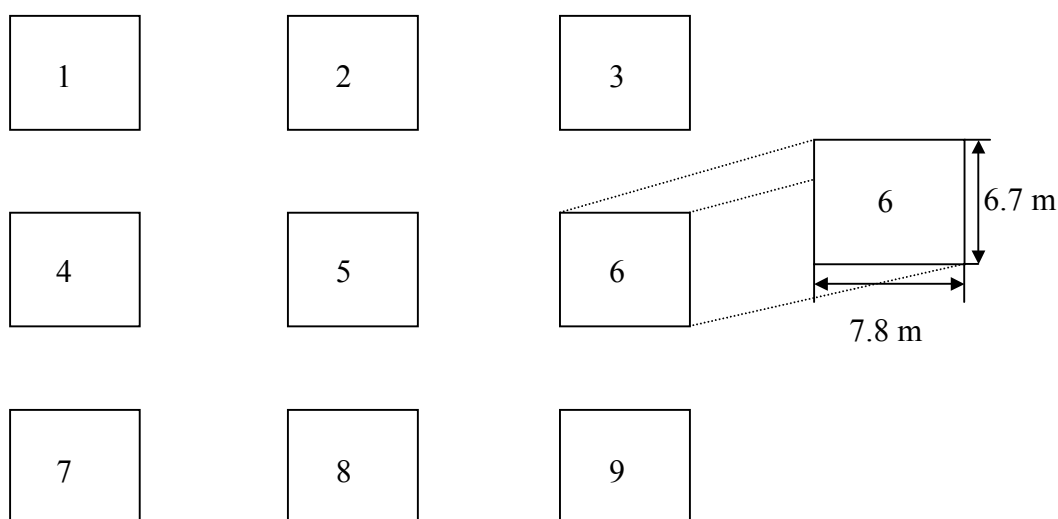
Mellan 1983 och 1988 pågick ett fullskaligt pelartest i Laisvallgruvan (Krauland et al., 1989) som omfattade 9 pelare. Spänningar, deformationer och brottfenomen dokumenterades under testerna. Spänningarna mättes i två pelare med hjälp av överborrning (doorstopper) medan pelarhållfastheten uppskattades med Coates formel. Pelarna utsattes för ökad spänning genom att reducera pelarnas areor. Areorna minskades genom att successivt och försiktigt spränga bort de yttre delarna av pelarna. Bredden och längden reducerades med ungefär 0.4 m per salva i 6 steg. Pelarnas brottsutveckling och uppsprickning karterades. Brottsutvecklingen delades in i olika klasser enligt Tabell 1.

Eftersom Krauland et al., (1989) ville bestämma/uppskatta pelarnas maximala bärförmåga bestämdes medelspänningen i pelarna vid brott. Tillbakaräkning gav sedan följande värde på bergmassans hållfasthet  $\sigma_{cm}=19.8\pm 1.4$ .

Tabell 1 Tillståndsbeskrivning av pelarna.

Klass	Beskrivning
0	Ingen uppsprickning
1	Lätt uppspjälkning av pelarhörnen och väggarna, korta spricklängder i relation till pelarhöjden.
2	En eller flera koherenta sprickor i pelarytan, tydlig uppspjälkning
3	Sprickor i den mittersta delen av pelaren, ej koherenta
4	En eller flera koherenta sprickor i mitten av pelaren som delar pelaren i två eller fler delar.

För underjordskonstruktioner som tunnlar, orter, schakt och bergrum är det nog naturligare att definiera bergmassans hållfasthet som den spänning vid vilken sprickbildning och mindre utfall kan observeras. Detta skulle för pelarna i Laisvall motsvara klass 1. Denna hållfasthet utvärderades inte av Krauland et al., (1989). För att bestämma spänningen i pelarna vid begynnande brott (klass 1) utfördes spänningsanalyser av modellen i Figur 2 med programmet Examine<sup>TAB</sup> (Rockscience, 2003). Indata till analyserna baseras på information från Krauland et al., (1989) och presenteras i Tabell 2.



Figur 2 Modell av pelartest som analyserats med ExamineTAB . Pelarnas nummer i fullskaletestet är redovisade.

*Model analyzed with ExamineTAB. The identification number of the pillars used in the full scale test are shown.*

De spänningar som beräknats med hjälp av Examine<sup>TAB</sup> har kalibrerats mot de spänningar som uppmätts i pelare 5 (Figur 2) vilken var en av totalt två pelare som gick i brott. Spänningarna, i pelare 5, mättes innan avskalningen av pelarna påbörjades samt

efter utbrytningssteg tre. Eftersom Examine<sup>TAB</sup> endast kan behandla linjär-elastiska förhållanden kalibrerades de beräknade spänningarna mot de uppmätta spänningarna före utbrytningen. Den beräknade spänningen vid begynnande brott, klass 1, beräknades till  $28 \pm 3$  MPa.

Tabell 2 Ingångsdata i Examine<sup>TAB</sup> modellen.

Parameter	Värde
E-modul, omgivande berg	40 GPa
Densitet på berg ( $\rho$ )	2700 kg/m <sup>3</sup>
E-modul, pelare	50 GPa
Pelarehöjd	4.6 m
Stupning av malmkropp	0°
Förhållandet $\sigma_H/\sigma_v$	3

Bergmassans hållfasthet enligt "Round Robin Testet" för pelarna i Laisvall visas i Figur 3. De vertikala linjerna i Figur 3 representerar bergmassans hållfasthet enligt Krauland et al. (1989) baserad på den maximala medelspänningen i pelaren (19.8 MPa) samt den tillbakaräknade hållfastheten vid begynnande brott (28 MPa).

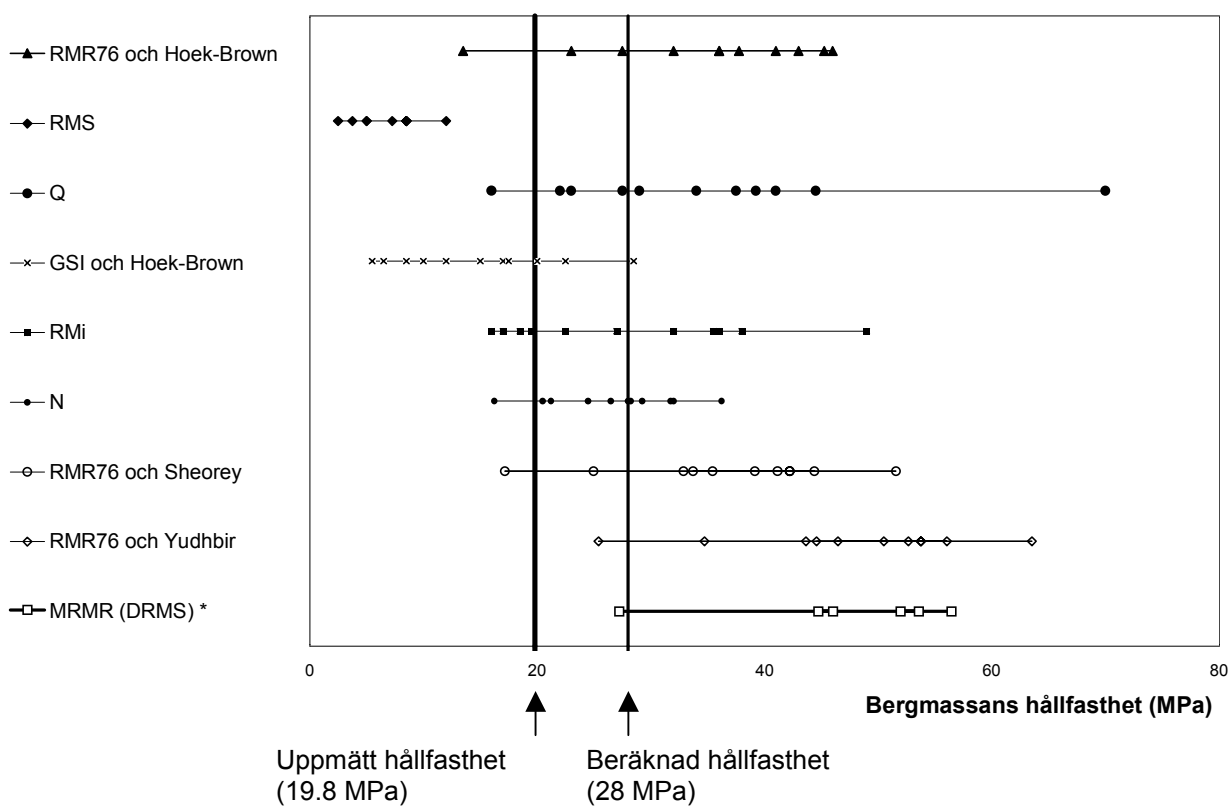
Figur 3 redovisar de medelvärden på bergmassans hållfasthet som deltagarna i "Round Robin Testet" har beräknat med hjälp av de använda systemen/brottkriterierna. Alla system och kriterier uppvisar en stor spridning, beroende på vem som utfört beräkningen. Den uppmätta respektive den tillbakaräknade hållfastheten för bergmassan (19.8 respektive 28 MPa) ligger inom de intervall som definieras av minsta – största värdet för alla system/kriterier utom *RMS*. Vidare, *RMS* uppvisar den minsta spridningen.

För *RMR*<sub>76</sub> i kombination med Sheorey, Hoek-Browns (Hoek et al., 1988) och Yudhbirs kriterium överskattades hållfastheten av ca 70-90 % av deltagarna. Detta var fallet även för *MRMR*-systemet (Design Rock Mass Strength, *DRMS*). De flesta av deltagarna (ca 65 %) överskattade även hållfastheten med *Q*-systemet. Vidare var spridningen i hållfasthet störst för *Q*-systemet. För *GSI* i kombination med Hoek-Browns brottkriterium (Hoek et al., 2002) underskattades hållfastheten av ca 70 % av deltagarna. Det system som hade flest uppskattade medelvärden inom 19.8-28 MPa är *N*-systemet, som även uppvisar en liten spridning jämfört med de flesta andra system/kriterier. För *RMi* har ca 45 % av deltagarna överskattat hållfastheten och ca 30 % har underskattat densamma. Det bör här nämnas att som ett komplement till de mest troliga värdenas minsta och största värde angav flertalet användare ett minsta och största extremvärde för *RMi*, då de ansåg att blockvolymen var väldigt svår att bedöma.

### 3.3 Fiktiv tunnel i hårt berg

Den fiktiva tunneln representerar en trolig svensk tunnel i granit, som drivits med konventionell borrhning och sprängning. Då tunneln är fiktiv, finns ingen möjlighet att jämföra resultatet med någon uppmätt hållfasthet.

Liksom för Laisvallfallet ger *RMS* ett resultat som tyder på en väldigt låg hållfasthet för bergmassan. *MRMR* samt de kriterier som är relaterade till *RMR<sub>76</sub>* visar på ett medelvärde som är större än 30 MPa. De andra systemen ger oftast värden som är lägre än 30 MPa.



\*6 användare.

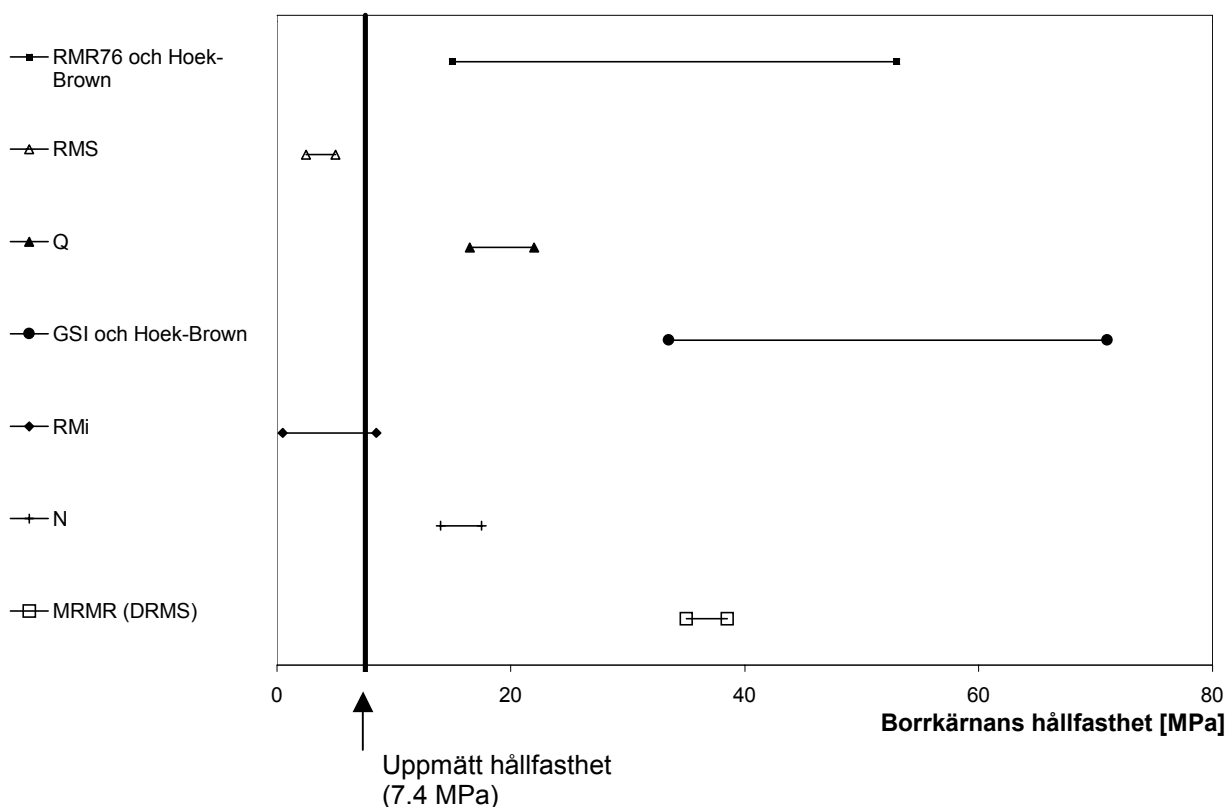
Figur 3 Uppskattat medelvärde av bergmassans hållfasthet från 11 deltagare och 9 system och kriterier. Varje markerad punkt representerar resultatet från en deltagare.

*Rock mass strength determination by 11 users for 9 different systems and criteria. Each marked dot represents the result from one user.*

### 3.4 Borrkärna från Stripa

Den andra delen av fallstudien baseras på ett enaxiellt trycktest av en borrkärna från Stripa med diametern 1 m och längden 2 m. Hållfastheten har i detta fall uppskattats av en av författarna till denna artikel med hjälp av de 7 utvalda systemen och Hoek-Browns kriterium. Endast Hoek-Browns kriterium används då uttrycken för att beräkna hållfastheten är snarlika för kriterierna och Hoek-Brown gav bäst korrelation för Laisvallfallet. Testet utfördes för att studera hållfastheten och de mekaniska egenskaperna hos ett storskaligt prov. Borrkärnan gick i brott vid en enaxiell tryckspänning av 7.4 MPa (Thorpe et al., 1980).

Resultaten visade att alla system förutom *RMi* och *RMS* överskattade hållfastheten, se Figur 4. Hoek-Browns brottkriterium tillsammans med *GSI* gav de högsta värdena på hållfastheten och gav även tillsammans med *RMR* det bredaste intervallet mellan det minsta och det största beräknade hållfasthetsvärdet.



Figur 4 Uppskattat minimum- och maximumvärde på bergmassans hållfasthet för Stripakärnan.

*Determined minimum- and maximum value of the rock mass strength for the core from Stripa.*

#### 4. SLUTSATSER, DISKUSSION OCH REKOMMENDATIONER

Studien har visat att bedömningen av de ingående faktorerna i de studerade karakteriserings- och klassificeringssystemen kan ge en betydande spridning i den beräknade hållfastheten. De system som enligt studien gav bäst korrelation till uppmätt hållfasthet var  $N$ -,  $RMi$ - och  $RMR_{76}$ - systemet.

Fallet med pelarna i Laisvall visade att  $N$ -systemet hade flest hållfasthetsvärden inom intervallet för den uppmätta hållfastheten medan  $RMi$  gav ungefär lika antal över- som underskattningar av hållfastheten. Hållfastheten enligt  $RMi$  bör ge god överensstämmelse med den uppmätta, eftersom systemet är baserat på bland annat testerna på Stripakärnan och pelartestet i Laisvall.

$RMR$  i kombination med Hoek-Browns respektive Sheoreys kriterium,  $GSI$  tillsammans med Hoek-Browns kriterium samt  $Q$ -systemet gav hållfasthetsvärden som överensstämde med den verkliga hållfastheten, dock med en tendens till överskattning.  $MRMR$ -systemet gav höga värden för bergmassans hållfasthet för pelarna i Laisvall och det var enligt många deltagare väldigt svårt att bestämma de ingående parametrarnas värden på grund av bristfällig och otydlig beskrivning. Det var bara 6 deltagare som uppskattade bergmassans hållfasthet med  $MRMR$ -systemet. Detta på grund av att den första versionen av  $MRMR$  som sändes ut var felaktig, vilket resulterade i tidsbrist för deltagarna.  $RMS$  - systemet gav inte någon god korrelation med verklig hållfasthet i fallstudien.

Då Sheoreys och Yudhbirs uttryck för hållfastheten är snarlik Hoek-Browns, bedöms Hoek-Brown kriterium mest lämpligt att använda, eftersom det gav bäst överensstämmelse med uppmätt hållfasthet samt på grund av att det finns fler fall rapporterade där det använts.

Resultaten från studien har även visat på ett behov av fler fallstudier där uppskattad/uppmätt hållfasthet för bergmassan jämförs med uppskattad/beräknad hållfastheten för ett brottkriterium/system. Pelarna i Laisvall och kärnan från Stripa är båda en form av "pelarfäll" där bergmassan belastats axiellt. För att kunna dra bättre slutsatser om vilka system och kriterier som är mest lämpliga att använda bör de nya fallstudierna behandla konstruktioner av typen tunnlar, schakt, berggrum, det vill säga ha en annan geometri än de som studerats i denna fallstudie.

#### ANSLAGSGIVARE OCH TACK

Ovanstående beskrivna projekt har finansierats av Ltu, LKAB, LKAB-fonden och Norrbottens forskningsråd. Ett tack riktas till alla (anonyma) som deltagit i "Round Robin testerna". Ett tack riktas också till Jonny Sjöberg, SwedPower AB, som fungerat som biträdande handledare till försteförfattaren.

## REFERENSER

- Barton, N. (2002). Some new Q-value correlations to assist in site characterisation and tunnel design. *Int. J. Rock Mech. Min.*, 39, 185-216.
- Bieniawski, Z. T. (1974). Geomechanics classification of rock masses and its application in tunnelling. In: *Proceedings of the 3rd International Congress on Rock Mechanics*, Denver, 27-32.
- Edelbro, C. (2003). *Rock Mass strength - A Review*. Teknisk rapport (2003:16), Luleå tekniska universitet, institutionen för väg- och vattenbyggnad, avdelningen för bergmekanik. ISSN:1402-1536
- Goel, R. K., Jethwa, J. L. and Paithankar, A. G. (1995). Correlation between Barton's Q and Bieniawski's RMR – A new approach, Technical Note, *Int. J. Rock Mech. Min.*, 33 (2), 179-181.
- Hoek, E. and Brown, E. T. (1988). The Hoek-Brown failure criterion – a 1988 update. In: *Proceedings of the 15th Canadian Rock Mechanics Symposium*, University of Toronto, 31-38.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C. and Corkum, B. (2002). Hoek-Brown failure criterion – 2002 edition. In: *Proceedings of the 5th North American Rock Mechanics Symposium and 17th Tunnelling Association of Canada Conference: NARMS-TAC 2002*, July 7-10, University of Toronto, 267-271.
- Krauland, N. and Söder, P. (1989). *Determination of pillar strength by full scale pillar tests in the Laisvall mine*. Internal report Boliden.
- Laubscher, D. H. and Jakubec, J. (2000). The IRMR/MRMR rock mass classification system for jointed rock masses, In: *SME Annual Meeting*, February 28 – March 1, 475-481, Salt Lake City, Utah.
- Palmstrom, A. (1995). *RMi – A rock mass characterisation system for rock engineering purposes*. Ph. D. thesis, University of Oslo, Norway, 400 p.
- Ramamurthy, T. and Arora, V.K. (1993). A classification for intact and jointed rocks, In: *Geotechnical engineering of hard soils - Soft Rocks*, Anagnostopoulos et al., (Eds.), Balkema, Rotterdam. ISBN 90 5410 344 2
- Rocscience (2003). Program: "Examine<sup>TAB</sup>". URL: <http://www.rocscience.com/products/ExamineTab.asp>, 19 may 2003.
- Sheorey, P.R. (1997). *Empirical rock failure criteria*. A. A. Balkema, Rotterdam. ISBN 90 5410 670 0

Stille, H. Groth, T. and Fredriksson, A. (1982). *FEM-analysis of rock mechanical problems with JOBFEM*, Stiftelsen Bergteknisk Forskning – BeFo, Stockholm, 307:1/82.

Thorpe, R., Watkins, D.J., Ralph, W.E., Hsu, R. and Flexser, S. (1980). *Strength and permeability tests on ultra-large Stripa Granite core*. Technical information report No. 31. Lawrence Berkeley Laboratory, University of California Berkeley.

Yudhbir, Lemanza, W. and Prinzl, F. (1983). An empirical failure criterion for rock masses. In: *Proceedings of the 5th International Congress on Rock Mechanics*, Melbourne, Balkema, Rotterdam, 1, B1-B8.





# JÄMFÖRELSE AV STRATEGIER FÖR ANALYS AV BERGFÖRSTÄRKNING MED NUMERISKA MODELLER

## Comparison of Strategies for Analysis of Ground Support Using Numerical Models

*Terje Brandshaug, Itasca Consulting Group, Inc.*

*Lars Rosengren, Rosengren Bergkonsult AB*

*Jonny Sjöberg, SwedPower AB*

*Peter Lundman, Banverket*

### SAMMANFATTNING

BV Tunnel åberopar BKR för verifiering av det bärande huvudsystemet. För bergtunnlar innebär detta i princip att dimensioneringen ska utföras med partialkoefficientmetoden. Det är dock osäkert hur väl denna metod fungerar för konstruktioner i berg. Denna artikel presenterar resultat från en studie i vilken numeriska analyser använts för att jämföra två olika varianter av partialkoefficientmetoden med en traditionell alternativ metod. Distinkta skillnader har observerats för såväl bergmassans som förstärkningens respons vid jämförelse av de studerade beräkningsstrategierna. För den design-situation som studerats i detta arbete verkar partialkoefficientmetoden resultera i en överkonservativ tunneldesign. Vidare finns det bergförhållanden, d.v.s. kombinationer av bergmassans hållfasthet och in-situ spänningstillstånd, för vilka partialkoefficientmetoden inte är tillämplig. Partialkoefficientmetoden omvandlar karakteristiska materialparametrar och in-situ spänningar och därmed den karakteristiska responsen i bergmassan vilket kan leda till en representation av deformationsmönster och brottmekanismer i bergmassan som har mycket låg sannolikhet att inträffa.

### SUMMARY

BV Tunnel, which is Banverket's standard for the design of rail tunnels, has adopted a coefficient method of design fashioned after the Swedish Building Code. It is, however, uncertain how well such a method will work for structures in rock. This paper presents results from a study that used numerical models to compare two variants of the coefficient method of design analysis to a more traditional alternative approach. Distinct differences were found in the predicted response of the rock mass as well as the ground support used. While it appears the coefficient method is exceedingly conservative with respect to the dimensioning of the ground support for the case studied, there are also rock mass conditions for which it cannot be applied. There is also concern that the altering of material parameters by the coefficient may result in a misrepresentation of deformation patterns and potential failure mechanisms in the rock mass.

## 1 BAKGRUND

Teknisk vägledning för design av järnvägstunnlar gavs för första gången 2002 när Banverket utkom med sin första standard ”BV Tunnel” (Banverket, 2002). För verifiering av det bärande huvudsystemet åberopar BV Tunnel Boverkets konstruktionsregler (BKR, Boverket, 1999) vilket för tunnelkonstruktioner i princip innebär att verifieringen i ett projekteringskedje ska ske med hjälp av partialkoefficientmetoden. Denna metod eftersträvar säkra konstruktioner genom att t.ex. reducera de bärande materialens hållfasthetsegenskaper och öka aktuella laster proportionellt mot specificerade koefficienter. Koefficienternas värde speglar stokastiska aspekter (osäkerheter) i materialens och lasternas karakteristik. Metoden tar även hänsyn till ändamålet med konstruktionen. Medan designfilosofi som representeras av partialkoefficientmetoden är väl etablerad och förnuftig för design av konventionella konstruktioner ovan mark (hus, broar, etc) pågår en debatt huruvida den är rimlig att tillämpa för bergtunnlar. Oftast utgör berget en del av det bärande huvudsystemet, samtidigt som det utgör en last. Helt klart är dock att det inte är enkelt eller kanske ens lämpligt att skilja på vilken del av berget som tillhör det bärande systemet och vilken del som utgör last. Detta utgör en komplikation vid användning av partialkoefficientmetoden eftersom olika koefficienter ska appliceras beroende på denna skillnad. Numeriska modeller, vilka idag används rutinmässigt vid design av bergtunnlar, tar integrerad hänsyn till denna aspekt hos bergmassan.

Tanken med partialkoefficientmetoden är att ta hänsyn till stokastisk variation i materials och lasters karakteristik. Generellt är dock osäkerheterna i bergmassans egenskaper signifikant större jämfört med osäkerheterna hos tillverkade material som stål och betong. Vidare är laster i bergmassan såsom in-situ spänningar svåra att bestämma med precision och kan därför vara mera osäkra än laster som verkar på konventionella konstruktioner ovan jord. Följaktligen kan det ifrågasättas om partialkoefficientmetoden vid tillämpning enligt BV Tunnel (Banverket, 2002) tar adekvat hänsyn till osäkerheterna i de mekaniska egenskaperna och i de laster som verkar i bergmassan då den används vid design av bergtunnlar.

Målet med vilken designfilosofi som helst bör vara att ge funktionella konstruktioner som är ekonomiska att bygga och har en acceptabel säkerhetsnivå. I detta sammanhang är det osäkert hur partialkoefficientmetoden står sig vid tillämpning på konstruktioner i berg. Banverket har identifierat denna osäkerhet och initierat en studie för att ge ett perspektiv på denna fråga. Studien har baserats på numeriska analyser med datorprogrammet *FLAC* (Itasca, 2000). Analyserna har utförts för en hypotetisk (men realistisk) designsituation i säkerhetsklass 3. Studien är avrapporterad i sin helhet av Brandshaug (2004) som jämför resultaten från analyser utförda med två olika varianter av partialkoefficientmetoden med resultaten från en traditionell alternativ beräkningsstrategi, vilken utgår från en mer grundläggande förståelse av bergmassans respons. Denna artikel summerar de huvudsakliga aspekterna från nämnda studie.

## **2 BERÄKNINGSSTRATEGIER**

### **2.1 Strategi 1 – Användning av partialkoefficienter i enlighet med BV Tunnel**

I Strategi 1 appliceras partialkoefficienter på såväl bergmassans som bultarnas och sprutbetongens karakteristiska egenskaper vilket resulterar i dimensionerande egenskaper (se Tabellerna 1-3 i avsnitt 3.5). Detta innebär att bergmassans och förstärkningselementens egenskaper artificiellt reduceras till material med både lägre styvhet och lägre hållfasthet. Det bör även noteras att i denna strategi betraktas in-situ spänningar som en last och har därför i enlighet med BV Tunnel (Banverket, 2002), Tabell 3.2-4, multiplicerats med lastkoefficienten,  $\psi\gamma$ , för att erhålla dimensionerande in-situ spänningar. Detta innebär att den största horisontella spänningen i modellen multiplicerats med faktorn 1.2 och den vertikala spänningen med 0.8 för att erhålla den största möjliga deviatorspänningen. Detta är av betydelse för belastningssituationen eftersom deviatorspänningen redan före multiplikation med lastkoefficienten är relativt hög i förhållande till bergmassans hållfasthetsegenskaper. De omvandlade egenskaperna och spänningarna används i den numeriska modellen varvid resultaten från analyserna kommer att spegla responsen från de förändrade materialegenskaperna och in-situ spänningarna. Denna strategi uppfyller strikt kraven enligt BV Tunnel (Banverket, 2002).

### **2.2 Strategi 2 – Koefficienter applicerade på beräknade laster**

I Strategi 2 används de karakteristiska egenskaperna för bergmassan och förstärkningen samt in-situ spänningarna i modellen. Detta innebär att denna strategi bibehåller den karakteristiska responsen i modellen, d.v.s. resulterande laster i förstärkningselementen kan betraktas som karakteristiska laster. För att erhålla dimensionerande laster har resulterande (karakteristiska) laster från modellen därför efterbehandlats genom att multiplicera dem med lastkoefficienten  $\psi=1.2$ . Dessa har sedan jämförts med dimensionerande hållfasthetsvärden enligt Tabellerna 2 och 3 i avsnitt 3.5. Denna strategi kan vid en första anblick tyckas vara lika med den i Strategi 1. Det finns dock en viktig och distinkt skillnad mellan dessa strategier, nämligen att Strategi 2 använder ej omvandlade (karakteristiska) egenskaper och in-situspänningar i modellen medan Strategi 1 använder omvandlade (dimensionerande) värden. Strategi 2 utgör en alternativ tillämpning av partialkoefficientmetoden, men uppfyller inte strikt kraven enligt BV Tunnel (Banverket, 2002).

### **2.3 Strategi 3 – Ingen användning av koefficienter (Känslighetsanalys)**

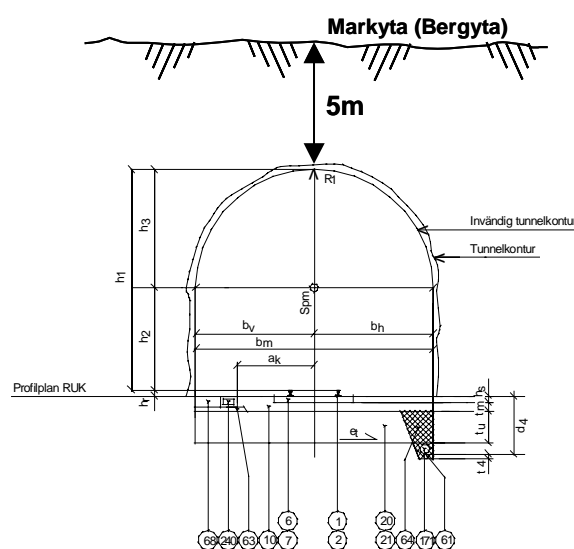
I Strategi 3 används inte partialkoefficienter överhuvudtaget, vilket innebär att karakteristiska egenskaper och in-situ spänningar har utgjort indata till den numeriska modellen. Strategin avser istället att ta hänsyn till de osäkerheter som existerar i samband med uppskattning av bergmassans och förstärkningens egenskaper samt osäkerheter i antagandet av in-situ spänningar. Rimliga uppskattningar av parameterintervall eller osäkerheter kan normalt etableras varvid deras effekt på designen kan

kvantifieras. I Strategi 3 utvärderas den effekt som osäkerheterna i parametrarna har på modellens respons. Detta gjordes genom att utföra en känslighetsanalys där modellresponsen undersöktes i separata simuleringar genom att helt enkelt variera indata inom uppskattade variationsintervall (max- och min-värde), för en parameter i taget, medan övriga parametrar ansattes sina medelvärden (karaktäristiska värden). De parametrar som varierades redovisas tillsammans med sina osäkerhetsintervall i Tabell 4 i avsnitt 3.6.

### 3 MODELLFÖRUTSÄTTNINGAR

#### 3.1 Problemgeometri

Samtliga analyser baserades på den specifika tunnelgeometri som visas i Figur 1. Geometrin representerar en tunnel för ett rakt enkelspår i enlighet med Bilaga 10.2 i BV Tunnel (Banverket, 2002). Den totala höjden och bredden som valdes för tunneln (10.2 och 9 m) motsvarar de värden som ges av de nominella dimensionerna plus de maximala variationerna angivna i bilagan. Tunneln lokaliserades till ett litet djup under markytan – motsvarande 5 m bergtäckning mellan centrum på tunneltaket och markytan (bergytan).

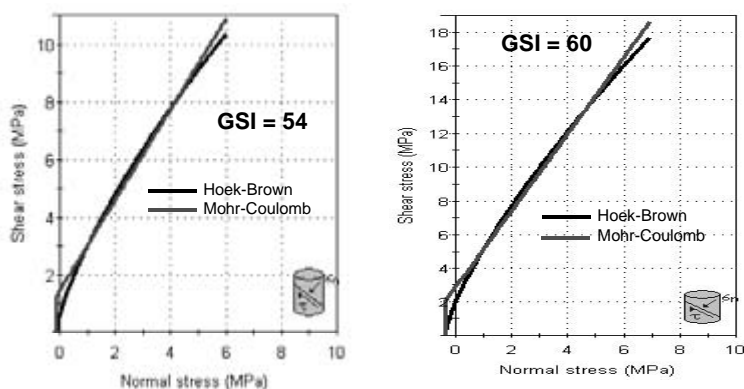


Figur 1. Tunnelgeometri som studerats i denna studie (från Banverket (2002), Bilaga 10.2).  
*Tunnel geometry considered in this study (from Banverket(2002), Bilaga 10.2).*

### 3.2 Bergmassans kvalitet

Kvaliteten på svenskt hårt berg är generellt ”bra” till ”exceptionellt bra” och erbjuder få utmaningar med avseende på design av konventionella tunnlrar. Denna typ av bergmassa skulle därför passa dåligt för att studera skillnader mellan designmetoder eller beräkningsstrategier, vilket var syftet med denna studie. Med hjälp av Geological Strength Index (GSI-systemet) för karakterisering (Hoek and Brown, 1997) valdes därför en bergmassa som representerar ett nedre bergkvalitetsintervall för typisk svensk gnejs. Bergmassan karakteriserades som blockig till mycket blockig, med ett GSI-intervall mellan 54 och 60. Detta motsvarar ungefär ett bergkvalitetsintervall mellan 4 och 10 enligt Q-systemet (Barton, et. al., 1974), d.v.s. ”ganska bra” (”fair”) bergkvalitet.

Ett enkelt sätt att uppskatta bergmassans egenskaper i samband med användning av GSI är att använda datorprogrammet RocLab (Rockscience, 2003), vilket är tillgängligt utan kostnad på <http://www.rockscience.com/>. RocLab uppskattar bergmassans hållfasthets-egenskaper baserat på Hoek-Browns brottkriterium (se t.ex. Hoek, et. al., 2002) men erbjuder även uppskattning av hållfasthets-egenskaper baserade på Mohr-Coulombs brottkriterium genom anpassning av Mohr-Coulombs linjära brottkriterium till Hoek-Browns icke-linjära brottkriterium. Bergmassans hållfasthet karakteriseras i samtliga modellanalyser i denna studie av Mohr-Coulombs brottkriterium. Figur 2 illustrerar uppskattade brottkurvor för bergmassan inom det bergkvalitetsintervall som studien omfattar. Figuren visar en relativt god överensstämmelse mellan de båda brottkriterierna.



Figur 2. Hoek-Browns och Mohr-Coulombs brottkurvor för GSI=54 och GSI=60. *Hoek-Brown and Mohr-Coulomb failure envelopes for GSI=54 and GSI=60.*

### 3.3 In-situ spänningar

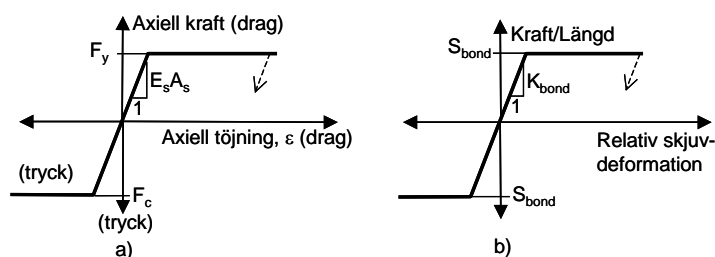
På litet djup i berggrunden observeras oftast att de horisontella in-situ spänningarna är mycket högre än de vertikala. Mätningar från den Fennoskandiska skölden (t.ex. Stephansson, 1993) överensstämmer med denna generella trend. Vid val av ett rimligt

spänningstillstånd för denna studie är det viktigt att komma ihåg att de uppskattade hållfasthetsegenskaperna för bergmassan och det valda spänningstillståndet måste vara kompatibla. Detta innebär att spänningstillståndet inte får vara sådant att bergmassan plasticerar för ostörda förhållanden, d.v.s. före tunneln bryts ut. Om detta inträffar måste in-situ spänningarna eller hållfasthetsparametrarna modifieras innan de används som indata till modellen. Ekvationerna (1), (2) och (3) användes för att uttrycka den största respektive minsta horisontal-spänningens samt vertikalspänningens variation med djupet under markytan. Dessa ekvationer definierar ett spänningstillstånd som faller inom de gränser som mätts upp i den Fennoskandiska skölden (t.ex. Stephansson, 1993) och är kompatibla med den variation bergmassans hållfasthet förutsatts ha i denna studie, även då bergmassans karakteristiska hållfasthetsegenskaper reduceras genom applicering av partialkoefficienter.

$$\begin{aligned}\sigma_H &= 3.5 + 0.0444 z \text{ [MPa]} && \text{(vinkelrät mot tunnelns längdaxel)} && (1) \\ \sigma_h &= 2.2 + 0.0240 z \text{ [MPa]} && \text{(parallell med tunnelns längdaxel)} && (2) \\ \sigma_v &= 0.0270 z \text{ [MPa]} && \text{(z är djupet i meter under bergytan)} && (3)\end{aligned}$$

### 3.4 Preliminär bergförstärkning

Den i modellen installerade bergförstärkningen utgörs av fullt ingjutna bultar (KS500) med en diameter på 25 mm och fiberarmerad sprutbetong (K40). Ett enkelt sätt att preliminärt uppskatta sprutbetongens tjocklek samt bultavstånd och bultlängd för vidare analys med numeriska modeller är att använda det förstärkningsdiagram som redovisas i samband med Q-systemet (Barton, 2002). För de specifika bergförhållanden ( $Q \approx 4-10$ ) och spännvidd på tunneln (9 m) som antagits för denna studie föreslår ovan nämnda förstärkningsdiagram en sprutbetongtjocklek på ca 4 cm, en bultlängd på 4 m och ett bultavstånd på ca 2.3 m. Preliminär förstärkning för analyserna valdes till: 5 cm sprutbetong, 4 m bultlängd och 2 m bultavstånd. Figur 3a redovisar schematiskt sambandet mellan kraft och töjning för bultmaterialet i *FLAC*. Eftersom bultarna är fullt ingjutna är deras kapacitet att bära last även förknippad med hållfastheten i gränssytorna mellan bult och ingjutningsmaterialet och mellan ingjutningsmaterialet och berget. Den i *FLAC* simulerade responsen i dessa gränssytor redovisas schematiskt i Figur 3b.



Figur 3. Schematisk respons för: a) bultmaterial och b) gränssyta ingjutning/bult eller ingjutning/berg.  
*Schematic response of : a) bolt material and b) grout/bolt or grout/rock interface.*

I utförda analyser har den fiberarmerade sprutbetongen förutsatts ha en respons som är idealplastisk. Detta innebär att den kombination av axiell kraft och moment enligt Ekvation 4 som ger upphov till att kantspänningen överskrider drag- eller tryckhållfastheten också orsakar plasticering under konstant spänning.

$$\sigma_{\text{aktuell}}^{\text{tryck/drag}} = \frac{N}{A_c} \pm \frac{M c}{I} \quad (4)$$

där  $\sigma$  är kantspänningen från kombinerad belastning,  $N$  är den axiella kraften,  $A_c$  är tvärsnittsytan,  $M$  är momentet,  $c$  är halva sprutbetongtjockleken och  $I$  är yttroghetsmomentet. Denna respons implementerades i *FLAC* genom att modifiera den befintliga elastiska strukturelementmodellen med hjälp av det inbyggda makro-språket *FISH*. Vid dragbrott antas att sprickor uppstår i sprutbetongen vilka hålls ihop av stålfiberna. För en idealplastisk modell kan denna respons betraktas som något konservativ eftersom ett plastiskt moment inte nås förrän hela tvärsnittet plasticerar.

För samtliga strategier har två olika avstånd mellan tunnelfronten och den sektion där förstärkningen installeras studerats, nämligen 2.25 och 4.5 m. För det minsta avståndet (2.25 m) har det enligt Chang (1990) antagits att 60 % av deformationerna i tunneln har utvecklats innan förstärkningen installeras och att 80 % av deformationerna utvecklats vid det största avståndet (4.5 m).

### 3.5 Partialkoefficienter samt karakteristiska och dimensionerande egenskaper

Karakteristiska egenskaper för bergmassan, bultarna och sprutbetongen redovisas i Tabellerna 1, 2 och 3. Samma tabeller redovisar även använda partialkoefficienter och motsvarande dimensionerande värden för egenskaperna.

Tabell 1. Partialkoefficienter samt karakteristiska och dimensionerande egenskaper för gnejsig bergmassa.  
*Partial coefficients – characteristic and design parameter values for gneiss rock mass.*

Egenskap	<sup>(a)</sup> $\gamma_n$	<sup>(b)</sup> $\gamma_m$	Karaktäristiskt värde	Dimensionerande värde
Elasticitetsmodul, $E_m$ (GPa)	1.2	1.8	15.2 <sup>(c)</sup>	7.0
Poisson's tal, $\nu_m$	-	-	0.25 <sup>(d)</sup>	0.25
Kohesion, $C_m$ (MPa)	1.2	2.0	2.16 <sup>(c)</sup>	0.9
Friktionsvinkel, $\phi_m$ (°)	1.2 <sup>(e)</sup>	1.3 <sup>(e)</sup>	61.9 <sup>(c)</sup>	50.2
Draghållfasthet, $\sigma_{tm}$ (MPa)	1.2	2.0	0.26 <sup>(c)</sup>	0.11

(a) koefficient för säkerhetsklass 3 från BKR, avsnitt 2:115 (Boverket, 1999); (b) koefficient för ogynnsamma förhållanden från BKR, avsnitt 4:31, Tabell b; (c) medelvärde från RocLab i GSI-intervall 54-60; (d) antaget värde; (e) applicerad på  $\tan\phi_m$ .



Tabell 2. Partialkoefficienter samt karakteristiska och dimensionerande egenskaper för bultar (K500, diameter=25 mm).

*Partial coefficients – characteristic and design parameter values for rock bolts (K500, diameter=25 mm).*

Egenskap	<sup>(a)</sup> $\gamma_n$	<sup>(b)</sup> $\eta\gamma_m$	Karakteristiskt värde	Dimensionerande värde
Elasticitetsmodul, $E_s$ (GPa)	1.2	1.05	200 <sup>(c)</sup>	159
Flytspänning, $f_y$ (MPa)	1.2	1.15	500 <sup>(d)</sup>	362
Dragbrottöjning, $\varepsilon_g$ (%)	1.2	1.15	5 <sup>(e)</sup>	3.62
Ingjutningens styvhet, $K_{bond}$ (GN/m/m)	1.2	1.2	9.62 <sup>(f)</sup>	6.68
Ingjutningens skjuvhållfasthet, $S_{bond}$ (kN/m)	1.2	1.5	707 <sup>(f)</sup>	393

(a) koefficient för säkerhetsklass 3 från BKR, avsnitt 2:115 (Boverket, 1999); (b) från BBK, avsnitt 2.3 (Boverket 1994); (c) från BBK, avsnitt 2.5.1; (d) från BBK, avsnitt 2.5.4; (e) från BV Tunnel, avsnitt 3.3.3.6 (Banverket, 2002); (f) beräknad enligt *FLAC*-manual, Volym: ”Theory and Background”, avsnitt 5 (Itasca, 2000).

Tabell 3. Partialkoefficienter samt karakteristiska och dimensionerande egenskaper för sprutbetong (K40).

*Partial coefficients – characteristic and design parameter values for shotcrete (K40).*

Egenskap	<sup>(a)</sup> $\gamma_n$	<sup>(b)</sup> $\eta\gamma_m$	Karakteristiskt värde	Dimensionerande värde
Elasticitetsmodul, $E_c$ (GPa)	1.2	1.2	16 <sup>(c)</sup>	11
Draghållfasthet, $f_{tcr}$ (MPa)	1.2	1.15	4.0 <sup>(e)</sup>	2.9
Tryckhållfasthet, $f_{cc}$ (MPa)	1.2	1.5	28.5 <sup>(d)</sup>	15.8

(a) koefficient för säkerhetsklass 3 från BKR, avsnitt 2:115 (Boverket, 1999); (b) från BBK, avsnitt 2.3 (Boverket 1994); (c) utvärderat från Malmgren (2001), Tabell 2-9, baserat på ett karakteristiskt värde enligt BBK på 32 GPa; (d) från BBK, avsnitt 2.4.1; (e) antaget som ett rimligt värde.

### 3.6 Uppskattade osäkerheter i modellparametrar

I Tabell 4 redovisas de parametrar som varierats i Strategi 3, tillsammans med sina uppskattade osäkerhetsintervall. Parametern ”Avstånd till front” i Tabell 4 relaterar till när förstärkningen installeras i förhållande till tunnelns framdrift (se avsnitt 3.4). avståndet bakom tunnelfronten där förstärkningen installeras. Vid utförande av känslighetsanalysen har inte ett medelvärde använts för denna parameter. Istället användes ett nominellt värde som antogs vara 4.5 m.

Tabell 4. Parametrar och deras osäkerhetsintervall som utvärderats i Strategi 3.  
*Parameters and their uncertainty range evaluated in Strategy 3.*

Parameter	Min-värde	Max-värde
Bergmassans elasticitetsmodul, $E_m^{(a)}$ (GPa)	12.6	17.8
Bergmassans kohesion, $C_m^{(a)}$ (MPa)	1.46	2.85
Bergmassans friktionsvinkel, $\phi^{(a)}$ ( $^\circ$ )	57.5	66.3
Deviatorspänning (in-situ) <sup>(b)</sup>	$0.5\sigma_H - 1.2\sigma_V$	$1.5\sigma_H - 0.8\sigma_V$
Ingjutningens skjuvhållfasthet, $S_{bond}^{(c)}$	<sup>(g)</sup> Medel - 25%	Medel + 25%
Sprutbetongens draghållfasthet, $f_{fler}^{(d)}$	Medel - 20%	Medel + 20%
Sprutbetongtjocklek <sup>(d)</sup>	Medel - 20%	Medel + 20%
Avstånd till front <sup>(e)</sup>	2.25 m	4.5 m
Bultarnas dragbärförmåga, $F_v^{(f)}$	Medel - 7%	Medel + 7%
Bultarnas dragbrottöjning, $\varepsilon_g^{(f)}$	Medel - 10%	Medel + 10%
Sprutbetongens elasticitetsmodul, $E_c^{(h)}$	12 GPa	20 GPa

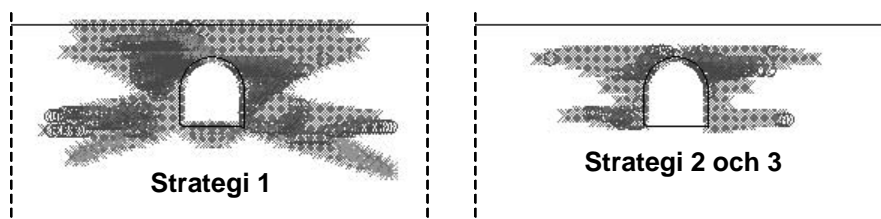
(a) osäkerhetsintervall förknippat med GSI från 54 till 60; (b)  $\pm 20\%$  osäkerhet antaget för  $\sigma_V$  och  $\pm 50\%$  osäkerhet antaget för  $\sigma_H$ ; (c) antaget  $\pm$ -värde från medelvärdet; (d) från BV Tunnel, avsnitt 3.5 (Banverket (2002) (relaterat till tillåtna avvikelser vid testning); (e) avstånd mellan tunnelfront och installation av förstärkning; (f) från BBK, avsnitt 7.5.2 (Boverket, 1994) (relaterat till tillåtna avvikelser vid testning); (g) Med "Medel" avses karakteristiska värden enligt Tabellerna 2 och 3 (h) utvärderat från Malmgren (2001), Tabell 2-9, baserat på ett karakteristiskt värde enligt BBK på 32 GPa.

## 4 ANALYSRESULTAT

Resultaten som redovisas och diskuteras nedan är, om inte annat särskilt påpekas, från analyser för fallet då förstärkningen installeras 2.25 m bakom tunnelfronten.

### 4.1 Respons i bergmassan

Beräkningarna för samtliga tre strategier indikerar att den studerade tunneln är stabil. Det finns dock distinkta skillnader i bergmassans och förstärkningens respons mellan strategierna. Effekten av att applicera partial- och lastkoefficienter enligt BV Tunnel (Banverket (2002), d.v.s. enligt Strategi 1, indikeras tydligt i Figur 4 genom det betydligt större område bergmassa runt tunneln som erfar plastiska deformationer jämfört med Strategi 2 och 3. Orsaken till detta är att partial- respektive lastkoefficienterna i Strategi 1 reducerar bergmassans hållfasthet och styvhet respektive ökar den deviatoriska in-situ spänningen. Strategi 2 och 3 uppvisar liknande beteende i bergmassan eftersom koefficienterna endast appliceras på beräkningsresultaten i Strategi 2, d.v.s. analysen är utförd med karakteristiska värden liksom i Strategi 3. P.g.a. av de förändrade egenskaperna i Strategi 1 blir de beräknade deformationerna i tunneln och på markytan ungefär fyra gånger större än för Strategierna 2 och 3. Den vertikalt uppåtriktade förskjutningen i markytan har beräknats till ca 2 cm för Strategi 1.



Figur 4. Beräknade plastiska områden i bergmassan för de olika strategierna.  
*Predicted regions of plasticity in the rock mass for the different strategies.*

Ett potentiellt problem avseende Strategi 1 är relaterat till kravet att koefficienter även ska appliceras på in-situ spänningstillståndet. Om Ekvation (5), vilken uttrycker medelvärdet från utförda överborrningsmätningar för den största horisontella in-situ spänningen i den Fennoskandiska skölden (Stephansson, 1993), används istället för Ekvation (1) erhålls ett inkompatibelt spänningsfält vid tillämpning av Strategi 1. Detta illustreras tydligt i Figur 5 eftersom plasticering uppstår i hela modellen.

$$\sigma_H = 6.7 + 0.0444 z \text{ [MPa]} \quad (\text{vinkelrät mot tunnelns längdaxel}) \quad (5)$$

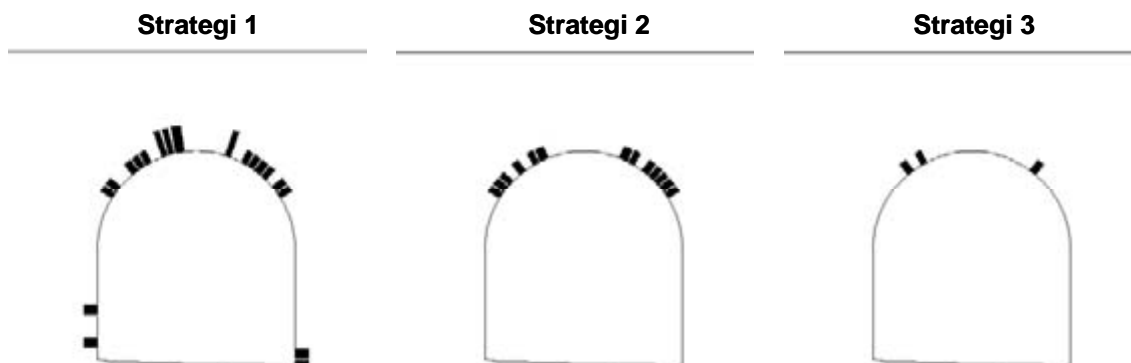


Figur 5. Plasticering i bergmassan som resultat av höga horisontella in-situspänningar för de olika strategierna.  
*Plasticity in the rock mass resulting from high in situ horizontal stresses for the different strategies.*

Ett annat problem med Strategi 1 är hur partialkoefficienterna ska/bör appliceras i det fall de numeriska analyserna utförs med en distinkt elementmetod istället för en kontinuummetsod som använts i föreliggande studie.

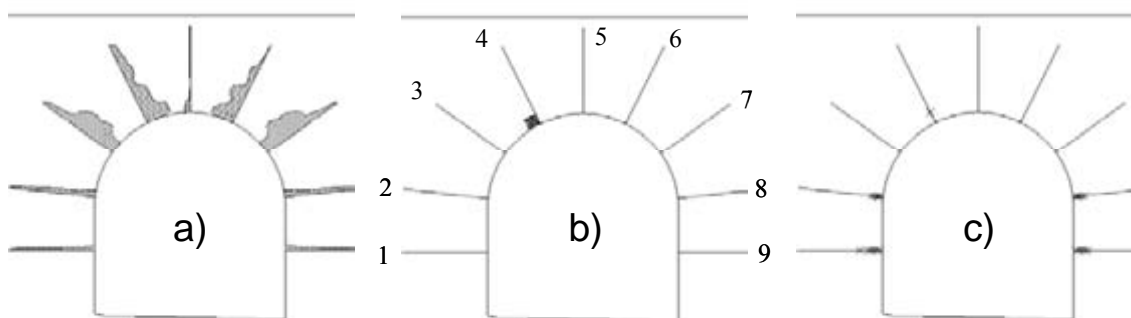
## 4.2 Respons i bergförstärkningen

Skillnaden i beräknad respons i sprutbetongen för de olika strategierna visas i Figur 6. Staplarna längs tunnelranden indikerar sprutbetongsegment som plasticerat (gått i brott) p.g.a. deformationer i bergmassan. Korta staplar indikerar dragbrott p.g.a. kombinerad axiell belastning och böjning (moment), medan långa staplar indikerar tryckbrott. Totalt består sprutbetongen av 57 segment av ungefär samma längd. För Strategi 1 har 19 segment eller 33 % av sprutbetongsegmenten gått i brott; för Strategi 2, 13 segment eller 23 %; och för Strategi 3, endast 3 segment eller 5 %. Som framgår av Figur 6 har tryckbrott endast beräknats uppstå för Strategi 1. Det bör dock noteras att för Strategi 3 i Figur 6 är samtliga materialparametrar karakteristiska värden eftersom parametern "Avstånd till front" är 2.25 m.



Figur 6. Beräknade skador i sprutbetongen för de olika strategierna.  
*Predicted damage in the shotcrete for the different strategies.*

Brott har beräknats ske i bultar endast i Strategi 1. Brottens omfattning är begränsad och utgörs både av flytning i bultstålet och i ingjutningen. Responsen i bultarna för Strategi 1 visas i Figur 7 som: a) fördelning axiella krafter i bultarna, b) flytning (i 4 av 30 segment) i bult #4 (indikeras av små rektanglar) och c) brott i ingjutningen för bult #1, 2, 4, 8 och 9 (indikeras av "x").

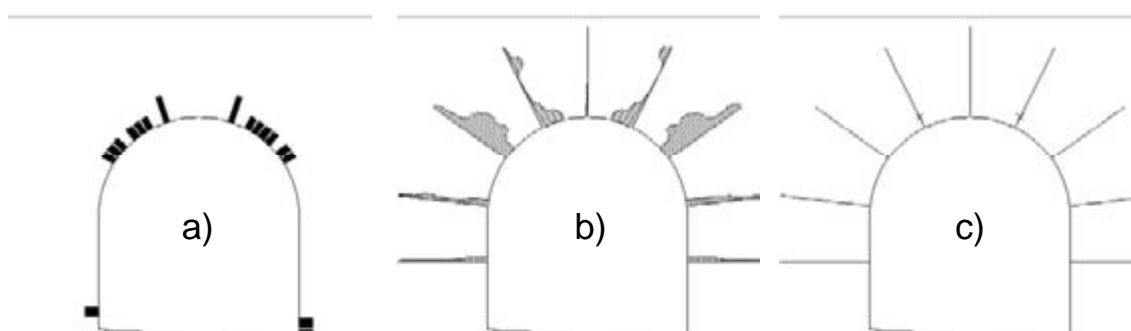


Figur 7. Beräknad respons i bultar för Strategi 1: a) fördelning av axiella krafter, b) flytning i bultmaterialet och c) brott i bultingjutningen.  
*Predicted response in rock bolts for Strategy 1: a) distribution of axial forces, b) yielding of bolt material and c) failure of grout annulus.*

I Strategi 1 förändrar applicerade koefficienter den karakteristiska responsen i bergmassan och förstärkningen för att öka säkerheten i designen. I Strategi 3, vilken är en mer traditionell beräkningsstrategi, baseras den karakteristiska responsen i bergmassan och förstärkningen på "bästa uppskattningar" (av medelvärden) av egenskaper och in-situ spänningar från fält- och laboratorieundersökningar. I Strategi 3 ingår även att osäkerheterna i parametrarna uppskattas (se Tabell 4 i avsnitt 3.3) och att deras effekt på responsen undersöks. Ingen av de parametrar som tilldelats osäkerheter i Tabell 4 har någon individuell påverkan på bultarnas respons och endast fyra av parametrarna har individuell påverkan på sprutbetongens respons, nämligen: (1) en maximal deviatorisk in-situ spänning ökar antalet sprutbetongsegment som uppvisar brott med 7 %, (2) en minimal kohesion i bergmassan ökar brotten i sprutbetongen med 2 %, (3) en minimal

draghållfasthet i sprutbetongen ökar brotten i sprutbetongen med 2 % och (4) ett minimalt avstånd mellan tunnelfronten och installationen av förstärkningen ökar också brotten i sprutbetongen med 2 %.

Genom att välja ut max- och min-värden ur Tabell 4 och kombinera dessa kan "maximal" och "minimal" modellrespons beräknas. Sannolikheten för att sådana parameterkombinationer uppstår i verkligheten är mycket liten, eftersom samtliga parametrar som har effekt på responsen samtidigt måste anta de värden som producerar den. Vid utvärderingen av "minimal" respons erhöles varken flytning/brott i bultar/ingjutning eller brott i sprutbetongen. Figur 8 redovisar responsen i bergförstärkningen då parametrarna kombinerats för "maximal" respons. Det är intressant att observera att denna respons har stora likheter med responsen som visas för Strategi 1 i Figurerna 6 och 7. I någon mening bidrar detta resultat till det perspektiv som Banverket söker och uttrycker att användning av Strategi 1 kan resultera i en överkonservativ tunneldesign. Självklart beror detta i någon mån även på vilken grad/omfattning av beräknad plasticering/brott som kan accepteras i de strukturella komponenterna i en viss designsituation, d.v.s. hur beräkningsresultaten tolkas.



Figur 8. Beräknad "maximal" respons i sprutbetong och bultar för Strategi 3:  
a) tryck- och dragbrott i sprutbetongen, b) fördelning av axiella krafter i bultar och c) brott i bultingjutningen.

*Predicted maximum response in shotcrete and rock bolts for Strategy 3:  
a) compression and tensile failure in the shotcrete, b) distribution of axial forces in rock bolts and c) failure of grout annulus.*

Vid genomförande av känslighetsanalys enligt Strategi 3 erhålls, till skillnad från Strategi 1 och 2, värdefull kunskap om vilka parametrar som är av betydelse för responsen i det bärande huvudsystemets ingående komponenter (i detta fall bergmassa, bultar och sprutbetong). Denna kunskap kan användas för att t.ex. styra (optimera) fält- och laboratorieundersökningar samt fortsatta detaljerade analyser av det bärande huvudsystemet.

## 5 SLUTSATSER

Denna studie har, genom användning av numeriska analyser, försökt att ge ett perspektiv på partialkoefficientmetoden då den tillämpas för design av järnvägstunnlar i enlighet med kraven i BV Tunnel (Banverket, 2002). En jämförelse mellan denna metod (Strategi 1) och två alternativa metoder (Strategi 2 och 3) har presenterats. Distinkta skillnader i beräknad respons för bergmassa och bergförstärkning kan noteras vid jämförelse av de olika beräkningsstrategierna.

Baserat på utförd studie har följande observationer och problem noterats angående användning av partialkoefficientmetoden vid design av konstruktioner i berg:

- Applicering av koefficienter på konstitutiva parametrar (t.ex. hållfasthets- och styvhetsparametrar) förändrar den karakteristiska materialresponsen. Beroende på den specifika bergmassa och geometriska förhållanden som studeras kan denna förändring av responsen leda till deformationsmönster och brottmekanismer som inträffar med mycket låg sannolikhet.

En sådan representation av responsen kan påverka säkerheten eftersom andra potentiella deformationsmönster och brottmekanismer förblir outredda.

- Den stokastiska aspekten på angivna koefficienter kan i vissa fall underskatta och i andra fall överskatta de osäkerheter som är förknippade med olika bergmiljöer. Detta inkluderar såväl osäkerheter i bergmassans egenskaper som magnitud för in-situ spänningar.
- I partialkoefficientmetoden appliceras olika koefficienter för laster och materials bärförmåga. Att skilja på last och bärförmåga är inte tillämpligt för konstruktioner i berg eftersom bergmassan både kan utgöra last och bidra till bärförmågan.
- Vid jämförelse med den mer traditionella beräkningsstrategin i Strategi 3 verkar Strategi 1, och i viss uträkning även Strategi 2, resultera i en överkonservativ tunneldesign för den designsituation som studerats i detta arbete.
- Partialkoefficientmetoden kan, vid tillämpning enligt Strategi 1, för vissa specifika (men realistiska) bergförhållanden vara oanvändbar eftersom de omvandlade förhållandena kan resultera i en hållfasthet för bergmassan och ett in-situ spänningstillstånd som inte är kompatibla, d.v.s. bergmassan plasticerar för ostörda förhållanden.

Vid användning av partialkoefficientmetoden, vilket krävs enligt BV Tunnel (Banverket, 2002), bör ovanstående observationer och problem hållas i minnet.

## 6 REFERENSER

Banverket (2002): *BV Tunnel*. Standard BVS 585.40, Juli 2002.

Barton (2002): *Some New Q-value Correlations to Assist in the Site Characterization and Tunnel design*. Int. J. of Rock Mech. & Min. Sci. 39. pp. 185-216.

Barton, N., Lien, R., and Lunde, J. (1974): *Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Suppor*. NGI, Publication No. 106.

Boverket (1994): *Boverkets handbok om betongkonstruktioner*, BBK 94, Band 1 – Konstruktion.

Boverket (1999): *Boverkets konstruktionsregler*, BKR, BFS 1993:58 med ändringar t.o.m. BFS 1998:39

Brandshaug, T. (2004): *Analysis of Ground Support Using Numerical Models — A Comparison of Results Using Different Strategies with Respect to the Selection of Model Input Data*. Itasca Consulting Group, Inc., Report to Banverket, March 2004.

Chang, Y. (1990): *A Summary of the Literature Study on Effects of the Tunnel's Advancing Face*. Rapport No. 25, Institutionen för jord-ock bergmekanik, Kungliga Tekniska Högskolan, Stockholm.

Hoek, E., Carranza-Torres, C.T., and B. Corkum (2002): *Hoek-Brown Failure Criterion – 2002 Edition*. In NARMS-TAC 2002: Mining and tunnelling innovation and opportunity, Vol. 1, pp. 267-273. R. Hammah et al., Eds. Toronto: University of Toronto Press. Updated version (Oct 2, 2002) available online, URL: [www.rocscience.com](http://www.rocscience.com).

Hoek, E., and Brown, E.T. (1997): *Practical Estimates of Rock Mass Strength*, Int. J. Rock Mech. & Mining Sci. & Geomechanics Abstracts, 34(8), 1165-1186.

Itasca Consulting Group, Inc. (2000): *FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua)*, Version 4.0. Minneapolis: ICG.

Malmgren, L. (2001): *Shotcrete Rock Support Exposed to Varying Load Conditions*. Licentiate Thesis 2001:64, Luleå Univeristy of Technology, Department of Civil and Mining Engineering, Division of Rock Mechanics.

Rocscience, Inc. (2003): *RocLab*, Version 1.007. Toronto, Canada.

Stephansson, O. (1993): *Rock Stress in the Fennoscandian Shield*. In Comprehensive Rock Engineering (Ed. J. A. Hudson), Ch. 17, Vol. 3, pp. 445-489. Oxford: Pergamon Press.

# **INJEKTERINGSFÖRSÖK I ÄSPÖ - UNDERSÖKNINGAR, DESIGN OCH PRAKTISKT UTFÖRANDE**

## **Grouting test at Äspö - Investigations, design and grouting**

*Ann Emmelin, SKB*

*Magnus Eriksson, Avd. för Jord- och bergmekanik, KTH*

*Åsa Fransson, SWECO VIAK/GEO-institutionen, Chalmers*

*Lasse Wilson, Skanska Stora Projekt*

### **SAMMANFATTNING**

Injekteringsförsöket utfördes i kristallint berg på 450 m djup under byggandet av en 70 m lång tunnel. Hydrogeologiska undersökningar genomfördes stegvis vilket resulterade i successivt uppdaterade beskrivningar av bergförhållandena med tillhörande utarbetning av injekteringsdesign och prognos. Tillämpningen av denna kopplade metodik för karakterisering och design innebar att a) systematisk förinjektering kunde undvikas tack vare en detaljerad karakterisering och b) en tidig bedömning av lämplig injekteringsmetodik kunde göras. Baserat på data från ett kärnborrhål gjordes en första beskrivning och tillhörande basdesign samt förutsågs två skärmar. Även om fortsatta undersökningar ledde till förändringar i design längs en del av sträckan gav en kombination av inflödesmätningar och tryckuppbyggnadstester ett underlag för val av bruk och en beredskap för mer extrema förhållanden. Utifrån inflödesmätningar i injekteringshålen var tätningseffekten i skärm 1 ca 99,9 % och i skärm 2 ca 95 %.

### **SUMMARY**

The grouting test was performed in crystalline rock at a depth of 450 m during construction of a 70 m long tunnel. Hydrogeological investigations were made stepwise, resulting in a successive up dating of the rock description followed by preparation of grouting design and prognosis. The application of this coupled methodology for characterisation and design implied that a) systematic pre-grouting could be avoided due to a detailed characterisation and b) an early assessment could be made concerning what is a suitable grouting methodology. The initial description of rock, based on data from a core borehole, was used to prepare a base design, and two grouting fans were anticipated. Even though further investigations resulted in changes in design along a part of the tunnel, a combination of inflow measurements and pressure build-up test gave a basis to choose grout and to be prepared for more extreme situations. Based on inflow measurements, the sealing effect for fan number 1 and 2 was approximately 99,9 % and 95 % respectively.



## STUDIENS AVSIKT OCH OMFATTNING

### *Att täta tätt tätare*

SKB står inför en stor utmaning när man ska täta det underjordsförvar för använt kärnbränsle som man planerar att bygga med start 2010. Tätningen är dels betingad av de gängse kraven att begränsa inverkan på miljön utanför anläggningen och att ha en god miljö för personal och installationer i anläggningen. Dels finns särskilda krav som är relaterade till anläggningens funktion. Bentonitlera kommer att användas som buffertmaterial runt kapslarna och vid återfyllningen av anläggningen vilket kräver ”torra” förhållanden vid inplaceringen. Saltvatten är ogynnsamt för den långsiktiga säkerheten och inträngningen måste begränsas. Förvaret placeras på ca 500 m djup, vilket innebär att också relativt tätt berg ger stora vattenmängder. Det täta berget måste således göras ännu tätare, och det mot ett mycket stort vattentryck.

### *Teori och praktisk metodik*

Tätningen av lagret förutsätts ske huvudsakligen genom injektering. En förutsättning för att kunna genomföra denna på ett kontrollerat sätt är en djupgående förståelse för systemet bergmassa – injekteringsbruk – injekteringsteknik. I två tidigare doktorandprojekt har SKB studerat uppgiften hur berget ska karakteriseras på ett sådant sätt att resultatet kan användas för design av injekteringsutförande baserat på beräkning av bruksspridning (Fransson, 2001, Eriksson, 2002). För att kunna nyttja arbetet i produktionen krävs dock provning och vidareutveckling av den föreslagna metodiken. Bygget av APSE-tunneln i SKBs berglaboratorium Äspö gav ett välkommet tillfälle att pröva såväl teorier som praktiskt utförande under verkliga, men ändå kontrollerade, förhållanden.

### *Vad kan man uppnå?*

Den egentliga anledningen till att bygga APSE-tunneln var att åstadkomma en experimentplats för spänningsrelaterade experiment (Äspö Pillar Stability Experiment). För injekteringsstudien var syftet att:

- Undersöka vad man kan uppnå med bästa tillgängliga teknik, material och kunskap under aktuella förhållanden, d v s relativt tätt berg på stort djup.
- Samla data och utvärdera den tidigare framlagda metodiken för karakterisering och injekteringsprognos.
- Samla data för att kunna vidareutveckla metodiken.
- Bidra till en god försöksplats för pelarstabilitetsexperimenten.

### *Beskrivning 1 och prognos 1 för bygghandling*

Beställare av byggentreprenaden var SKB. Förfrågningshandlingen upprättades av SwedPower. De injekteringsrelaterade avsnitten skrevs i samråd med injekteringsgruppen Chalmers - KTH - SKB, d v s forskargruppen som genomförde studien fungerade också som expertgrupp avseende injekteringen. Vid tidpunkten för upphandlingen av entreprenören, Skanska, var läget för tunneln ännu ej fastställt. När plats var

vald och de geologiska förhållandena blivit närmre kända kunde också omfattningen och ambitionen för injekteringen och injekteringsstudien bestämmas och beskrivas mer i detalj. Baserat på analys av genomförda undersökningar upprättades, i perioden mellan upphandling och entreprenadetablering, en första beskrivning av bergförhållandena med tillhörande utarbetning av injekteringsdesign och prognos. På denna upprättades den slutliga bygghandlingen.

### ***Aktiv medverkan i utförandet***

Förundersökningarna visade ett blött parti vid ca 50-57 m, men att resterande delar av den totala tunnallengden 70 m kunde förväntas vara relativt torra. Injekteringsstudien fokuserades på den vattenförande sträckan där två injekteringskärmar förutsågs. Vid drivningen genom detta parti deltog injekteringsgruppen aktivt. Baserat på utvärderingar av undersökningarna uppdaterades beskrivningar och injekteringsprognoser direkt och resulterade i justering av direktiven för injekteringen. Den aktuella karakteriseringsmetodiken tillämpades på, och data samlades in, längs hela tunnelsträckan. För dessa övriga bedömt ”torra” sträckor fanns ett standardinjekteringsutförande beskrivet tillsammans med gränser för tillämpning och direktiv att kontakta injekteringsgruppen vid högre inläckage.

Skanskas produktionsförberedelser för injekteringsarbetet inleddes med ett gemensamt startmöte där beställarens platsorganisation, forskargruppen för injekteringen samt Skanskas tjänstemän och yrkesarbetare deltog. Vid projektgenomgången presenterades målen för forskningen och produktionen, vilken förväntansmodell som förelåg samt beskrivning av bruksegenskaper och basdesign, samt vilka kontroller som skulle genomföras under utförandet. Genom mötet skapades förståelse för syftet och en noggrann produktionsplanering påbörjades för att nå uppsatta mål och krav. Skanska hade genomgång av arbetsberedningar, kontrollplaner och arbetsbeskrivningar innan injekteringsarbetet påbörjades. Inför varje injekteringskärma upprättade forskargruppen en tydlig instruktion vilken förmedlades vid korta möten innan genomförandena.

## **FÖRSÖKSOMRÅDE**

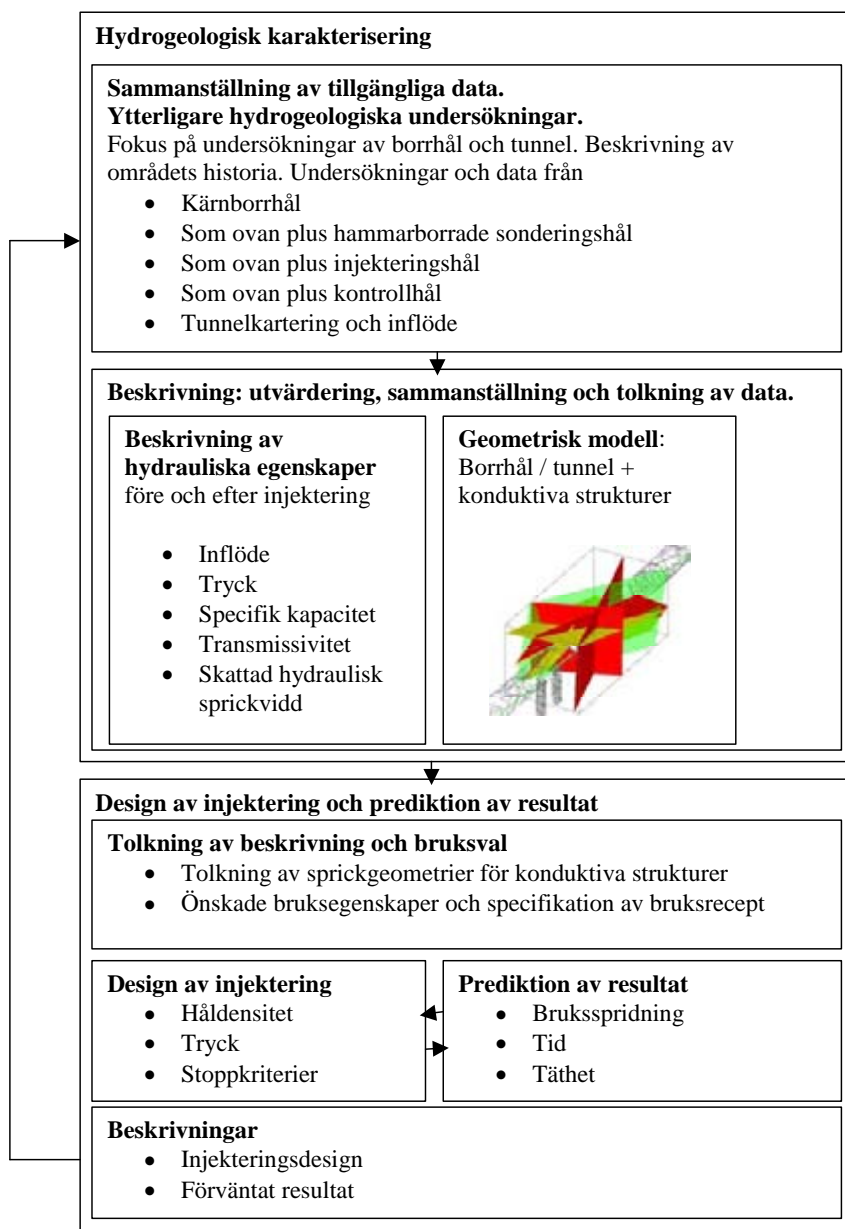
Den huvudsakliga bergarten inom Äspölaboratoriet är en medel- till grovkornig granit till granodiorit. Vid sidan av detta finns ett antal större kroppar med mörkare bergarter såsom diorit-gabbro. Mindre områden eller stråk med finkornig granit är dessutom relativt vanliga i områden med granit-granodiorit.

Försöksområdet återfinns på ca 450 m djup och enligt Andersson *et al.* (2002) som beskriver ett område nära försöksområdet är de mest konduktiva strukturerna branta med orienteringen NW och NNW. Det kärnborrhål (KA3376B01) som inledningsvis borrades parallellt med den planerade tunneln återfinns ungefär vinkelrätt emot dessa strukturer. Den dominerande bergarten i kärnborrhålet var diorit och det totala inflödet till det 80 m långa borrhålet uppmättes till ca 80 L/min.

## ARBETSGÅNG

### Översikt

Figur 1 visar den metodik som användes för hydrogeologisk karakterisering och injekteringsdesign. Metodiken innebär att karakteriseringen och den resulterande beskrivningen successivt byggs upp med ny information från kompletterande undersökningar.



Figur 1 Sammanställning av arbetsmoment för hydrogeologisk karakterisering och injekteringsdesign.

*Figure 1 Compilation of activities for the hydrogeological characterisation and the design of grouting.*

Sammanställningen av data för att konstruera en hydrogeologisk geometrisk modell gjordes med ett tredimensionellt CAD-baserat visualiseringsverktyg, RVS (Rock Visualisation System), se exempel i rutan Geometrisk modell ovan.

### ***Hydrogeologiska undersökningar***

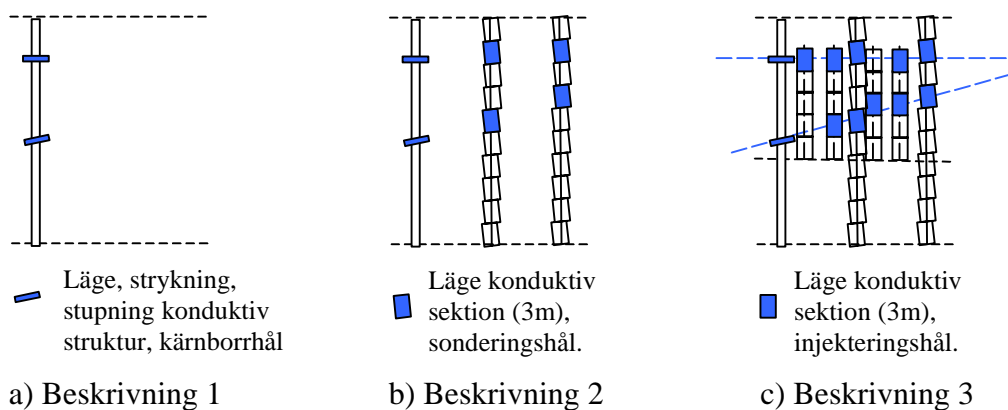
Olika typer av hydrogeologiska undersökningar utfördes för att ge en stegvis förbättrad beskrivning av det sprickiga berget. Beskrivningarna, benämnda beskrivning 1-3, se Tabell 1 och Figur 2 fokuserar på naturligt vattenförande strukturers läge och hydrauliska egenskaper. Inflöde och tryckresponser användes för att utvärdera strukturernas specifika kapacitet och transmissivitet vilka ger en bild av strukturernas förmåga att transportera vatten. Transmissiviteten har i sin tur beräkningsmässigt kopplats till en öppning på sprickan (hydraulisk sprickvidd) vilken användes för val av bruk och för att skatta bruksinträngning.

Tabell 1 Beskrivning 1-3. Typ av borrhål, undersökning och resultat.

*Table 1 Description 1-3. Type of borehole, investigations and results.*

<b>Beskrivning 1</b>	<b>Beskrivning 2</b>	<b>Beskrivning 3</b>
Kärnborrhål	+ Sonderingshål (hammarborrade)	+ Injekteringshål (hammarborrade)
<u>Kärnkartering/BIPS</u> : Läge, strykning och stupning, naturliga sprickor	<u>Under borring</u> : Läge, storlek för inflöde längs borrhål (3 m sektioner)	<u>Under borring</u> : Läge, storlek för inflöde längs borrhål (3 m sektioner)
<u>Posiva Flödeslogg</u> : Läge, storlek för inflöde längs borrhål	<u>Tryckuppbyggnadstest</u> : Inflöde, tryck, Transmissivitet	
<u>Tryckuppbyggnadstest</u> : Inflöde, tryck, transmissivitet		

Beskrivning 1 med tolkade lägen, strykning, stupning, inflöden och skattade vidder för konduktiva, vattenförande strukturer längs kärnborrhålet användes för att besluta vilka delar av tunneln som skulle injekteras. Ett enskilt borrhål ger av naturliga skäl en begränsad bild av bergmassan och Beskrivning 2 med två kompletterande, hammarborrade sonderingshål med läge och storlek på inflöden avsåg att ge en säkrare beskrivning som bättre speglar variationerna i genomsläpplighet. Hålen borrades längre än de potentiella injekteringsskärmarna för att ge viss framförhållning och tid för injekteringsdesign. För hålen ovan gjordes både inflödesmätningar och tryckuppbyggnadstester. Inflödet mättes med en noggrann mätmetod i kärnborrhålet (Posiva flödeslogg) och manuellt i 3 m sektioner under borring av de hammarborrade sonderingshålen. Under tryckuppbyggnadstesterna registrerades flöde och tryck under en längre tid vilket ger viktig information om berget även utanför det absoluta närområdet. I Beskrivning 3, som gjorts som uppföljning efter avslutad injektering och tunneldrivning, har läge och storlek för inflöde i 3 m sektioner längs injekteringshålen lagts till. De olika beskrivningarna kan jämföras med varandra och med slutlig, injekterad och utsprängd tunnel.



Figur 2 Principiell skiss (sedd från ovan) av hur berget beskrivs i olika skeden: a) utifrån kärnborrhål; b) utifrån kärn- och sonderingshål och; c) utifrån kärn-, sonderings- och injekteringshål. Beskrivning 3 inkluderar en möjlig vattenförande struktur.

Figure 2 Principal sketch (seen from above) of how the rock mass is described at different stages: a) based on a core borehole; b) based on a core and probe boreholes and; c) a core, probe and grouting boreholes. Description 3 includes a possible conductive fracture.

Kort kan Beskrivning 1 sammanfattas med att inflöden  $>2$  L/min återfanns i 8 lägen mellan ca 45-66 m längs det 80 m långa kärnborrhålet. Lokalt maxinflöde var ca 30 L/min, transmissiviteten för hela hålet,  $T_{\text{helhål}}$ , var  $1.5E-5$  m<sup>2</sup>/s och konduktiviteten,  $K=T/L=1.9E-7$  m/s. 2 L/min skulle vid rådande grundvattentryck (ca 340 mvp) motsvara en sprickvidd på ca 50  $\mu\text{m}$ , vilket här antagits vara gränsen för vad som är injekterbart med cementbruk. Den skattade hydrauliska sprickvidden var upp till ca 130  $\mu\text{m}$ . Flera av strukturerna verkade vara nära vinkelräta mot kärnborrhålet (och den framtida tunneln). Även för Beskrivning 2, vilken baserats på kärnborrhålet och två hammarborrhållade sonderingshål i varje sektion återfanns de största inflödena mellan ca 45-66 m. För två av sonderingshålen (ca 26 m långa) avvek dock storleken på inflödena markant (maxinflöde för 3 m sektion 180 L/min,  $T_{\text{helhål}}$ :  $1.3E-5$  m<sup>2</sup>/s,  $T/L=K=5.0E-7$  m/s). Inflödet i en sektion antogs härröra ifrån en enskild spricka och den hydrauliska sprickvidden (baserat på 3 m sektioner) var upp till 240  $\mu\text{m}$ . Enligt Beskrivning 3 var medianinflödet för de ca 16 m långa borrhålen i skärm 1:1 ca 84 L/min och skärm 1:2 (en andra injekteringsomgång) ca 3 L/min. För de 18 m långa hålen i skärm 2 var medianinflödet ca 10 L/min (för  $Q/dh \approx T$ , motsvarar detta transmissiviteterna  $4.1E-6$ ,  $1.4E-7$  och  $4.8E-7$  m<sup>2</sup>/s,  $K=T/L$  ger konduktiviteterna  $2.6E-7$ ,  $9.0E-9$  och  $2.7E-8$  m/s).

### Förprovning av bruk

Design av injektering och prediktion av resultat utgör den andra, nedre delen av Figur 1. Den första delen av designen är att utifrån den tolkade sprickgeometrin sätta upp önskade bruksegenskaper och ange recept. Förprovning av bruk utfördes dels på laboratoriet på KTH, dels på plats i tunneln där bruket blandades med den utrustning som användes vid injekteringsarbetet. Syftet med att förprova bruken var dels en egenskapsbestämning för att få indata till beräkningar av bruksspridning och

tätningseffekt, dels att kontrollera att bruken uppfyllde de krav som injekteringssituationen krävde. Baserat på förprovningen kunde också ett kontrollprogram för brukskvaliteten i tunneln sättas samman. Förprovningen inriktades mot att hitta ett bruk med goda inträngningsegenskaper och en låg viskositet mot bakgrund av att sprickorna förväntades ha liten sprickvidd.

De egenskaper som testades i förprovningen är följande:

- Reologi med rotationsviskosimeter enligt Hässler (1991)
- Inträngningsegenskaper med trycktank enligt Eriksson & Stille (2003)
- Densitet med Mud balance standardtest
- Marshkontiden enligt standardutförande
- Vattenseparation och volymsändring enligt SS 13 75 31
- Härdningsförlopp med fallkonförsök enligt SS 02 71 25

Testerna utfördes i Äspö under jord på -220 m nivån. Injekteringsutrustningen, bestående av en blandare av kolloidal typ, omrörare och pump, tillhandahölls och sköttes av personal från Skanska. Cement och flytmedel fanns på plats och vatten togs från färskvattensystemet i tunneln. Blandningstiden var 5 minuter. Först blandades vatten och cement under 1 minut varefter flytmedel tillsattes och blandaren gick ytterligare 4 minuter. Bruket pumpades över till en omrörare från vilken prover togs efter 10, 30 och 60 minuter. Fyra bruksblandningar med Cementas UF16 provades, varav tre med vct 2 och 0,9 vikt-% HPM samt en med vct 1 och 0,9 vikt-% HPM. Egenskaperna hos bruket med vct 0,8 bestämdes inte med anledning av att detta endast planerades användas som ett slutbruk vid injekteringarna. Förprovningen gav egenskaper hos bruken enligt Tabell 2.

Tabell 2 Bruksegenskaper hos de bruk som förprovades i lab och fält.

Table 2 Grout properties for the grouts that were pre-tested in the laboratory and in the field.

Egenskap		Bruk		
		A	B	C
		UF 16, vct 2,0 0,9% HPM	UF 16, vct 1,0 0,9% HPM	UF 16, vct 0,8 0,9% HPM
Reologi	Flyt gräns [Pa]	$0.296 \cdot e^{0.0004t}$	$1.5 \cdot e^{0.0004t}$	-
	Viskositet [Pa]	$0.0056 \cdot e^{0.0004t}$	$0.017 \cdot e^{0.0004t}$	-
Inträngnings- egenskaper	bmin [µm]	37	41	-
	bkritisk [µm]	$0.0032t + 60$	$0.0032t + 75$	-
Densitet	[kg/m <sup>3</sup> ]	1290	1480	-
Separation	[%]	15	5	-

Baserat på resultaten av förprovningsen fastställdes ett program för kontroll av brukskvalitet under produktionen. Syftet med att kvalitetskontrollera bruket var att verifiera att de egenskaper som bedömts som kritiska för injekteringsresultatet skulle vara uppfyllda. Den fortlöpande kontrollen av brukskvaliteten begränsades till följande:

- Reologin verifierades med mätningar av Marshkontiden. Denna mättes en gång och resultatet dokumenterades endast, inga krav fanns.
- Vct kontrollerades genom att densiteten mättes och för avvikelse mer än  $\pm 10\%$  föreskrevs ommätning. Vid avvikelse med mer än 10% även vid den andra ommätningen skulle blandningen förkastas. Mätningarna dokumenterades.
- Inträngningsegenskaperna mättes med filterpump, med 90  $\mu\text{m}$  filter. Två av tre uppdragningar skulle ge full volym (300 ml) annars förkastades satsen. Mätningarna dokumenterades.
- Gjutning av provkroppar för att verifiera när bruket har börjat härda.

Vid den fortlöpande brukskontrollen kontrollerades varje sats med vct 2,0 och 1,0 och de inledande blandningarna med vct 0,8. Trots att den fortlöpande brukskontrollen var omfattande fungerade den bra då kontrollerna är enkla och snabba att utföra i fält. Bruksprovningsen medförde att en blandning förkastades av totalt 67 kontrollerade. Den förkastade satsen klarade inte filterpumpstestet vilket troligtvis berodde på att cement från tidigare blandningar fastnat på kanten till blandaren och blivit inblandat i den aktuella satsen.

### ***Design och praktiskt utförande***

Baserat på den förväntansbild som karakterisering i kärnborrhålet gav (Beskrivning 1) och på resultaten av förprovningsen av bruk definierades ett tekniskt utförande av injekteringen. Beräkningar på bruksspridning och tätningseffekt utfördes enligt Eriksson (2002) för att teoretiskt värdera möjliga tätningseffekter vid olika utföranden. Utifrån resultaten fastställdes en "basdesign" för injekteringen att tillämpa när de förhållanden som påträffades motsvarade förväntansbilden enligt Beskrivning 1. Om förhållandena däremot avvek från förväntansbilden så skulle en ny bedömning av lämplig design göras. Basdesignen definierades som:

- 21 borrhål med ett max spetsavstånd på 2 m.
- Max injekteringstryck 2 MPa över grundvattentrycket.
- Injekteringen avslutas då flödet understiger 0,2 L/min eller då en maximal volym av 200 liter exklusive hålfyllnad injekteras.
- Injekteringen utförs med ett "tjocka på" koncept där först 100 liter exklusive hålfyllnad med vct 2,0 injekteras, därefter 50 liter med vct 1,0 och avslutningsvis 50 liter med vct 0,8.

Vid sonderingsborrning för skärm 1 visade det sig att påträffade förhållanden avvek från förväntansbilden (Beskrivning 1). Karakteriseringen utifrån sonderingshålen (Beskrivning 2) visade på större sprickvidder än vad som tidigare bedömts. Mot bakgrund av den nya förväntansbild som erhöles utfördes därför nya beräkningar och bedömningar vilket resulterade i en ny design vilken definierades som:

- 2 injekteringsomgångar där den första avsåg att tätta de större strukturerna och den andra omgången sluttätning av skärmen.
- 11 borrhål i den första injekteringsomgången och 20 borrhål i den andra omgången.
- Max injekteringstryck 1 MPa över grundvattentrycket i den första injekteringsomgången och 2 MPa över grundvattentrycket i den andra omgången.
- Injekteringen avslutas då flödet understiger 1 L/min i den första omgången och 0,2 L/min i den andra eller då en maximal volym av 200 liter exklusive hålfyllnad injekterats i båda omgångarna.
- Injekteringen utförs med ett ”tjocka på” koncept där först 50 liter exklusive hålfyllnad med vct 1,0 injekteras, därefter 50 liter med vct 0,8 injekteras i första omgången. I andra injekteringsomgången injekteras först 100 liter exklusive hålfyllnad med vct 2,0 injekteras, därefter 50 liter med vct 1,0 och avslutningsvis 50 liter med vct 0,8. Injekteringen utförs först i hål med högsta flöde och därefter i avtagande ordning.

Sonderingen för skärm 2 förändrade ej den ursprungliga förväntansbilden och basdesignen var därför tillämplig. Av produktionsskäl modifierades dock denna något. Flödeskriteriet sattes till att understiga 1 L/min under 5 minuter istället för att flödet skulle understiga 0,2 L/min under 1 minut.

Utrustningen som användes för injekteringsarbetet var en mobil injekteringsplattform där dosering av cement, vatten och tillsatser utförs manuellt. Injekteringsplattformen bestod av en blandare av kolloidal typ, en omrörare samt en kolvpump med en utgång (maxtryck 100 bar och 90 L/min). Tryck, flöde och inpumpad volym mättes automatiskt. Injekteringsarbetet utfördes av två yrkesarbetare.

Injekteringsarbetet var tidskrävande. Dels tog injekteringsborrningen lång tid med inflödesmätning vid varje stångskarvning, dels tog det lång tid att komma ned till de låga flöden som föreskrevs som stoppkriterium. Utrustningen var heller inte optimerad då endast två skärmar var planerade att genomföras. Dock effektiviserades arbetet efter hand och den sista injekteringsskärmen utfördes inom ett dubbelskift, 14,4 timmar. En bild av den färdiga APSE-tunneln visas i Figur 3.

## **DISKUSSION OCH SLUTSATSER**

För att kunna bestämma ett lämpligt bruk och tekniskt utförande av en injektering behövs information om de vattenförande strukturerna. I fall där kraven på injekteringen är måttliga och strukturernas egenskaper någorlunda kända, kan ett för objektet standardiserat injekteringsutförande baserat på tidigare erfarenheter användas. I fall där kraven är höga och en stor variation i egenskaper hos strukturerna förväntas uppträda behövs mer detaljerad information. I det fall som blivit presenterat behövdes detaljerad information om sprickstrukturerna.





Figur 3 APSE-tunneln i Äspö (foto: Nick Barton)

Figure 3 The APSE tunnel, Äspö

Beskrivningarna 1-3 (1: baserad på kärnborrhål, 2: kärnborrhål och sonderingshål och 3: kärnborrhål, sonderingshål och injekteringshål) visade god överensstämmelse framförallt beträffande var inflödena återfanns. Detta innebar att lägen för injekterings-skärmarna inte behövde ändras under arbetets gång. För skärm 2 (ca 48-66 m längs kärnborrhålet) stämde även storleken på inflödena. För skärm 1 (38-54 m) visade dock sonderingshålen betydligt större inflöden än kärnborrhålet. En förklaring skulle kunna vara att sondhålen och kärnborrhålet inte korsar samma strukturer. En annan möjlig förklaring är att hålen träffat samma struktur men i områden med olika genomsläpplighet. För beskrivningarna antas naturliga inflöden ge en bild av en korsande spricka i nära anslutning till borrhålet. Tryckuppbyggnadstester, som utfördes i kärnborrhål och sonderingshål, registrerar flöde och tryck under en längre tid vilket ger kompletterande information om berget även utanför det absoluta närområdet. Den från tryckuppbyggnadstesterna utvärderade transmissiviteten indikerade här en mer genomsläpplig struktur än vad som kunde tolkas från det naturliga inflödet till kärnborrhålet. Sonderingshålen kan tänkas spegla denna mer genomsläppliga del av strukturen.

Tillämpningen av den kopplade metodiken för karakterisering och design innebar i denna studie att a) systematisk förinjektering kunde undvikas tack vara en detaljerad

karaktärisering och b) en tidig bedömning av lämpligt injekteringsmetodik kunde göras. Det visade sig att den bedömning av strukturerna som gjordes tidigt (Beskrivning 1) och mot vilken en basdesign formulerades avvek för mycket för att kunna följas i alla lägen. Det är naturligt att en variation i egenskaper uppträder och man måste därmed ha en beredskap för att andra än de förväntade förhållandena påträffas. I det presenterade fallet fick en liten ökning av sprickvidderna en dramatisk effekt på inflödet på grund av de höga vattentrycken.

Beträffande den hydrogeologiska karaktäriseringen kan sägas att en kombination av inflödesmätningar och tryckuppbyggnadstester verkar kunna ge underlag för val av bruk (sprickans egenskaper nära borrhålet) och en beredskap för mer extrema förhållanden (egenskaper utanför det absoluta närområdet).

Själva injekteringen utfördes i princip som brukligt. Den stora skillnaden bestod i att arbeta mot de höga vattentrycken och med mycket lågt flödeskriterium. Kontrollerna på bruken var även mer omfattande än brukligt. Om fler skärmar hade utförts kunde mer praktisk erfarenhet och fler praktiska slutsatser ha erhållits och eventuellt kunde modifieringar i konceptet ha gjorts. Injekteringarna resulterade i en mycket torr tunnel och injekteringskoncept och bruksval bedöms därför som lämpligt för den situation som påträffades. Utifrån mätningar i borrhål under injekteringarna är effekten av injektering i den första injekteringsskärmen ca 99,9 % och i skärm 2 ca 95 % tätning.

## **REFERENSER**

Andersson, P., Byegård, J., Dershowitz, B., Doe, T., Hermanson, J., Meier, P., Tullborg, E-L. and Winberg, A. (ed.), 2002. Final report of the TRUE Block Scale project. 1. Characterisation and model development. Technical Report TR-02-13. Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Company, Stockholm.

Eriksson, M., 2002. Prediction of grout spread and sealing effect. A probabilistic approach. Doktorsavhandling, Kungliga tekniska högskolan, Avdelningen för jord- och bergmekanik. Stockholm.

Eriksson, M., Stille, H., 2003. A Method for Measuring and Evaluating the Penetrability of Grouts. Proc. to Grouting and Ground Treatment Conference, New Orleans 2003, pp 1326-1337.

Fransson, Å., 2001. Characterisation of Fractured Rock for Grouting Using Hydrogeological Methods. Doktorsavhandling, Chalmers tekniska högskola, Geologiska institutionen, Göteborg, Sweden.

Hässler, L., 1991. Grouting of Rock - Simulation and Classification. Doktorsavhandling, Kungliga tekniska högskolan, Avdelningen för jord- och bergmekanik. Stockholm.

SS 13 75 31 – Geotekniska provningsmetoder - Vattenseparation, BST  
Byggstandardiseringen, SIS – Standardiseringskommissionen i Sverige.

SS 02 71 25 – Geotekniska provningsmetoder - Skjuvhållfasthet, BST  
Byggstandardiseringen, SIS – Standardiseringskommissionen i Sverige.

# INJEKTERING MED SILICA SOL I HALLANDSÅSTUNNELN

## Grouting with silica sol in the Hallandsåstunnel, Sweden

*Johan Funehag, Chalmers tekniska högskola, GEO*

### SUMMARY

Two large field-scale tests with silica sol took place in the partly excavated tunnel in "Hallandsås" in the south of Sweden and were performed in January - February 2003. A total of nearly 50 boreholes were drilled and in the boreholes water loss- and inflow measurements were conducted to evaluate the permeability of the rock mass. The method used is called split-spacing for which the distances between the boreholes are gradually decreased. The boreholes were then grouted with Cembinder® U22® and the penetration and the sealing efficiency were estimated using the neighboring boreholes. The study indicates that Cembinder® U22® can penetrate and seal very narrow fractures and the ingress of flow is reduced by a factor 10. The resulting conductivity of the rock mass can be as low as  $10^{-9}$  m/s. Before grouting the conductivity of the rock mass was evaluated to be  $10^{-7}$  m/s.

### SAMMANFATTNING

Two större fältförsök med silica sol genomfördes i en av tunnarna i Hallandsås under januari-februari 2003. Totalt borrades nästan 50 borrhål och hydrauliska tester genomfördes för att utvärdera permeabiliteten i bergsmassan. Metoden som användes kallas split-spacing där borrhålsavståndet successivt minskas. Borrhålen injekterades med Cembinder® U22® och inträngningen och tätningseffekten utvärderades genom de närliggande borrhålen. Studien visar att Cembinder® U22® kan tränga in och täta väldigt smala sprickor. Inflödet minskades med faktor 10. Den slutliga konduktiviteten av bergsmassan kan vara så liten som  $10^{-9}$  m/s. Bergsmassan innan injekteringen har en konduktivitet på ca.  $3 \cdot 10^{-7}$  m/s.

### INLEDNING

I januari och februari 2003 genomfördes försök med ett nytt injekteringsmedel kallat Cembinder U22 i den nordvästra stoffen i tunnarna genom Hallandsås. Försöket utarbetades av Chalmers och Swedpower i samarbete med Banverket och Eka Chemicals. Skanska genomförde injekteringsarbetet. Försöket finansierades av Banverket, Eka Chemicals bidrog med injekteringsmedlet samt laboratorieanalyser, Swedpower bidrog med personal samt experthjälp. Utvärderingen har ingått som en del i ett forskningsprojekt om silica sol som injekteringsmedel finansierat av FoU-Väst, SBUF och KK-Stiftelsen.

Försöket hade två övergripande syften: Göra en miljöbedömning av Cembinder U22 i realistiska förhållanden samt öka förståelsen för spridningen och inträngningen i bergsprickor. Miljöbedömningen utförs av banverket och delges inte i denna artikel. För att få en ökad förståelse av injekteringsmedlet är syftet med detta försök undersöka om tätheten hos en tidigare cementinjekterad bergsmassa kan öka efter injektering med Cembinder U22. Vidare är tätningseffekten och inträngningslängderna av central betydelse för förståelsen. Då injekteringsmedlet inte har testats i en så stor omfattning som detta fältförsök tidigare så skall även hanterbarheten av injekteringsmedlet under verkliga arbetsförhållanden studeras.

Av central betydelse vid fintätning av en bergsmassa är vidden, eller aperturen, på sprickorna. Sprickvidden utvärderas från de borrhålstester som utförs genom att ansätta att transmissiviteten är lika med den specifika kapaciteten ( $T=Q/dh$ ) (Fransson, 2001). Vidare utvärderas hydrauliska sprickvidden från den ”kubiska” lagen enligt ekvation 1 nedan. Detta innebär att vi antar att den hydrauliska sprickvidden också är karakteristisk för inträngningen av injekteringsmedlet.

$$\frac{Q}{dh} \approx T = \frac{\rho g b^3}{12\mu_w} \dots(1)$$

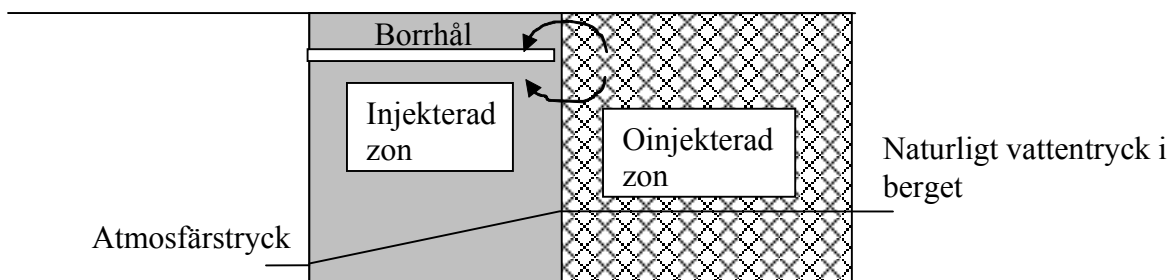
Där ekvationen beskrivs av; den hydrauliska sprickvidden,  $b$  [m], flödet,  $Q$  [m<sup>3</sup>/s], viskositeten för vatten,  $\mu$  (vid 10°C =1,31\*10<sup>-3</sup> Pas), aktuellt injekteringsövertryck,  $dh$  [mvp], densiteten för vatten,  $\rho$  (vid 10°C =999,7 kg/m<sup>3</sup>) och jordaccelerationen,  $g$  [m/s<sup>2</sup>].

Försöket i sin helhet skall ge dels en beskrivning av bergsmassan avseende på de finare sprickorna samt beskrivning av ett metodval för att kunna utföra robusta injekteringsstrategier för kommande projekt och arbeten.

## Platsbeskrivning

Försöket utfördes i stoffen i nordvästra tunneln vid sektion 191+780. Bergarterna är främst gråröd till grå gnejs och gråsvart, granatförande amfibolit. Det finns även förekomster av rödgrå, porfyrisk gnejsgranit. Amfiboliten uppträder som gångar eller stråk i gnejsen. Utifrån den uppritade plansektionen över det redan drivna tunnelavsnittet är amfibolitgångarna markerade med punkter (Kapetonovic, 2000). Erfarenhetsmässigt är gångarnas strykning N50°O, alltså subparallella med tunneln, stupningen är 30-50°V. Bredden på gångarna är ca 5-15m. Den bergsmassa som injekteringsförsöket skall utföras i är tidigare injekterad med cement (Ultrafin, vct 3,0).

Den konceptuella modellen över aktuellt bergsparti visas i figur 1 nedan. Den baseras på kännedomen av att stoffen från sektion 191+780-191+789 är injekterad med cement.

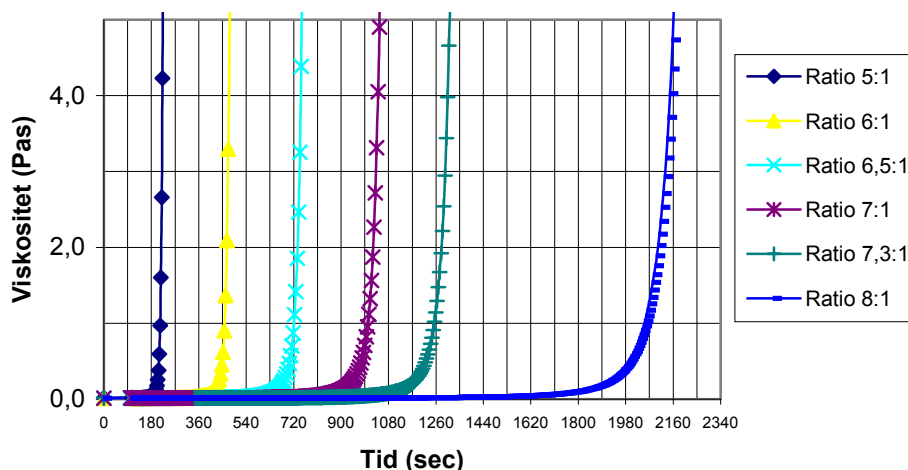


Figur 1. Konceptuell modell över stufven för injekteringsförsöket. *Conceptual model of the rockmass for the field study*

Modellen vill visa hur det naturliga trycket påverkas av den injekterade zonen. Då stufven är kraftigt uppsprucken antas att det finns en direkt hydraulisk kontakt mellan de borrhål som borrar i den injekterade zonen med de sprickor som finns i den oinjekterade bergsmassan.

## MATERIAL OCH METOD

I detta försök användes produkten Cembinder® U22® som tillverkas av Eka Chemicals, Bohus. Cembinder® U22® tillhör gruppen silica soler och är en kolloidal lösning av kiselpartiklar i vatten. När silica solen blandas med vanligt koksalt startar reaktionen och kiselpartiklarna bildar bindningar mellan sig. Kisellösningen blandades med en 10%:ig lösning av natriumklorid (koksalt) i ett förhållande på 8 på 1 (volymsandelar) för att få en stelningstid på ca 40 minuter. Figur 2 nedan visas hur viskositetsutvecklingen ser ut vid olika blandningsförhållande (ratio) med saltlösningen. Till en början uppträder silica solen med en konstant låg viskositet (ca. 10mPas, vatten=1mPas) efter en viss tid ökar viskositeten kraftigt och silica solen stelnar till en fast och hård gel.



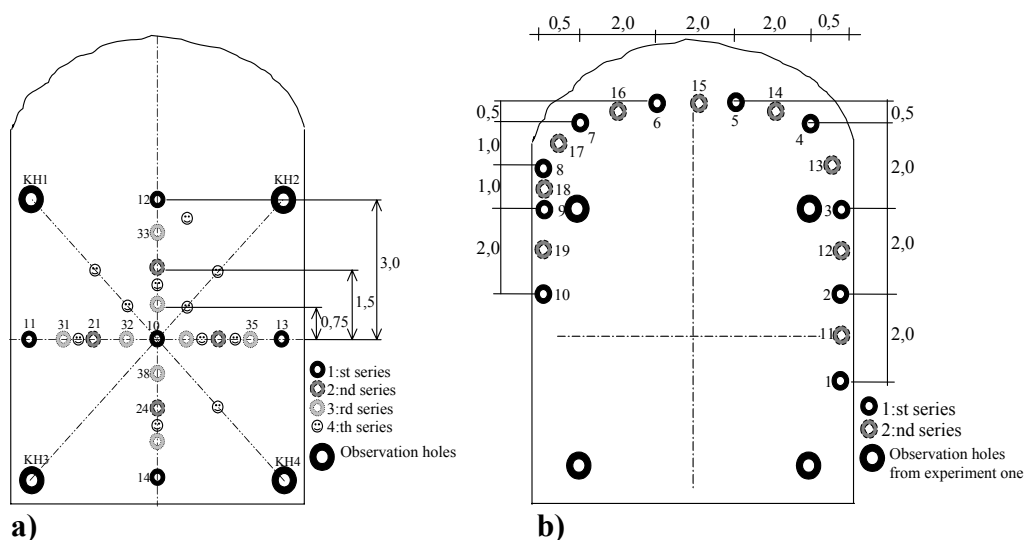
Figur 2. Viskositetsutvecklingen för Cembinder U22 vid olika blandningsförhållande med saltlösningen vid en temperatur av 8°C. *The viscosity development of Cembinder U22 at different mixing ratios with the salt solution at a temperature of 8°C.*

## Försökslayout

Metoden som används kallas split-spacing och är främst framtagen för att tätta berget vid dammanläggningar men har visat sig effektiv även vid utvärdering av injekteringsmedels tätningsförmåga samt inträngningsegenskaper (Axelsson and Nilsson, 2002).

För det första försöket användes de fyra första kontrollhålen, KH1 – KH4, för att bestämma ett referensvärde på konduktiviteten bakom stuffen (figur 3a). Injekteringsborrhålen är utförda i ett kors. Första omgångens borrhål, 10 – 14, är utförda i korsets mitt och ändpunkter. Efter det att de hydrauliska testerna är utförda i omgången injekteras hålen och en ny omgång borrhål borrar precis mitt emellan förra omgångens borrhål. Hydrauliska tester utförs igen och proceduren upprepas. Totalt borrades fyra omgångar. Sista omgången placerades delvis mitt emellan tredje omgångens borrhål och utspritt i stuffen. En omfattande kartering av stuffen är utförd för att fastställa sprickmönstret och en rad olika hydrauliska mätningar utfördes under försöket. Borrhålslängden är i samtliga omgångar 8 m. Borrhålen 10-14 motsvaras av borrhålsomgång 1. Borrhålen 21-24 motsvaras av borrhålsomgång 2. Borrhålen 31-38 motsvaras av borrhålsomgång 3. KH står för kontrollhål och är numrerade från 1-4. I försök 1 har den effektiva injekteringstiden satts till 22 min och injekteringsövertrycket till 6 bar.

För försök 2 var strategin att efterlikna en så traditionell injektering som möjligt med stoptryck motsvarande 17-20 bar i totaltryck. För att utvärdera injekteringsresultatet i den cementinjekterade bergsmassan har även i detta försök borrats ett antal hål precis mittemellan föregående injekteringshål (figur 3b). Omgång 1 (Bh 1-10) borrades först och hydrauliska tester utfördes.



Figur 3. Schematisk bild över borrhålsplaceringen i de båda försöken.  
a) Försök ett. b) Försök två. Måttangivelserna är i meter. *Schematic layout for the location of the boreholes in the two field experiments. a) experiment one. b) experiment two. All distances are in meters.*

Efter detta injekterades borrhålen enligt strategin beskriven ovan. På samma sätt som i split-spacing metoden, borrades andra omgången (Bh 11-19) precis mittemellan förra omgångens borrhål och hydrauliska tester utfördes. Detta ger då ett mått på hur tätningseffekten är av första omgångens borrhål med ett c/c avstånd på 2 m. Samtliga av dessa hål borrades till ett djup av 10,5 m med en stickvinkel på 25° vilket gör att borrhålen är inom den cementinjekterade zonen. Borrhålsdiametern är fortfarande 64 mm. Borrhålen i omgång två borrades sedan upp till ett totalt djup på 14,5 m för att utvärdera genomsläppligheten i den oinjekterade bergsmassan framför fronten.

## Karakterisering

För att utvärdera injekteringsresultatet har hydrauliska tester använts. De tester som har använts är: injektionstester med konstant tryck och naturliga inflödesmätningar.

I injektionstestet med konstant tryck injiceras vatten i borrhålet under konstant tryck. Vattenflödet och tryck registreras varje ½-minut för att kontrollera att flödet stabiliserats. Hela mätningen antas erfordra 10-15 minuter. Transmissiviteten utvärderas genom att ansätta  $T=Q/dh$ . Alltså att transmissiviteten är lika med den specifika kapaciteten (flödet genom injiceringstryck) (Fransson, 2001). Injektionstesterna utfördes för hela borrhålet, sk fullhålmätningar (mätt sektion motsvaras av 7 m). Fullhålmätningen ger ett mått på konduktiviteten eller transmissiviteten på det totala antalet sprickor som korsar borrhålet.

Det naturliga inflödet menas, det vatten som rinner ur borrhålet genom exempelvis en manschett. Detta mäts när stabilt flöde har uppnåtts. Beroende på hur stort inflödet är och vilket hydraulisk kontakt borrhålet har med sprickorna kan detta ta olika lång tid från någon minut upp till fem minuter. Volymen vatten mättes under en bestämd tid vilket ger flödet.

## Befintliga data

Kärnboringen, NV01, är karterad av Kristian Annertz och Peter Danielsson och sammanställd i en rapport skriven av Annertz och Gass (Annertz, Gass, 1999). Den totala längden av borrhålet är ca 650 meter och går horisontellt i riktningen sydväst (35°) längs tunnelsträckningen från sektion 191+780. Sprickfrekvensen är relativt hög, ca 17 sprickor per meter för de första 74 meterna av borrhålet och består främst av gnejs/gnejsiggranit. Sprickmineralen är främst klorit. Vidare så är sprickorna som är synliga i väggar och tak av den drivna delen av tunneln karterade. Totalt så karterades 618 sprickor med avseende på strykning och stupning. Huvudsakligen kan tre sprickriktningar urskiljas nämligen; 60°, 120° och 170°.

I NV01 har även ett tryckuppbyggnadstest utförts där det naturliga inflödet och trycket mätts. De mätta flödesökningarna varierar från 20- 100 l/min för de första 74 meterna (Kapetonovic, 2000).

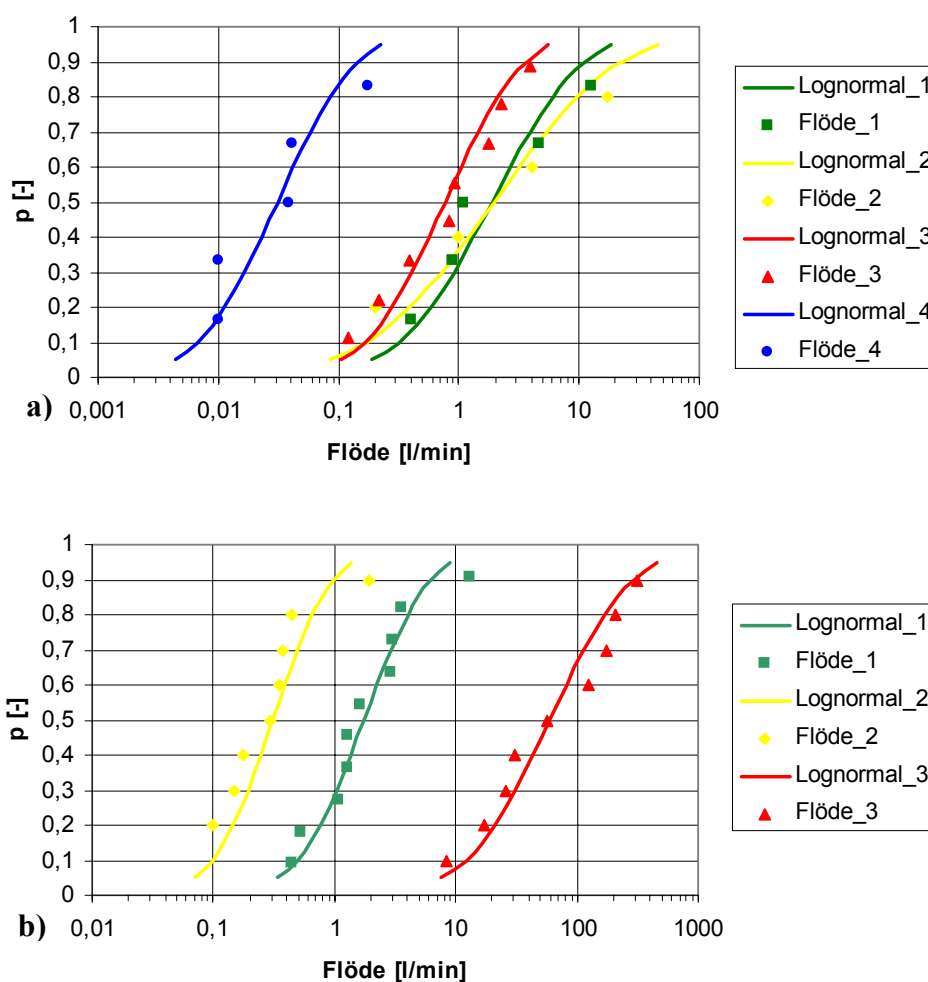


## RESULTAT

Injekteringsövertrycket för försök 1 var 6 bar och injekteringstiden var 22 minuter. Injekteringsmängderna var i storleksordningen ca 30- 50 liter inklusive borrhålsvolymen. För försök 2 var de uppnådda stopptrycken ca 17- 20 bar och volymerna varierade från ca 150 – 900 liter. I de nedanstående resultaten presenteras de uppnådda naturliga inflödena omgångsvis för de båda försöken. Vidare så presenteras även en teori om hur sprickviddsfördelningen kan se ut i berget samt vilka sprickvidder som har tätats.

### Naturliga inflödet

De naturliga vatteninflödena för försök 1 och 2 redovisas i figur 4. Medianvärdena motsvarar en sannolikhet på 0,5 ( $p=0,5$  på y-axeln i diagrammen nedan).



Figur 4. Naturliga inflöden plottade som lognormalfördelningar (linjer) och de faktiska värdena (punkter). a) Inflöden från försök 1. b) Inflöden från försök 2. *Natural inflows to the boreholes. Lognormal plots (lines) and actual values (dots). a) Inflow from trial 1. b) Inflow from trial 2.*

För försök 1 (figur 4a) har medianinflödet (sannolikhet på  $p=0,5$ ) sjunkit från 2,0 till 0,03 l/min, en faktor på nästan 100. Mellan omgång 1 och 2 har inflödet inte sjunkit. Sannolikt beror detta på att den effektiva spricklängden till kontakt med intilliggande borrhål är längre än 1,5 m. Mellan omgång 2 och 3 har medianinflödet sjunkit till 0,8 l/min.

För försök 2 (figur 4b) har inflödet sjunkit från 2,0 till 0,2 l/min i medianvärde. Den oinjekterade bergsmassan har ett inflöde på 70 l/min och representeras av de 14,5 m långa borrhålen. Den enbart cementinjekterade bergsmassan kan representeras av omgång 1.

## Sprickfrekvens och inträngningslängd

Sprickvidden är av central betydelse vid injektering. Utifrån tryckuppbyggnadstestet i NV01 och tillhörande flödesmätning är det möjligt att få en uppfattning även hur de mindre sprickorna är fördelade. För att beskriva hur de minsta sprickorna är fördelade används här en statistisk fördelning. En fördelning kallad paretofördelning används i sammanhang där man vill beskriva extrema händelser. Enligt tidigare studier har Hallandsås generellt några få stora sprickvidder som är starkt vattenförande och ett stort antal sprickor som endast för lite vatten. För beskrivning av sprickviddsfördelningen i sprickigt berg passar den här fördelningen således bra.

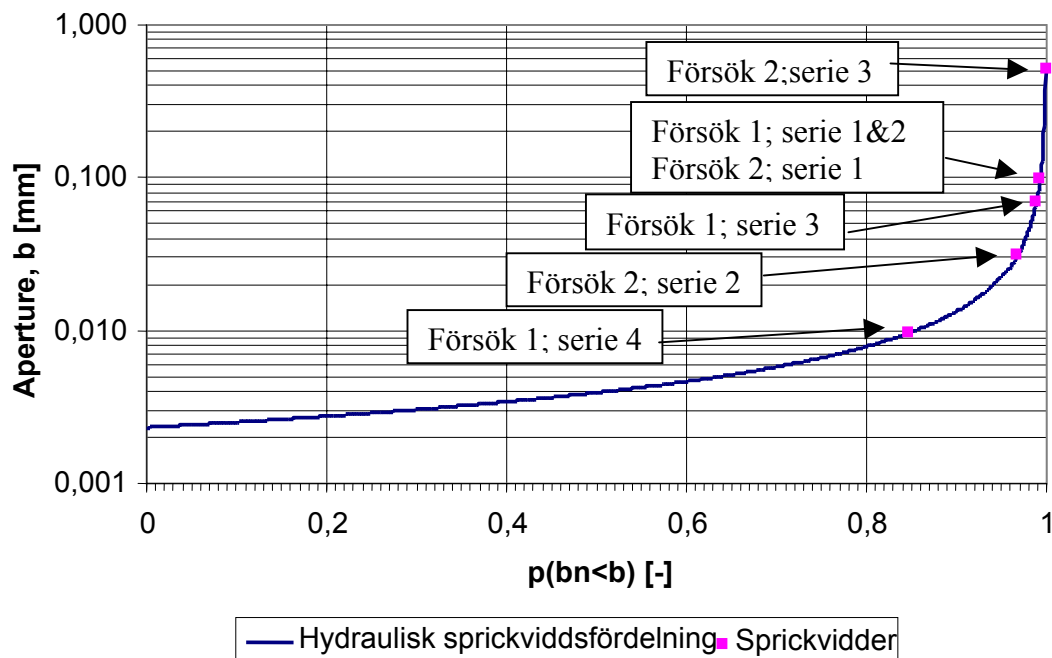
Analysen är gjord för de första 74 m av borrhål NV01. Totalt registrerades 8 inflöden längs de första 74 m, från 19 l/min som minimum till 98 l/min som maximum, av ökning av inflödet. Det totala antalet sprickor för de första 74 m är 1112 st. Den totala borrhålstransmissiviteten utgörs av summan av alla öppna spricktransmissiviteter i borrhålet. I paretofördelningen ingår en konstant,  $k$ , vilket beskriver formen på den fördelningskurva som erhålls. Genom att ansätta olika mätgränser på transmissiviteten för inflödesmätningarna i NV01, här 5 mätgränser, och kombinatorik kan konstanten  $k$  bestämmas (Fransson, 1999). Fördelningsfunktionen för paretofördelade spricktransmissiviteter är (ekvation 2):

$$P(T_n < T) = 1 - \frac{(T_{\max} / T)^k}{(N + 1)} \dots (2)$$

Där  $P(T_n < T)$  är sannolikheten för att transmissiviteten i en viss spricka  $n$  skall vara mindre än  $T$ .  $N$  är antalet sprickor och  $k$  är paretofördelningens formparameter.

Då det maximala värdet av transmissiviteten (hela borrhålet),  $T_{\max}$ , ofta är lätt att bestämma utgår fördelningen från detta värde.

Vidare är den hydrauliska sprickvidden,  $b$ , kopplad till transmissiviteten,  $T$ , via ”cubic law” (ekvation 1). Nedan visas paretofördelningen av sprickvidderna (aperturer) samt även vilken största öppna sprickvidd som motsvaras av de hydrauliska testerna (figur 5).



Figur 5. Paretofördelning över sprickvidder, aperturer för kärnborrhålet NV01. I fördelningen är även resultaten av hydrauliska testerna omräknade till sprickvidder inritade. *Pareto distribution for fracture apertures for the borehole NV01. In the distribution the results of the hydraulic tests calculated to apertures are also presented*

För att åskådliggöra vilka minsta sprickvidder som både cement injekteringen och silica solen har tätat summeras de ovanstående resultaten i tabellen nedan (tabell 1).

Tabell 1. Resultat av analysen av minsta sprickvidd som tätats vid de olika injekteringsomgångarna.

Försök/serie	Min sprickvidd [mm]	Borrhålsavstånd (m)	Situation
1/1	0,095	-	Den tidigare cement injekteringen
1/2	0,095	1,5	Konduktiviteten är den samma som i försök 1 serie 1. Ej någon ytterligare tätning har erhållits.
1/3	0,068	0,75	Cembinder U22 injekterat
1/4	0,009	0,375	Cembinder U22 injekterat
2/1	0,095	-	Den tidigare cement injekteringen
2/2	0,030	1,0	Cembinder U22 injekterat
2/3	0,500	-	Naturligt berg

## DISKUSSION OCH SLUTSATSER

Genom att borrhålen i omgång 2 försök 2 borrades upp till ett djup av 14,5 m, gjorde det möjligt att utvärdera ett referensvärde på genomsläppligheten för den oinjekterade bergsmassan. Från det naturliga inflödet är det möjligt att utvärdera konduktiviteten genom att ansätta att den specifika kapaciteten är lika med transmissiviteten (ekvation 1) vilket i sin tur är lika med konduktiviteten gånger mätsektionens längd. En summering av de resultat på specifika kapaciteter som åstadkommit i stufen NV191+780 återfinns i tabellen nedan (tabell 2).

Tabell 2. Specifika kapaciteten och konduktiviteten för de tre olika situationerna i stufen.

<b>Bergsmassa</b>	<b>Medianinflöde [l/min]</b>	<b>Konduktivitet [m/s]</b>
Naturligt berg, oinjekterat	70	$3,0 \times 10^{-6}$
Cementinjekterat berg	2	$5,0 \times 10^{-8}$
Cembinder U22® injekterat berg	0,03	$1,1 \times 10^{-9}$

Från beskrivningen av sprickviddsfördelningen kan man sluta sig till att Cembinder U22 har en förmåga att tränga in i sprickor ner till 0,009 mm. Detta medför att 99,96 % av den ursprungliga genomsläppligheten har tätats.

Försöket visar på att Cembinder U22 kan tränga in och täta mindre sprickor än vad ett traditionellt injekteringscement klarar. Injekteringsmedlet är lätt att hantera samt gel tiden kan lätt justeras med salthalten som tillsätts, mer salt ger kortare gel tid. Kvadrat roten på gel tiden är proportionell mot inträngningslängden (Axelsson och Nilsson, 2002) och kan därför är det möjligt att justera gel tiden för att passa karakteriseringen av bergsmassan.

## REFERENSER

Annertz K., Gass R. (1999): Kärnborrhål NV01. Borrning och Geologi. Banverket. Södra Banregionen. *Icke publicerat material.*

Axelsson, M., Nilsson, J., 2002. Sealing of narrow fractures in rock with use of silica sol -an introductory study on material characteristic and behaviour as a grout. Department of Geology, Chalmers University of Technology, Göteborg.

Fransson, Å., 2001. Characterisation of fractured rock for grouting using hydrogeological methods. Department of Geology, Chalmers University of Technology, Göteborg.

Fransson, Å., 1999. Grouting predictions based on hydraulic tests of short duration: Analytical, numerical and experimental approaches. Department of Geology, Chalmers University of Technology, Göteborg.

Kapetanovic A. (2000): Planritning över norra delen av tunneln. Sprickkartering och bergartskartering. Banverket. Södra Banregionen. *Icke publicerat material.*

# BÄRVERKAN HOS BERGFÖRANKRAD FIBERARMERAD SPRUTBETONG

## Structural behaviour of fibre reinforced sprayed concrete anchored in rock

*Tekn Dr. Ulf Nilsson, SCANDIACONSULT / RAMBÖLL*

### **Sammanfattning**

Studien analyserar bärförmågan för en bergförankrad tunnelförstärkning både experimentellt och teoretiskt. Mekanismer som påverkar bärförmågan, såsom kupolverkan och den ojämna formen har speciellt studerats. En utförlig undersökning av genomstansningskapaciteten för fiberarmerade plattor har också genomförts. Resultaten visar att kupoleffekt och den oregelbundna geometrin kan bidra till att öka bärförmågan i böjning avsevärt och att stansbrottet i en fiberarmerad platta ter sig annorlunda jämfört med en stångarmerad platta.

### **Summary**

In the present study the load bearing capacity of a bolt-anchored tunnel lining has been analysed both experimentally and theoretically. Mechanisms that influence the load bearing capacity such as compressive arch action and the irregular shape of the lining were especially studied. Moreover, a thorough investigation of the punching capacity of fibre reinforced concrete specimens has been performed. The results indicate that compressive arch action and the irregular shape of the lining may contribute considerably to the load bearing capacity in bending and that the punching failure in a fibre reinforced concrete slab is different compared to that in an ordinary reinforced concrete slab.

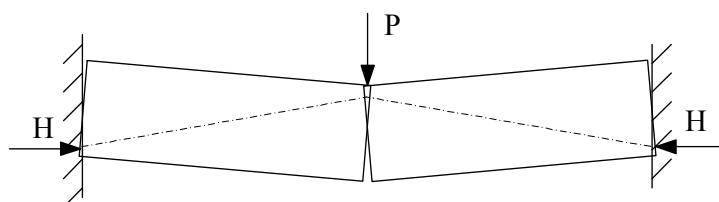
## **1 INTRODUKTION**

Denna artikel baseras på ett doktorsarbete vid KTH med titeln ”Structural behaviour of fibre reinforced sprayed concrete anchored in rock”, [5] och presenterar endast översiktligt valda delar av denna studie. För en mer utförlig redovisning hänvisas till [5]. Fiberarmerad sprutbetong används i stor utsträckning vid förstärkning av berganläggningar. Trots att materialet kommit till en mycket stor användning inte minst i tunnlar med stor trafikintensitet är dess bärförmåga inte dokumenterad på ett tillfredställande sätt. Det är rimligt att anta att många av dessa bergförstärkningar är kraftigt överdimensionerade. Detta gäller speciellt för fiberarmerad sprutbetong som samverkar med bergbultar, där det i dag är mycket svårt att genom beräkningar föreskriva erforderlig förstärkningsmängd med avseende på önskat verknings sätt för konstruktionen. Detta beror bl.a. av den ofta mycket komplicerade geometrin hos bergytan på vilken sprutbetongen appliceras och hur detta påverkar förstärkningens bärförmåga och styvhet. Tidigare försök publicerade av författaren till denna artikel [4] har visat att brottlinjeteori baserad på ett moment/rotationssamband i en böjspricka inte

beskriver bärförmågan för en fiberarmerad platta med fast inspända ändar. Ett fenomen vanligen benämnt kupolverkan uppstod i plattorna vilket resulterade i en betydligt högre bärförmåga jämfört med beräknad kapacitet baserad på brottlinjeteori. Kupoleffekten och det faktum att den ojämna formen kan resultera i en ökad bärförmåga försummas i dag vid dimensionering. Det ska påpekas att dessa effekter i huvudsak ökar momentkapaciteten och inverkar i mindre grad på betongens skjuvhållfasthet. Den ökade bärförmågan i böjning gör att betongens genomstansningskapacitet vid infästningspunkterna kan utgöra den dimensionerande parametern för förstärkningen som helhet.

## 2 KUPOLEFFEKT/GENOMSTANSNING

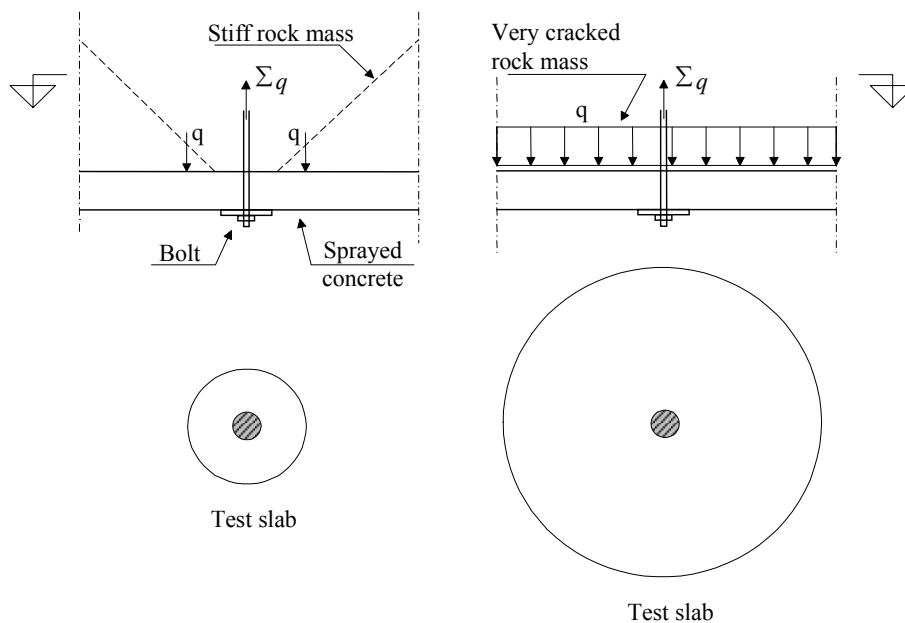
Kupolverkan beror på det horisontella mothållet vid upplagen och ett mothållande moment erhålls p.g.a. att delarna i plattan ”kläms” mot varandra när strukturen deformeras vilket illustreras i figur 1.



Figur 1 Kupoleffekt i platta  
*Compressive arch action in a slab*

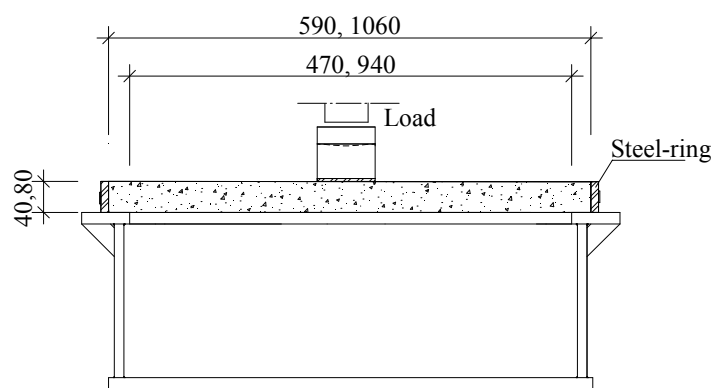
Försök utförda på fiberarmerade plattor med fast inspända ändar har visat att kupolverkan kan öka bärförmågan i böjning med flera hundra procent jämfört med en beräknad bärförmåga baserad på brottlinjeteori vilket är vanligt att man använder i praktiken vid dimensionering av en bergförankrad sprutbetong, [4], [5]. Det är rimligt att anta att en belastad yta på en bergförankrad sprutbetong bär last i huvudsak genom kupolverkan och att momentkapaciteten därför kan vara avsevärt högre än förväntat. Detta faktum gör att den dimensionerande parametern för konstruktionen som helhet kan komma att utgöras av genomstansningskapaciteten snarare än böjmomentkapaciteten. Det är dock osäkert om den traditionella modellen för stansning är giltig för ett fiberarmerat tvärsnitt p.g.a. lastens speciella egenskaper i bergsmanhang och det faktum att de utarbetade modellerna för stansning bygger på försök gjorda på stångarmerade plattor.

Proven genomfördes som fullskalemodell och symboliserade ett cirkulärt parti sprutbetong kring en bergbult. En belastning i form av styva block kan förväntas resultera i höga skjuvspänningar och i låga böjspänningar i betongen. Detta lastfall studerades därför på plattor med en relativt liten spännvidd. Om en mycket uppsprucken bergmassa belastar förstärkningen kan i stället en kombination av höga skjuv- och böjspänningar erhållas vilket studerades genom att prova plattor med en större spännvidd, se figur 2. Provkropparna tillverkades genom sprutning i Södra Länken och utfördes av företaget BESAB.



Figur 2 Symbolisering av provutförande  
*Test arrangement*

Sprutbetongens sammansättning var av samma recept som användes i Södra Länken. Hållfastheten motsvarar en K50 betong och fibertypen var Dramix RC 65/35 BN. Plattorna hade cirkulär form och provades fritt upplagda.. Variabler i försöken var spännvidden, tjockleken på plattorna, belastningsytans diameter, plattor provade med och utan omslutande stålring samt fiberinnehållet, ( $30 \text{ kg/m}^3$  samt  $60 \text{ kg/m}^3$ ). Den omslutande stålringen användes för att få med effekten av kupolverkan på bärförmågan. Den är tänkt att simulera det mothåll omkringliggande betong torde utgöra på en lokal brottzon. En sektion av provriggen visas i figur 3 med dess variationer i spännvidd och tjocklek för plattorna.

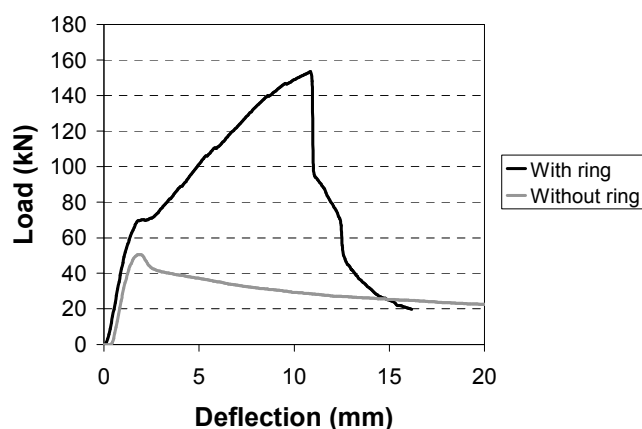


Figur 3 Plattprov  
*Slab test*



Tre olika typer av brott kunde särskiljas i proven. Alla plattor som provades utan en omslutande stålring och som därmed kunde rotera fritt utmed upplaget erhöll ett segt böjbrott utan några tecken på stansning. Dessa plattor uppvisade en mycket stor deformationskapacitet.

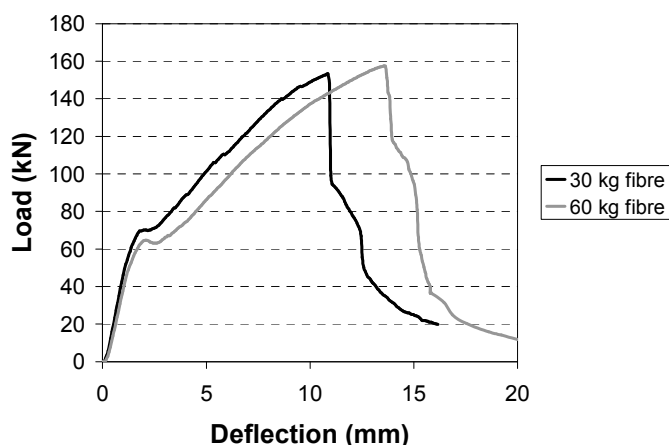
Likadana plattor provade med ett horisontellt mothåll i form av en omslutande stålring uppvisade en betydligt högre bärförmåga och ett ändrat brottbeteende som kan indelas i två typer. Om stålringen plasticerades under provets gång erhöles ett brott vilket kan definieras som böjstansning. Ett segt böjbetende uppstod vid maxlast vilket följdes av stansning. Detta stansbrott hade dock ingen inverkan på den maximala bärförmågan för plattan. Den andra brottypen kan karakteriseras som ren stansning. De erhållna stansbrodden kan beskrivas som mycket spröda med följden att bärförmågan sänktes avsevärt. Detta gällde både fallet med böjstansning och det rena stansbrodden. Det rena stansbrodden inträffade redan vid en mycket liten rotation av plattan vilket betyder att deformation vid brott var liten. Resultatet visar att kupolverkan har stor inverkan på både brottyper och bärförmåga. Den omvandlade ett segt böjbrott vid låga laster till ett stansbrott vid betydligt högre laster för i övrigt identiska plattor. Figur 4 visar bärförmågan för två likadana plattor provade med och utan omslutande stålring. Spännvidden på plattorna är 940 mm och tjockleken 80 mm.



Figur 4 Last-deformationssamband för likadana plattor provade med och utan omslutande stålring (spännvidd: 940 mm, tjocklek: 80 mm, fibermängd: 30 kg/m<sup>3</sup>)

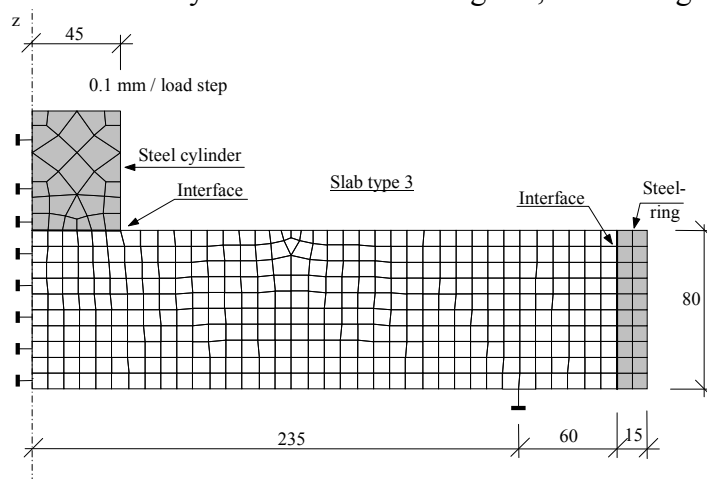
*Load-deflection curves of similar slabs tested with and without a surrounding steel ring (span: 940 mm, depth: 80 mm, fibre amount 30 kg/m<sup>3</sup>)*

Ett ökat fiberinnehåll (från 30 kg/m<sup>3</sup> till 60 kg/m<sup>3</sup>) påverkade inte bärförmågan eller segheten för plattorna nämnvärt om de provades med en omslutande stålring vilket framgår av figur 5 (spännvidd: 940 mm, tjocklek: 80 mm).



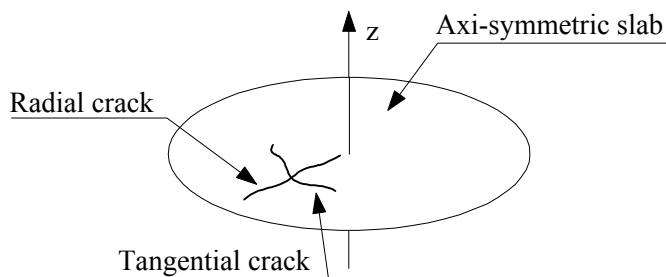
Figur 5 Last-deformationssamband för likadana plattor provade med olika fiberinnehåll (spännvidd: 940 mm, tjocklek: 80 mm, med omslutande stålring)  
*Load-deflection curves of similar slabs tested with different fibre amounts (span: 940 mm, depth: 80 mm, with a surrounding steel ring)*

Proven indikerade att stansbrottet initierades inne i tvärsnittet i stället för i plattans undersida (sidan med dragspänningar) som gäller för traditionell stansning. Detta innebär att brottmekanismen förmodligen skiljer sig från den man erhåller i en stångarmerad platta varför användande av existerande beräkningsmodeller för stanskapaciteten kan ifrågasättas för fallet bergförankrad sprutbetong. Av den anledningen utfördes numeriska analyser av skjuvbrottets utveckling i tvärsnittet. Analyserna utfördes med finita element programmet ATENA, [2]. Plattorna analyserades fritt upplagda och med en omslutande stålring på samma sätt som i de fysiska försöken. P.g.a. symmetrin definierades plattan med hjälp av en axisymmetrisk modell i 2D. Finita elementindelningen och randvillkoren för en av de provade plattorna visas i form av axisymmetrisk sektion i figur 6, se även figur 3, provrigg.



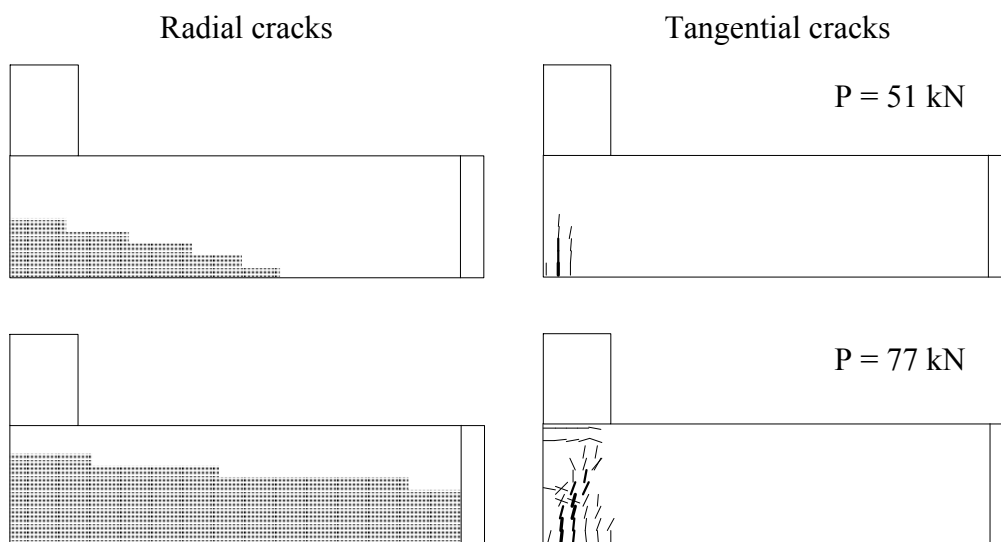
Figur 6 Finita element nät och upplagsvillkor för plattorna  
*Finite element meshes and boundary conditions of the slabs*

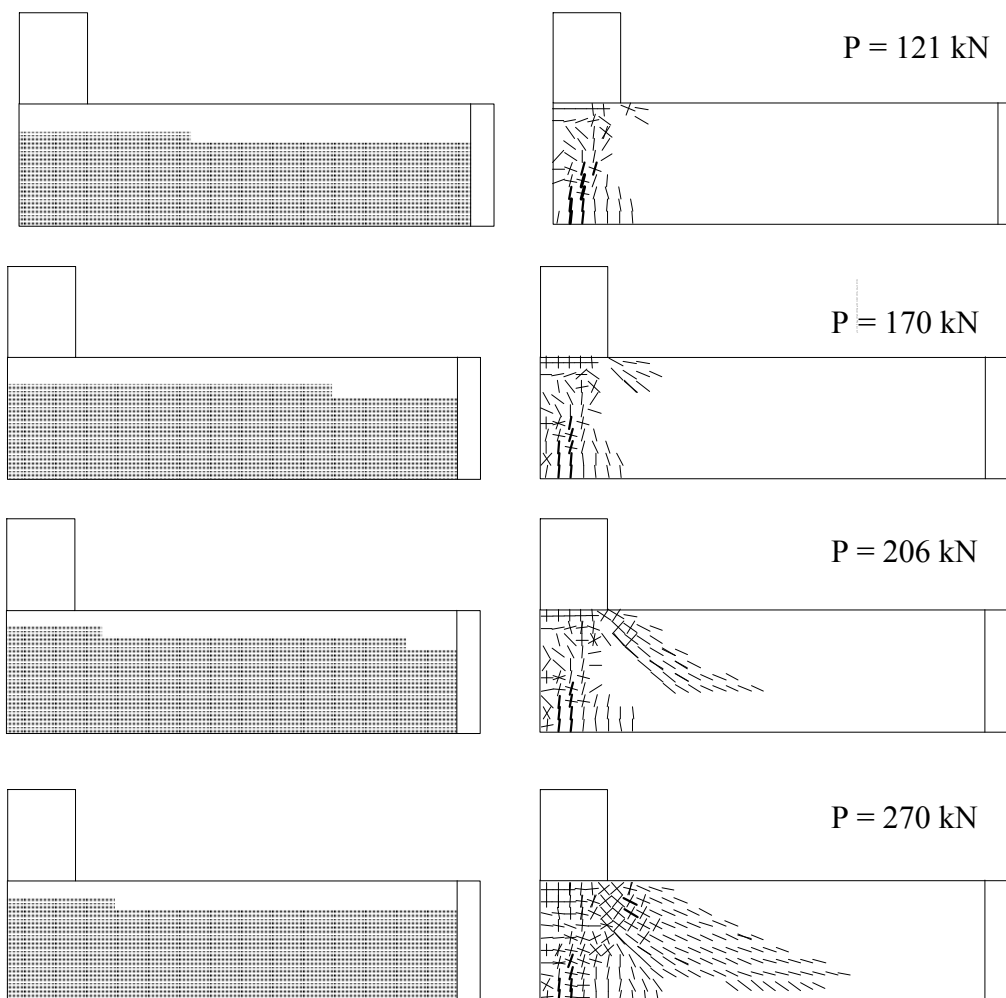
Fördelningen av radiella och tangentiella sprickor i plattorna studeras nedan. Vad som avses med respektive sprickkategori illustreras i figur 7



Figur 7 Sprickor i radiell och tangentiell riktning i en axisymmetrisk platta  
*Cracks in radial and tangential directions in an axisymmetric slab*

Figur 8 visar sprickutvecklingen i plattan enligt figur 6 för en ökande belastning. Delfigurerna till vänster visar utbredningen av den radiella uppsprickningen i tvärsnittet och den högra den tangentiella vilken är markerad med korta linjer. Sprickor börjar att utvecklas redan vid låga laster med utgångspunkt från plattans centrum. De första skjuvsprickorna utvecklas inne i tvärsnittet i närheten av lastens förlängning (se  $P = 120-170$  kN). Dessa sprickor propagerar nedåt i plattan med en vinkel på ca 25 grader mot horisontalplanet. De slår ej igenom tvärsnittet vid maxlast vilket är i överensstämmelse med observationer gjorda i laborationsproven. Detta kan i det närmaste ses som det omvända beteendet mot det traditionella stansbrottet i en stångarmerad platta.

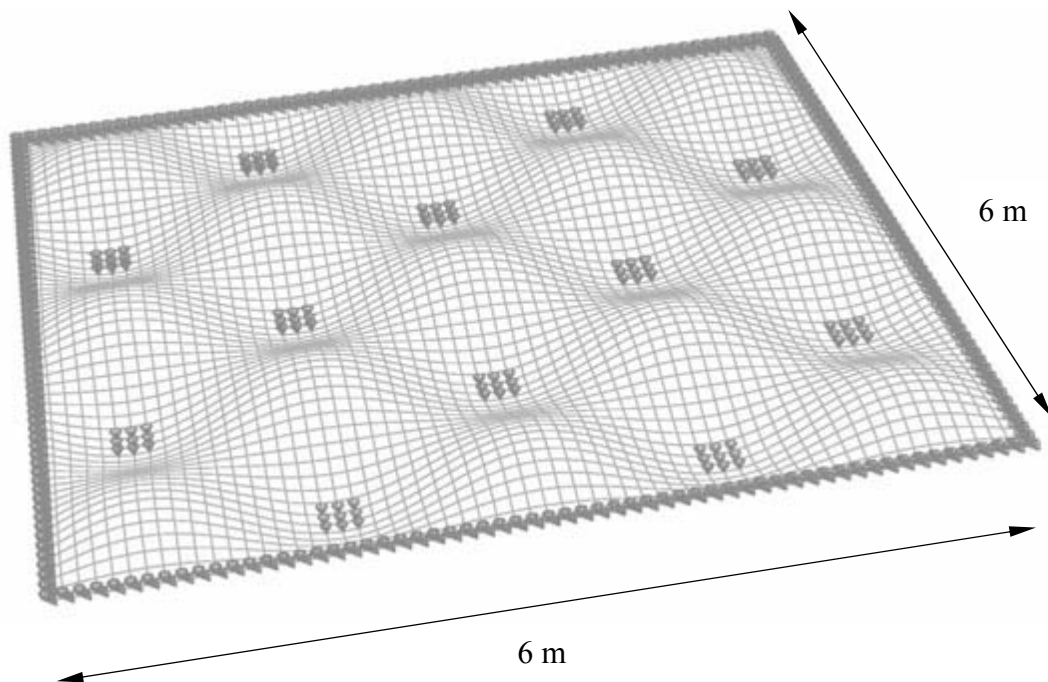




Figur 8 Sprickutveckling vid en ökad last för platttyp 3  
*Crack patterns at various load levels in slab type 3*

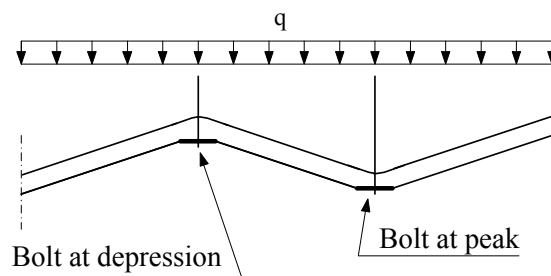
### 3 FÖRSTÄRKNINGENS OJÄMNA FORM

När en tunnel tas ut genom sprängning, resulterar detta vanligen i att en mer eller mindre ojämn bergkontur erhålls, vilket kan påverka verknings sättet för den applicerade förstärkningen avsevärt. Dimensionering av en bergförankrad sprutbetong bygger i dag som regel på att konstruktionen mellan bultarna betraktas som plan, vilket förmodligen är en mycket grov förenkling. Forskning har i ringa grad bedrivits beträffande den ojämna formens betydelse för bärförmågan. Finita element beräkningar utförda av Chang, [3] indikerar att en vågformad betongplatta har en högre bärförmåga jämfört med en motsvarande plan. För att studera hur ojämnheten påverkar verknings sättet för sprutbetongen genomfördes numeriska beräkningar. Analyserna utfördes med finita element programmet ABAQUS, [1]. För materialmodell, indatakoder mm hänvisas till, [5]. Plattfältet simulerar ett parti av en ojämn sprutbetongförstärkning i vilken samtliga bultar placeras i topparna eller i svackorna, se figur 9.



Figur 9 Randvillkor och finita elementnät för platta med bultar placerade genomgående i svackorna eller på topparna (bultar placerade på topparna visas i figuren)  
*Boundary condition and finite element mesh of the slab with bolts placed consistently at the depressions or at the peaks, (bolts placed at the peaks is shown in the figure)*

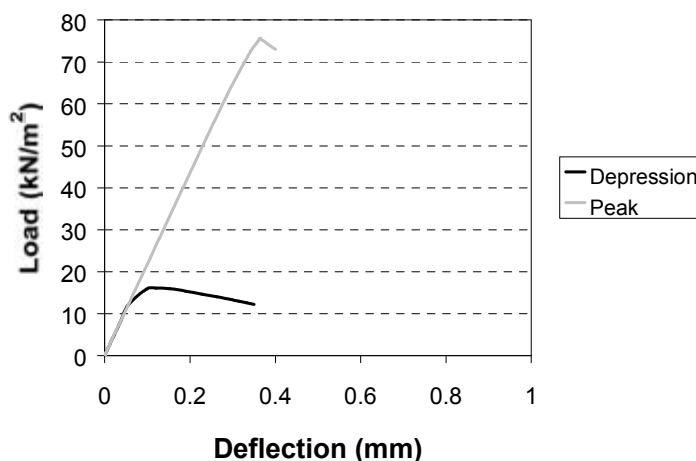
Figur 10 belyser benämningarna beträffande bultplacering.



Figur 10 Placering av bult  
*Placement of the bolt*

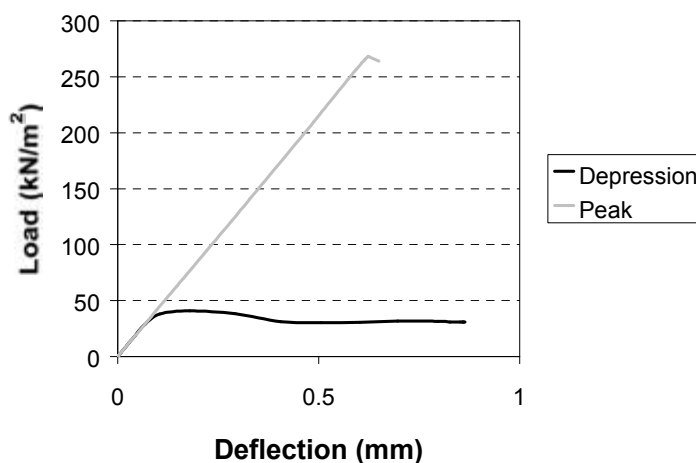
Ränderna på plattan var fast inspända och spännvidden 6 m. Plattfältet studerades för en ojämnhet på 0.4 m, där ojämnheten definieras som den dubbla amplituden på vågorna. Våglängden var 2.4 m och två stycken tjocklekar studerades, 40 och 80 mm. Den modellerade materialegenskapen för betongen kan anses vara relativt representativ för den sprutbetong som vanligen används i våra bergtunnlar, angående materialvärden, se [5]. Nedböjningen i mitten av plattan beräknades för en jämnt fördelad belastning.

Last-deformationssambanden vid maxlast redovisas nedan. I figur 11 presenteras resultatet för en 40 mm tjock platta. Den svarta linjen symboliserar bärförmågan då alla bultarna är placerade i förstärkningens lågpunkter och den grå linjen då de är placerade på topparna. Som framgår av diagrammet är skillnaden i bärförmåga för en och samma tjocklek på betongen avsevärd. Responsen är närmast linjär upp till maxlast för fallet med alla bultarna placerade på topparna och bärförmågan är ca 400 % högre jämfört med om bultarna placerades i svackorna.



Figur 11 Last-deformationssamband för platta med tjockleken 40 mm  
*Load-deflection response for a slab thickness of 40 mm*

Plattan med en tjocklek på 80 mm visas i figur 12. Beteendet påminner om det ovan erhållna med den skillnad att kvoten mellan maxvärdena för de båda kurvorna nu är högre.



Figur 12 Last-deformationssamband för platta med tjockleken 80 mm  
*Load-deflection response for a slab thickness of 80 mm*

#### 4 SLUTSATSER

Laboratorieförsöken visade att en omslutande stålring påverkade bärförmågan betydligt. Samtliga plattor, som provades utan en omslutande stålring, erhöll ett segt böjbrott utan tecken på stansning vid en förhållandevis låg last. Likadana plattor provade med en omslutande stålring erhöll i stället ett stansbrott vid en betydligt högre last. Stålringen användes för att inkludera effekten av kupolverkan och simulerar det mothåll omkringliggande betong torde utgöra på en lokal brottzon i en bergförankrad sprutbetongförstärkning. En ökning av fiberinnehållet från 30 kg/m<sup>3</sup> till 60 kg/m<sup>3</sup> inverkade endast obetydligt på bärförmågan och segheten för plattorna med en omslutande stålring. Laboratorieförsöken och numeriska analyser indikerar att stansbrottet i en fiberarmerad platta är i det närmaste det inverterade mot det traditionella stansbrottet. Skjuvsprickor utvecklas inne i plattan nära den belastade ytan och propagerar i vinkel genom tvärsnittet. Stansning antas inträffa i samband med att stora dragtöjningar uppstår i en koncentrerad zon vinkelrät till dessa sprickor. Den oregelbundna plattan med bultarna genomgående placerade på topparna eller i svackorna uppvisade ett betydande divergerande verkningssätt. Med bultarna placerade på topparna verkade betongen som tryckta kupoler mellan förankringarna, vilket resulterade i en markant ökad bärförmåga jämfört med om de var placerade i svackorna, då dragbrott i betongen runt förankringarna begränsade vidare belastning. Analyserna visade att ett tunt lager sprutbetong med bultarna på topparna har en betydligt högre bärförmåga, jämfört med ett tjockare lager sprutbetong med bultarna förankrade på ”fel ställen”.

#### 5 REFERENSER

- 1 ABAQUS (1998), ABAQUS/Standard Users Manual and ABAQUS Theory manual, Version 5.8, Hibbit, Karlsson & Sorensen, Inc., Pawtucket, USA
- 2 ATENA, Computer Program for Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures, Cervenka Consulting, Predvoje 22, 162 00 Praha 6 [www.cervenka.cz](http://www.cervenka.cz)
- 3 Chang Y., Tunnel Support with Shotcrete in Weak Rock – A Rock Mechanics Study, Doctoral Thesis, Division of Soil and Rock Mechanics, Royal Institute of Technology Stockholm, Sweden 1994
- 4 Nilsson, U, Load bearing capacity of steel fibre reinforced shotcrete linings, Licentiate Thesis, Department of structural engineering, Royal Institute of Technology, Stockholm 2000
- 5 Nilsson, U, Structural behaviour of fibre reinforced sprayed concrete anchored in rock, Doktorsavhandling, Institutionen för byggkonstruktion, Kungliga Tekniska Högskolan, Stockholm 2003, Bulletin 71

# **THE SHOTCRETE/ROCK INTERFACE - DIRECT SHEAR, TENSION AND COMPRESSION**

## **Skjuv-, drag- och tryckprov av fogen mellan berg och sprutbetong**

*David Saiang, Division of Rock Mechanics, Luleå University of Technology  
Lars Malmgren, LKAB Research & Development Division*

### **SAMMANFATTNING**

Mekaniska egenskaper för fogen mellan sprutbetong och berg har undersökts i laboratorieprov. Skjuvhållfastheten tillsammans med skjuvstyvheten har bestämts i direkta skjuvprov. Hållfastheten och styvheten vinkelrätt (normalt) fogen har bestämts med drag- och tryckprov. För att efterlikna belastningsförhållanden i fält så utfördes skjuvproven med låga normalspänningar (tryck). Resultaten visade att skjuvhållfastheten vid låga normalspänningar berodde på vidhäftningen mellan betong och berg. Vid högre normalspänningar, som antagligen inte uppträder i normala sprutbetongkonstruktioner, var friktionens bidrag betydande. Även stålfibrerna gav ett tillskott till friktionsmotståndet. Skjuv- och normalstyvheten i fogen berodde på vidhäftningen mellan betong och berg.

### **ABSTRACT**

In line with LKAB's on-going study on surface rock support interaction a series of laboratory tests was performed on shotcrete/rock interfaces to study the shear strength and mechanical properties of the interfaces. In principal the interfaces were subjected to direct shear, tension and compression tests with major emphasis on direct shear. The direct shear test was performed using low normal loads to simulate field conditions as close as possible. Results show that the peak shear strength is determined by the bond strength for the normal loads anticipated in most practical cases. But, for higher normal stresses that rarely exist at interface in practical cases, friction was apparently predominant. Steel fibres within the shotcrete appeared to contribute considerably to friction. The normal and shear stiffness are essentially the stiffness of the bonding between shotcrete and rock.

### **1 INTRODUCTION**

The primarily role of shotcrete and perhaps its most effective role is to prevent dilation of loose rock blocks and eventual fallouts, which if not prevented could further lead to propagation of failure zones. In many cases the strength of the shotcrete/rock interface is one of the most important properties for the effectiveness of shotcrete. The main mechanical properties that affect the strength include stiffness, cohesion, adhesion



strength, and friction. Standard tests such as direct shear, tensile and compression can be performed on shotcrete/rock interfaces to determine these strength properties. Thus, a series of laboratory tests were performed on cemented shotcrete/rock interfaces to study the behavior and mechanical properties of these interfaces while simulating field conditions as possible, especially with respect to applied normal loads and sample preparation methods. For most practical cases where shotcrete is used with rock bolts the normal load on shotcrete lining seldom exceeds 200 – 500 kN/m<sup>2</sup> (0.2 to 0.5 MPa).

Some of the early studies on the strength of shotcrete/rock interface was by Fernandez-Delgado et al (1976) and Holmgren (1979). Since then a large and varied number of tests have been conducted including field observations. However, due to the complexities of shotcrete/rock interaction the various test methods could only provide specific data for relatively simple ground conditions. The direct shear test is one way of studying the strength of the shotcrete/rock interfaces. Though, no citations were made on past experimental work on the shear strength of cemented shotcrete/rock interfaces by direct shear test method a number of tests were conducted on non-cemented concrete/rock joints by for example, Johnston & Lam (1984), Kodikara & Johnston (1994), Changwoo et al (2002) etc. Cater & Ooi (1988) performed tests on genuinely cemented concrete/rock joints to study shear hardening and softening behavior of the joints.

## 2 TEST SAMPLES

The jointed samples mainly comprised of shotcrete/magnetite and shotcrete/trachyte. Magnetite is the principal iron ore mined at Kiirunavaara while trachyte is the waste rock at the footwall side of the ore-body. The average uniaxial compressive strength of magnetite is 130 MPa and for trachyte it is 200 MPa. To achieve good adhesion between shotcrete and rock the rock pieces were cleaned with water. Then they were placed inside wooden troughs and shotcreted. Table 1 show the shotcrete mixture used. After 28 days of curing the test samples were extracted by coring. Fig. 1 shows these samples. The diametrical specifications of the specimens were predetermined to comply with the laboratory test equipment and respective testing method standards. Surface roughness estimated in *x* and *y* directions, using Barton and Choubey's Joint Roughness Coefficient (*JRC*) chart, ranged from 1 to 13. All magnetite surfaces registered *JRC* values of 1 to 3 along with 50% of trachyte samples. The other 50% of the trachyte samples registered *JRC* values from 9 to 13.

A typical final direct shear test sample, grouted in cement and ready for testing, is shown in Fig. 2. The actual test specimen is encapsulated inside Betec, which is pre-

Table 1. Shotcrete mixture (wet-mix method).

Ingredient	Ratio
Cement (kg/m <sup>3</sup> )	506
Silica (kg/m <sup>3</sup> )	20
Aggregate, dry weight (kg/m <sup>3</sup> )	1435
Steel fibre, Dramix 65/35 (kg/m <sup>3</sup> )	50
Slump (mm)	150
Water content (%)	38

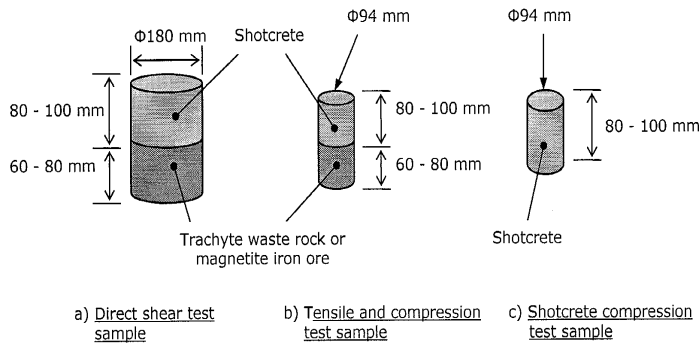


Fig. 1. Test samples.

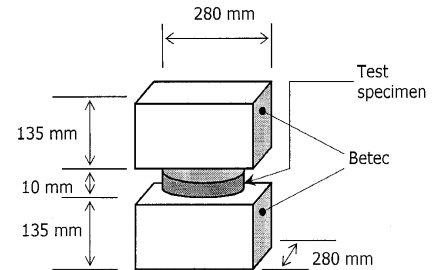


Fig. 2. Direct shear test sample.

mixed rapid hardening cement capable of attaining its full strength within 7 days. The final dimensions of test blocks were 280 mm x 280 mm x 280 mm with 10 mm clearance around the joint to allow freedom of shear and lateral displacement. Tensile and compression test specimens also had their edges prepared before testing. The average age of shotcrete at the time of testing was 50 days.

### 3 EXPERIMENTATION

#### 3.1 Direct shear

A total of 38 shotcrete/rock interfaces comprising of 20 shotcrete/magnetite and 18 shotcrete/trachyte were sheared under constant normal load conditions. A stiff servo controlled direct shear machine with a loading capacity of 500 kN for both normal and shear forces was used.

Prior to the actual tests a trial test was performed on 4 samples for sensitivity evaluation and identification of suitable test conditions. This also included testing for rotation, tilt and eccentricity. On the basis of this test, the normal load range was set at 1 to 40 kN (0.04 to 1.57 MPa), which was sufficient to avoid any experiemntal uncertainties and at the same time simulate field conditions as close as possible. The shear displacement rate

was fixed at 0.1 mm/min. During the test the normal force was held constant while the shear force was being applied. Results recorded include, cumulative shear force (in kN), shear displacement (in mm) and normal displacements (in mm).

### 3.2 Joint tensile test

Tensile test on shotcrete/rock interfaces was to determine the adhesion strength of the joints. A total of 7 samples, 3 shotcrete/trachyte and 4 shotcrete/magnetite, were tested using a Dartec low capacity (50 kN) hydraulic testing machine. Experimental set up is as shown in Fig. 3. Joint closures were measured using four Crack Opening Displacement (COD) gauges evenly placed around the interface. The test was conducted with a resolution of 0.0001 mm/s.

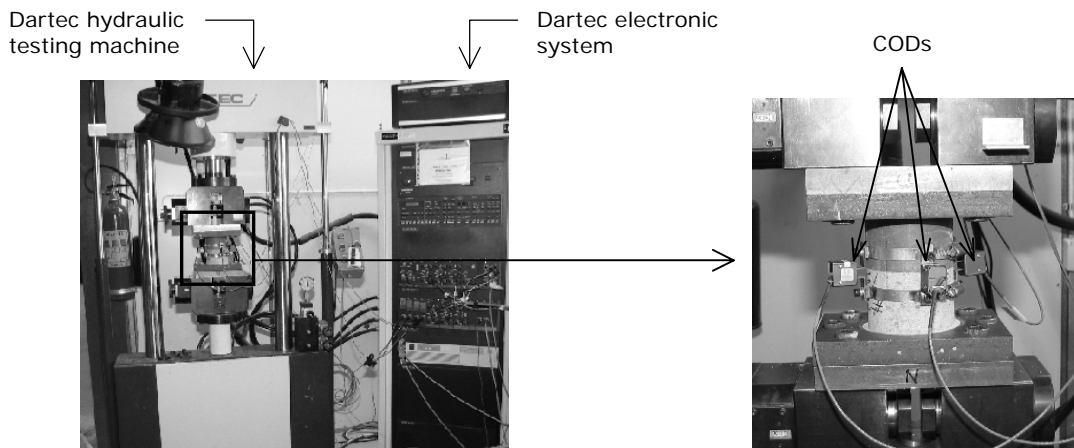


Fig. 3. Experimental setup for the joint tensile test. Similar setup was used for joint compression.

### 3.3 Joint compression test

The compression of shotcrete/rock joints was to determine the joint compressive strength ( $JCS$ ) and the joint normal stiffness ( $K_n$ ) of the interfaces. This test was performed using standard compression test procedures and the equipment used was an Instron servo controlled hydraulic testing machine. To measure joint closure 4 COD gauges were evenly placed around the interface akin to the setup in Fig. 3. The test was controlled at a rate of 0.005 mm/s.

### 3.4 Shotcrete compression test

Shotcrete compression test was performed to determine the uniaxial compressive strength of shotcrete used in preparing the shotcrete/rock interfaces. A total of 12 shotcrete specimens were tested using the Instron servo controlled hydraulic testing machine.

## 4 TEST RESULTS

### 4.1 Direct shear test results

Since the major part of this study was devoted to direct shear test emphasis will be primarily on direct shear test results.

#### 4.1.1 Determination of peak shear strength

Because of the nature of the test results it is necessary to explain how the peak values for shear and residual strengths were obtained from the force-displacement plots. Typically two types of observations were made as shown in Figs. 4 (a) and 4 (b). Fig. 4 (a) represents the result of an interface with good adhesion. The peak shear strength in this case is equal to the bond strength, i.e. the stress at which the bond failed. The second peak, which occurred after the bond had failed, is mainly due to friction. This

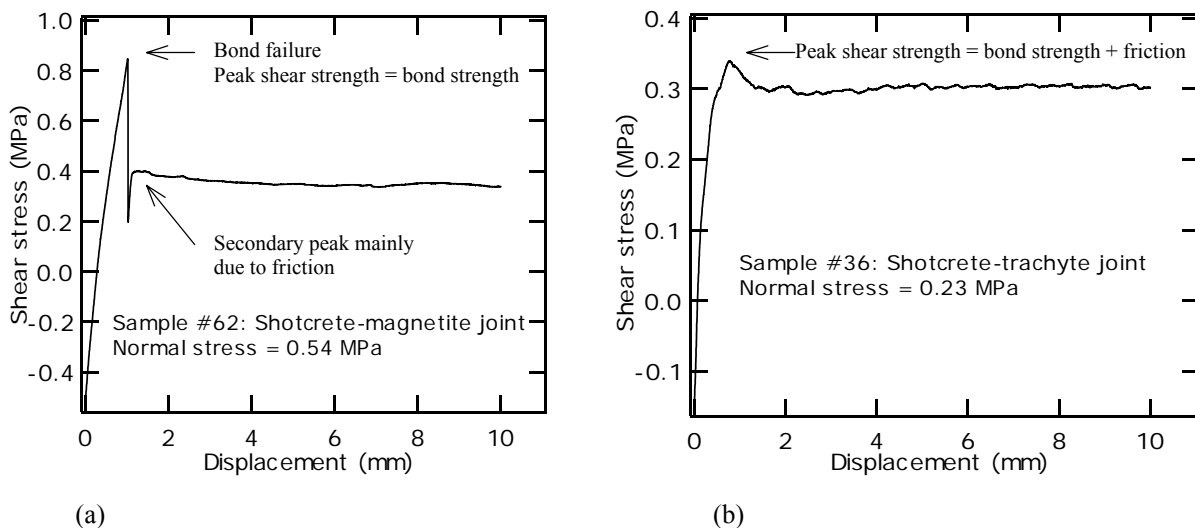


Fig. 4 (a) Typical test result for a joint with good adhesion.

(b) Typical test result for a joint with either poor adhesion or joint tested at higher normal stress.

peak was used to determine the peak friction angle. The residual strength corresponds to the residual value registered in the shearing of the unbonded joint. The two-stage phenomenon of Fig. 4 (a) was mainly due to the low shear displacement rate and the low normal loads used.

Fig. 4 (b) represents the result of joints with either poor adhesion or joints being tested at higher normal stress. In this case the peak shear strength is affected by both the strength of the bond and the surface roughness. There were no indications of bond failure on the stress–displacement plot for such cases. Conversely, bond fractures were noted and recorded by visual and audible observations during the tests. Luckily most of the bonds snapped with audible bangs, but whether these bangs truly indicate full fracture or just partial fracture were difficult to verify. Interfaces that lost their bonds during initial application of normal loads were treated as having zero bond strength.

#### **4.1.2 Test results for shotcrete/rock joints with $JRC=1-3$**

The test results showed that the shotcrete/trachyte and shotcrete/magnetite joints with JRC values of 1 to 3 could be combined since the results were similar. The peak shear stresses at which the bonds failed are referred to as ‘bond strengths’, to differentiate from ‘adhesion strengths’ obtained from tensile test. Procedures described in the preceding section were used to obtain the peak shear and residual strengths. The shear stiffness ( $K_s$ ) values were determined from the tangent at 50% of the peak shear strength on the stress-displacement graph.

Fig. 5 (a) shows the peak shear strength plot for the interfaces. In this figure distinction is made between peak shear strengths corresponding to bond strengths from those resulting from combination of bond strength and friction. Although a linear fit could approximate the peak shear strengths, this could not be done because the mechanisms responsible for the peak values are different. As it can be seen, at normal stresses less than 1.0 MPa the shear strength is mainly determined by the bond strength and beyond 1.0 MPa it is determined by a combination of bond strength and friction. It is the shear strength at normal stresses less than 1.0 MPa that is of interest to this study because it has practical significance to shotcrete when it used as surface rock support. In most practical cases where shotcrete is used with rock bolts, the usual or perhaps the maximum normal load seldom exceeds 0.2 to 0.5 MPa. Therefore, the shear strengths at normal stresses less than 1.0 MPa are isolated and plotted in Fig. 5 (b). Those shear strengths that resulted from the combination of bond strength and friction are omitted so that the significance of the bond strengths can be made clear and also the failure mechanisms involved for these cases were quite complex, which will be discussed later. Thus, Fig. 5 (b) shows that at genuinely cemented shotcrete/rock interfaces the bond strength effectively determines the shear strength of the interface under the normal loads experienced in practical cases. There is a notable scatter of the bond strengths, which obviously reflects the variation in the quality of adhesion between the shotcrete and the rock. However, an average can be taken. This average is equal to 0.51 MPa, which can also be considered as the cohesive strength of the interface.

Fig. 5 (c) shows the plot of residual stresses, which were obtained as described in the preceding section. The residual friction angle determined from this figure is  $35.4^\circ$ . The peak friction angle determined by using the secondary peaks, which occurred after the bonds had failed, see Fig. 4 (a), is  $40.0^\circ$ .

Fig.5 (d) shows the plot of the stiffness. As noted earlier the stiffness values were determined from the tangents at 50% of the peak shear strength, in this case the bond strengths. There is no relationship between the stiffness and the normal stress, therefore an average stiffness value of 1.0 MPa/mm was obtained for these interfaces for the given normal stress range.

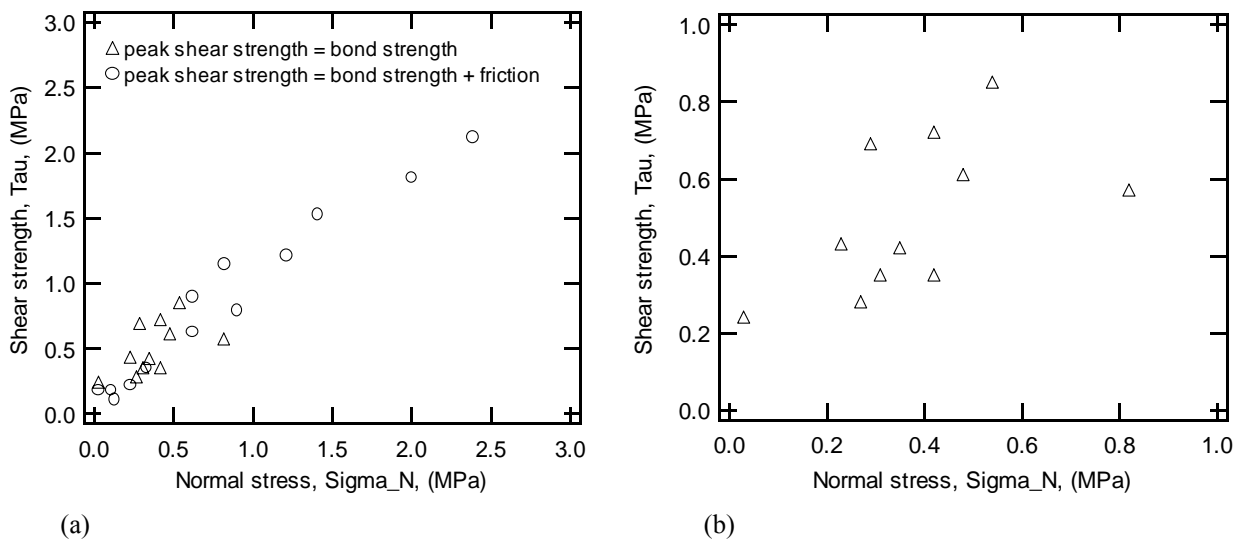


Fig. 5 (a) Peak shear strength plot for shotcrete/rock interfaces with  $JRC=1-3$ .  
 (b) Bond strength plot for shotcrete/rock interfaces for normal stresses less than 1.0 MPa,  $JRC=1-3$ .

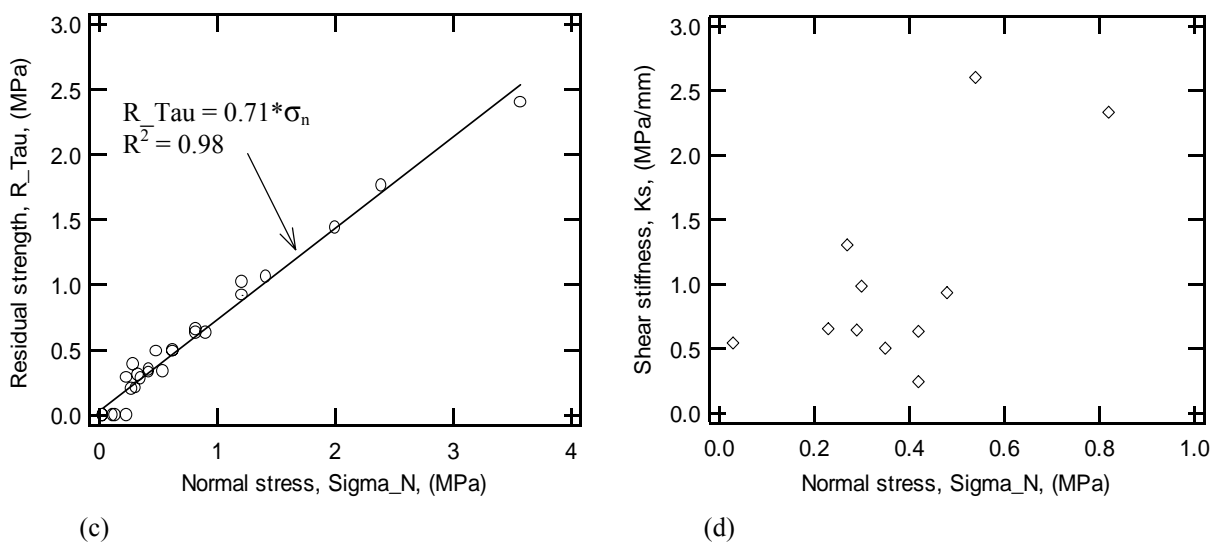


Fig. 5 (c) Residual stress plot for shotcrete/rock interfaces with  $JRC=1-3$ .  
 (d) Shear stiffness plot for shotcrete/rock interfaces with  $JRC=1-3$ .

### 4.1.3 Test results for shotcrete/rock joints with $JRC=9-13$

Strength plots for shotcrete/rock joints (this group was mainly shotcrete/trachyte) with  $JRC$  of 9 to 13 are shown in Figs. 6 (a) to 6 (c). As before a distinction is made between the peak shear strengths corresponding to bond strengths from those corresponding to combination of bond strength and frictional effects, see Fig. 6 (a). In Fig. 6 (b) the shear strengths corresponding to the bond strengths for normal stresses less than 1.0 MPa are shown. Given the scatter of the data an average value is obtained for the bond strengths. This average is 1.37 MPa and can also be considered as the cohesive strength of shotcrete/rock interfaces with  $JRC$  values of 9 to 13. The average bond strength for this

group of interfaces is quite high compared to the interfaces with *JRC* of 1 to 3. It appeared that the bond strengths attained for the interfaces with *JRC* of 9 to 13 were the result of a complex failure mechanism. For this interface group, the bond strengths were most probably attained as a consequence of simultaneous failure of the bond and the shotcrete asperities. This observation was further supported by after-test shear surface evaluation. It was seen that the shotcrete asperities within the ‘rock valleys’ were often cleanly sheared perhaps simultaneous with bond failure. Then when sliding began the shotcrete surfaces were further crushed and polished at the points of full contact between shotcrete and rock asperities. Besides this observation three interfaces showed no residual strength after attaining secondary peak (Fig. 4 (a)).

Fig. 6 (c) shows the residual stress plot. Using this figure the residual friction angle determined is  $39.0^\circ$ . The peak friction angle determined in the same way as for interfaces with *JRC*=1-3 was found to be  $47.2^\circ$ . Fig. 6 (d) shows the stiffness for the interfaces whose shear strength corresponded to the bond strength. Again no trend is seen and therefore an average stiffness of 2.0 MPa/mm is obtained.

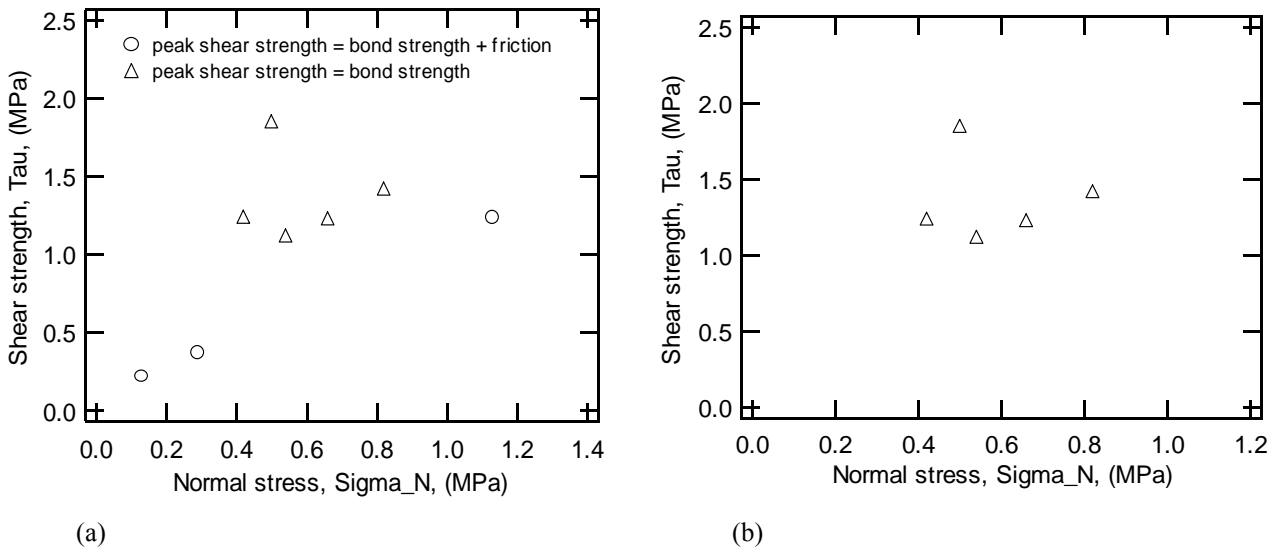
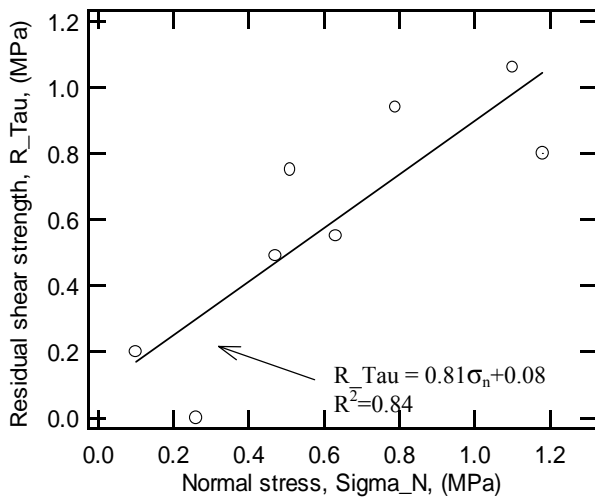
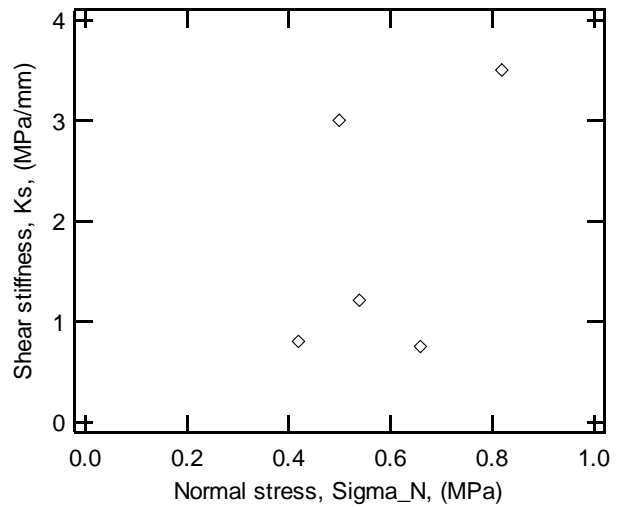


Fig. 6 (a) Peak shear strength plot for shotcrete/trachyte joints with *JRC*=9-13.  
 (b) Bond strength for shotcrete/rock interfaces for normal stresses less than 1.0 MPa, *JRC*=9-13.



(c)



(d)

Fig. 6 (c) Residual stress plot for shotcrete/rock joints with  $JRC=9-13$ .

(d) Shear stiffness plot for shotcrete/rock joints with  $JRC=9-13$ .

#### 4.1.4 After-test surface assessment

After each test the shear surfaces were assessed for distinguished shearing patterns. The general observations can be summarized as follows:

1. For shotcrete/magnetite interfaces shearing mainly occurred on magnetite surface as evidenced by frequent plugging, chipping and crushing of the magnetite surface.
2. For the shotcrete/trachyte joints shearing was mainly clean and frequently occurred along the interface without significant chipping of the rock surface as in magnetite.
3. Asperity over-riding was quite obvious for shotcrete/trachyte joints with  $JRC$  of 9 to 13. Frequent polishing of shotcrete surfaces were observed in areas of full contact between shotcrete and rock asperities. Remnants of cleanly sheared shotcrete asperities, often clued to the rock surface, were occasionally found in rock valleys.
4. Ripping through natural flaws in both trachyte and magnetite were significant in the cases where steel fibres penetrated the flaws.
5. Steel fibre effects were clearly marked by considerable scratching, peeling and sometimes plugging of rock surfaces, which appeared to depend on rock surface hardness and the inclination of the steel fibres with respect to the sliding plane. The steel fibres angled vertical to subvertical in the direction of sliding appeared to have pronounced effect during sliding.

#### 4.2 Joint tensile test results

The stress at which the shotcrete/rock interface came apart was identified as the adhesion strength of the interface. Of the 7 samples tested average adhesion strength of



0.58 MPa was obtained. The joint tensile stiffness,  $K_t$ , determined from tangents at 50% of the peak stress on stress-displacement plot is 248.4 MPa/mm.

#### 4.3 Joint compression test results

The average joint compressive strength ( $JCS$ ) obtained from testing 4 shotcrete/rock joints (2 shotcrete/trachyte and 2 shotcrete/magnetite) is 16.0 MPa. This value is nearly one third of shotcrete's compressive strength (see section 4.4). The  $JCS$  was determined as the stress corresponding to maximum joint closure. The average joint normal stiffness,  $K_n$ , determined from the tangents at 50% of the  $JCS$  is 288.1 MPa/mm.

#### 4.4 Shotcrete compression test results

An average uniaxial compressive strength of 56.3 MPa was obtained for shotcrete. This value was obtained after correcting the observed compressive strengths according to Svensk Standard SS 13 72 07 for the variations in length/diameter ratio and the age of shotcrete, which was 50 days in average.

### 5 DISCUSSIONS AND CONCLUSIONS

To assist in the discussion of the shotcrete/rock interface strength and its mechanical properties the test results are summarized in Table 2.

In most practical cases where shotcrete is used with rock bolts the normal load on shotcrete lining rarely exceeds 0.2 - 0.5 MPa. For such normal loads the shear strength has been shown to be determined by the bond strength, which is essentially the cohesive

Table 2. Summary of strength properties for shotcrete/rock interfaces.

Parameter	Value for $JRC=1-3$	Value for $JRC=9-13$
Joint cohesion, $c$	0.51 MPa	1.37 MPa
Joint adhesion strength	0.58 MPa	–
Joint compressive strength, $JCS$	16.0 MPa	–
Joint shear stiffness, $K_s$	1.0 GPa/m	2.0 GPa/m
Joint normal stiffness, $K_n$ , (by compression)	288.1 GPa/m	–
Joint tensile stiffness, $K_t$	248.4 GPa/m	–
Joint friction angles: $\phi_p$ , (peak)	38.7°	47.7°
$\phi_r$ , (residual)	35.4°	39.0°

strength of the interface. From Table 2 the cohesive strength of the interfaces with  $JRC$  of 9 to 13 is more than 2.5 times the cohesive strength of the interfaces with  $JRC$  of 1 to 3. This is most probably attributed to the failure mechanism that occurred in attaining the peak strength for interfaces with higher  $JRC$  values. After-test surface examination and the lack of residual strengths observed from some of interfaces tested suggest that, a simultaneous failure of the cementing and the shotcrete asperities may have resulted in the high bond strengths obtained. This complex failure mechanism was not seen or for that matter negligible for interfaces with  $JRC$  values of 1 to 3. In that case the cohesive strength may give a fair approximation of the adhesion strength. From Table 2 the

magnitudes of the bond and the adhesion strengths are in principal the same for the interfaces with *JRC* of 1 to 3.

Although the shear strength at normal stress greater than 1.0 MPa may not have any practical significance the implication is clear. It is seen that friction immediately dominates as soon as it comes into effect, making the bond strength less significant at high normal stresses. As seen in Fig. 5 (a) this results in an impression that the peak shear strengths could easily be approximated with a straight line, thus masking the significance of cohesion unless separated. Perhaps the most serious consequence is that the true cohesion can be considerably underestimated.

Another significant factor on the frictional component is the work of the steel fibres, which may need further study in the future. It was evident that the higher friction angles obtained for the interfaces were mainly attributed to the considerable amount of traction caused by steel fibres during sliding, which were more pronounced for interfaces having higher *JRC* values. In some cases steel fibres implanted inside rock flaws caused occasional localized ripping. The rock surface hardness and cleavage (in particular to magnetite) may also be factors affecting the different intensity of surface damage observed on the two rock types caused by the steel fibres.

To be consistent the stiffness values were determined from the tangents at 50% of the peak values on stress-displacement plot. These values are fairly high for the interfaces tested. The shear stiffness,  $K_s$ , is especially significant because it is essentially the stiffness of the bond. The normal stiffness,  $K_n$  and  $K_t$ , are in principal the same.

## 6 REFERENCES

- Barton N. 1988. Project OSCAR –LKAB/LuTH, Estimation of shear strength parameters for mine design studies. Norwegian Geotechnical Institute (NGI), Report No. 87659-1.
- Cater J.P. & Ooi.L.H. 1988. Application of joint model to concrete-sandstone interfaces. In Swoboda (ed.), *Numerical Methods in Geomechanics*: 889-893. Rotterdam Balkema.
- Changwoo H., Seokwon, J., Sanghyuck, B., & Jungseok, Y. 2002. Shear deformation and failure characteristics of rock-concrete interfaces. In Hammah et al (eds), Proc. 5<sup>th</sup> NARTM and 17<sup>th</sup> TAC, 721-725. University of Toronto
- Fernandez-Delgado G., Mahar J.W. & Parker H.W. 1976. Structural behavior of thin shotcrete layers obtained from large scale tests. *Proceedings of the Engineering Foundation Conference, Shotcrete for Ground Support*. Tidewater Inn Easton, Maryland, USA. 339-442
- Johnston I.W. & Lam T.S.K. 1984. Frictional characteristics of planar concrete-rock interfaces under constant normal stiffness condition. *Proc. 4<sup>th</sup> ANZ Conf. on Geomechanics*, Perth: 2, 105-108
- Holmgren J. 1979. Shotcrete, Punch-loaded shotcrete linings on hard rock, PhD dissertation. Royal Institute of Technology (KTH), Stockholm, Sweden, Swedish Rock Engineering Research Foundation – BeFo report No. 7:2/79.
- Kodikara J.K. & Johnston I.W. 1994. Shear Behaviour of Irregular Triangular Rock-Concrete Joints. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* Vol. 31, No. 4, pp. 313-322.
- Malmgren L. 2001. Shotcrete Rock Support Exposed to Varying Load Conditions – *Licentiate Thesis*. Luleå University of Technology, Luleå, Sweden.
- Svensk Standard SS 13 72 07 Concrete testing – Hardened concrete – Compressive strength- Conversion factors. 1988. In Swedish.



# **EN FÖRENKLAD MODELL FÖR UPPSKATTNING AV HORISONTELLA BERGRÖRELSER I ANSLUTNING TILL KROKSTRÖMMENS VALVDAMM**

## **A simplified model for estimation of horizontal rock displacements in connection to Krokströmmen arch dam**

*Fredrik Johansson, Avd för Jord och Bergmekanik, Inst för Bygghvetenskap, KTH  
Håkan Stille, Avd för Jord och Bergmekanik, Inst för Bygghvetenskap, KTH*

### **SAMMANFATTNING**

Följande artikel beskriver utvecklandet av en förenklad beräkningsmodell för att kunna uppskatta bergmassans horisontella rörelser under en förstärkningsplatta i anslutning till Krokströmmens valvdamm. Modellen bygger på teorin att de horisontella deformationerna i bergmassan är en följd av samverkan mellan valvdamm och bergmassa, samt temperaturväxlingar under året. Artikeln beskriver vidare hur värden på bergmassans och betongens elasticitetsmodul uppskattats och hur temperaturvariationerna i dammen bestämts. Slutligen jämförs och diskuteras de beräknade resultaten med uppmätta värden.

### **SUMMARY**

This paper describes the development of a simplified model for calculating the horizontal movements in the rock mass. The movements were calculated under a concrete slab in connection to Krokströmmen arch dam. The model is based on the theory that horizontal displacements in the rock mass are a consequence of interaction between arch dam and rock mass, and the temperature variations that the dam experience during the year. The article further describe how values on the elastic modulus for the concrete and rock mass were estimated, and how the temperature variations in the dam were determined. Finally, the calculated results are compared with actual measurements, and brought up for discussion.

### **1. INLEDNING**

Dammen vid Krokströmmens kraftverk är belägen i Ljusnan i Jämtlands län. Anläggningen uppfördes under åren 1947-52 och består av en jorddammsanslutning mot höger strand, ett utskovparti samt valvdammen, se bild 1. Utskovspartiet fungerar även som anfang för ena sidan av valvdammen. Valvdammen är utförd med en konstant

radie på 100 m och en högsta höjd av 45 m. Längden är 160 m och spännvidden mellan vederlagen 144 m.

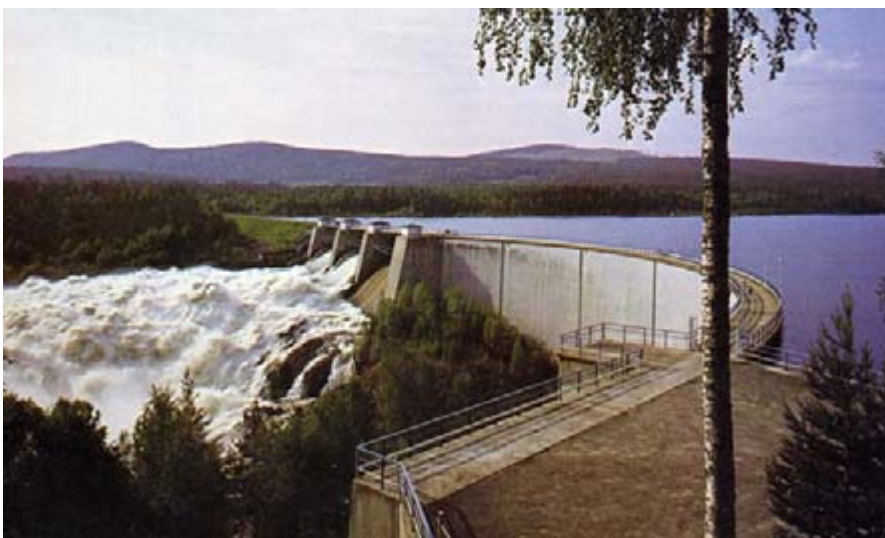
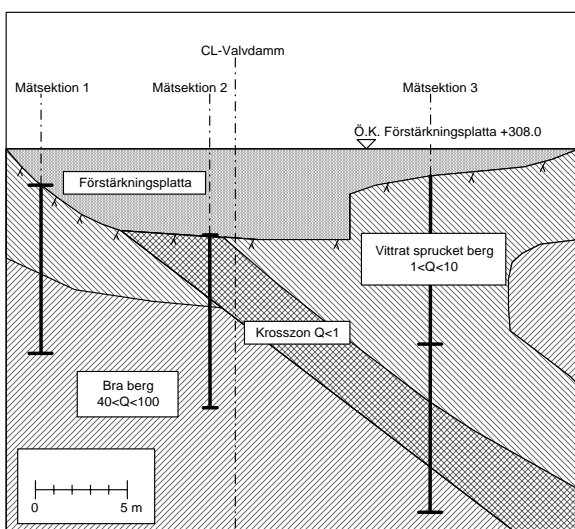


Bild 1. Vy över dammen vid Krokströmmen. Närmast i bilden syns valvdammen med bakomliggande utskovsparti och jorddammsanslutning. *View over the dam at Krokströmmen. Closest in picture is the arch dam, with spillway and earth dam connection lying behind it.*

I samband med en fördjupad dammsäkerhetsvärdering som utfördes av J&W (Johansson et. al. 2000), rekommenderades att stabiliteten mot brott i berggrunden skulle kontrolleras för den centrala delen av valvdammen. Till följd av detta gjordes en kompletterande geologisk undersökning (Granlund et. al. 2001), samt kompletterande stabilitetsberäkningar (Stille et. al. 2002).



Enligt den geologiska undersökningen består berggrunden av relativt lättvittrad röd granit, s.k. Rätangranit, varvad med en något mindre vittrad, finkornigare, ljusare ibland grå granit. Vinkelrätt, centralt under valvdammen går en relativt bred vittrad sprickzon med mycket dåligt berg. Zonen stryker längs älvens huvudfåra och har troligtvis gett upphov till landskapets utformning på platsen. Till vänster om krosszonen, sett i strömningsriktningen, domineras berget av den ljusare grå graniten och bergets kvalitet är bra, d.v.s. ett Q-värde på

Figur 1. Uppströmsvy av berggrunden under förstärkningsplattan. *Upstream view of the rock mass under the reinforcement slab.*

mellan 40 till 100 för berg på djupet. För det ytliga berget är kvaliteten sämre med ett Q-värde runt 10. Förhärskande sprickkaraktär i denna del är i huvudsak horisontella bankningsplan med cc 1-2 m. Till höger om krosszonen utgörs berget av den mer grovkorniga delvis vittrade Rätangraniten, med två dominerande sprickgrupper som tillsammans bildar blockstorlekar av 0,5-1 m. Bergets kvalitet är i detta område relativt dåligt med ett Q-värde på 1 till 10. En schematisk bild över bergmassan redovisas i figur 2.

De kompletterande stabilitetsberäkningarna som utfördes, konstaterade att en förstärkning av berget var nödvändig. Lösningen blev en betongplatta med ovanliggande schaktmassor. Arbetet med denna platta slutfördes i juni 2003. Förstärkningens bredd vinkelrätt dammen är cirka 20 m och längden längs dammen cirka 40 m, se bild 3 och 4. Plattans syfte är att genom sin egentyngd öka vertikalspänningen i berget och därmed öka skjuvhållfastheten längs de horisontella sprickplan som finns i berggrunden.



Bild 2 och 3. Den vänstra bilden togs i samband med gjutningen och den högra är tagen efter plattans färdigställande. *The left picture was taken in connection with the casting and the right picture after the completion of the slab.*

Vid dimensioneringen av plattan gjordes en uppskattning av förväntade vertikala deformationer på som mest 0,8 mm. Inga uppskattningar gjordes emellertid av förväntade horisontella deformationer.

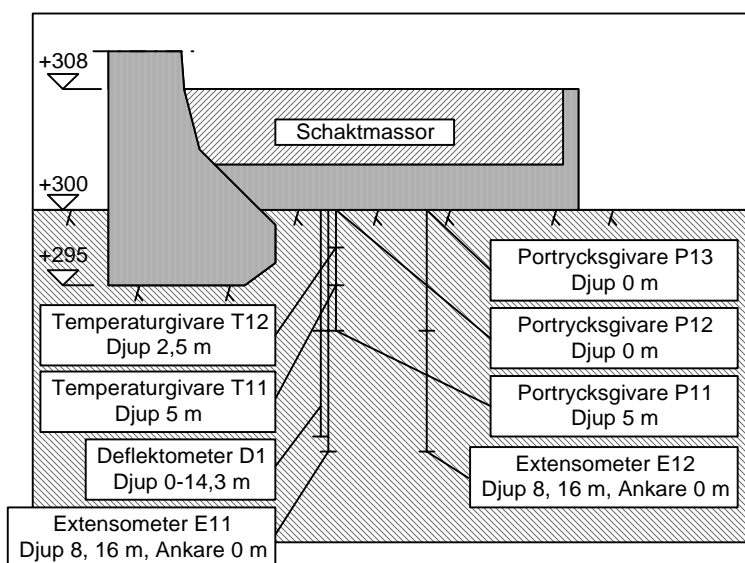
Innan gjutningen av plattan påbörjades instrumenterades bergmassan för att mäta portryck, temperatur samt vertikala och horisontella rörelser i berget. En första utvärdering av bergets rörelser efter några månader visade att de horisontella rörelserna var avsevärt större än de vertikala. De uppmätta vertikala deformationerna var i storleksordningen 1-2 mm, mot som mest 10 mm för de horisontella.

Mot bakgrunden av detta har en förenklad beräkningsmodell tagits fram för att kontrollera om de uppmätta horisontella deformationerna kan anses rimliga. Modellen

antar att de horisontella deformationerna i bergmassan är en följd av samverkan mellan damm och bergmassa, samt dammens temperaturväxlingar under året.

## 2. INSTRUMENTERING

Under förstärkningsplattan har tre mätsektioner installerats, se figur 2. Varje sektion mäter temperatur, portryck samt vertikal- och horisontell deformation. En principiell bild av mätsektion 1 visas i figur 5.



Figur 2. Principiell skiss över instrumentering i mätsektion 1. *Schematic sketch over the instrumentation in section 1*

De övriga mätsektionerna är instrumenterade enligt samma princip med tre undantag. Deflektometern i mätsektion 2 är försedd men en extra givare, p.g.a. att borrhålet var något böjt. I mätsektion 3 är extensometrarna placerade på 15 och 30 m djup och deflektometrarna på 15 till 27 m djup.

En osäkerhet i avläsningarna är att det inte finns några temperaturgivare vid bergytan. Eftersom extensometrarna måste justeras med hänsyn till temperaturvariationer i berget betyder detta att denna korrektion blir osäker. Problemet kompliceras också av att eventuell värme från den härdande betongen kan ha påverkat bergets yttemperatur.

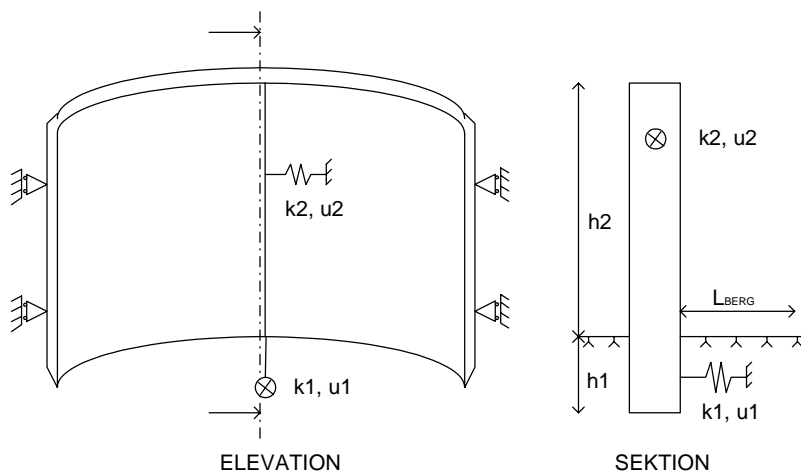
## 3. BERÄKNINGSMODELLEN

För att förstå vilka mekanismer som ligger bakom bergets horisontella rörelser i anslutning till förstärkningsplattan och bedöma deras rimlighet, har en förenklad beräkningsmodell av valvdammen utvecklats. Modellens syfte är att ge en bild av de

rörelser som äger rum vid de centrala delarna på valvdammen. Den är inte utformad för att förklara dammens totala beteende.

Teorin bakom modellen är att de horisontella rörelserna styrs av hur valvdamm och berg samverkar. Lasten som utvecklar dessa rörelser antas härstamma från dammens temperaturväxlingar. Ingen hänsyn har tagits till vatten- eller islast, då dessa laster i relation till temperaturlasterna är relativt små.

Den verkliga utformningen approximeras i modellen med ett symmetriskt cylindriskt skal utan momentupptagande förmåga med radien,  $r=100$  m och en båglängd,  $L=160$  m. Skalet antas på sidorna vara förhindrat att utvidga sig horisontellt men kan röra sig vertikalt. Den horisontella styvheten i dammen approximeras med en fjäder med fjäderkonstanten  $k_2$ , och en styvhet som beror av betongens elasticitetsmodul,  $E_{BTG}$ . Bergets horisontella styvhet vid dammfoten approximeras på liknande sätt med en fjäder med fjäderkonstanten  $k_1$ , och en styvhet baserad på bergets elasticitetsmodul  $E_{BERG}$ .



Figur 3, Principskiss av modellens uppbyggnad. *Schematic sketch over model layout.*

I en fri konstruktion skulle en ökning av temperaturen,  $\Delta T$  ge upphov till en tangentiell töjning,  $\varepsilon_t$ .

$$\varepsilon_t = \frac{\Delta L}{L} = \frac{\Delta T \cdot \alpha \cdot L}{L} = \Delta T \cdot \alpha \quad (1)$$

Där  $\alpha$  är betongens längdutvidningskoefficient och antas till  $11 \cdot 10^{-6}$ . Vidare kan den radiella längdändringen i förhållande till en ändring av båglängden skrivas som:

$$\Delta L = \Delta r \cdot \frac{\theta \cdot \pi}{180} \quad (2)$$



Där  $\theta$  är vinkeln som bildas från vänstra till högra anfanget vid en radie på 100 m. En tangentiell töjning till följd av en temperaturhöjning ger upphov till en spänningsökning  $\sigma$  i tvärsnittet om töjningen är förhindrad.

$$\sigma = E_{BTG} \cdot \Delta T \cdot \alpha \quad (3)$$

Denna spänning ger upphov till en kraft,  $F_{VALV,TAN}$  över tvärsnittet.

$$F_{VALV,TAN} = E_{BTG} \cdot \Delta T \cdot \alpha \cdot t \cdot (h_1 + h_2) \quad (4)$$

Där  $t$  är valvdammens medelbredd,  $h_1$  är dammens djup under bergytan och  $h_2$  är dammens höjd över bergytan. Om den mothållande kraften i dammen uttrycks som en fjäderkraft, kan den skrivas som:

$$F_{VALV,TAN} = k2_{TAN} \cdot \Delta L = |\sigma \cdot A = E_{BTG} \cdot \varepsilon_t \cdot A| = \frac{E_{BTG} \cdot A_{DAMM}}{L_{VALV}} \cdot \Delta L \quad (5)$$

Men eftersom vi är intresserade av den radiella deformationen skrivs ekvation (5) därför om med hjälp av ekvation (2) till följande uttryck där  $u_2$  är valvdammens radiella deformation:

$$F_{VALV,TAN} = \frac{E_{BTG} \cdot A_{VALV}}{L_{VALV}} \cdot \frac{\theta \cdot \pi}{180} \cdot u_2 \quad (6)$$

Betongens fjäderstyvhet kan därmed uttryckas som:

$$k2 = \frac{E_{BTG} \cdot t \cdot (h_1 + h_2)}{L_{VALV}} \cdot \frac{\theta \cdot \pi}{180} \quad (7)$$

På grund av dammens horisontella rörelse kommer ett tryck,  $\Delta p_{berg}$  utvecklas på berget. Detta tryck kan uttryckas som:

$$\Delta p_{berg} = \frac{E_{BERG}}{L_{BERG}} \cdot u_1 \quad (8)$$

Där  $u_1$  är bergets radiella deformation och  $L_{BERG}$  är det verksamma bergets längd. En grov approximation av denna längd skulle enligt Boussinesqs ekvation kunna vara i storleksordningen 7 gånger bredden av den utbredda lasten  $h_2$ , vilket i detta fall är 35 m. Enligt membran teorin kan ekvation (8) skrivas om till en tangentiell kraft i dammen med följande uttryck:

$$F_{VALV,TAN} = h_1 \cdot r \cdot \frac{E_{BERG}}{L_{BERG}} \cdot u1 \quad (9)$$

Bergets fjäderstyvhet kan därmed uttryckas som:

$$k1 = \frac{h_1 \cdot r \cdot E_{BERG}}{L_{BERG}} \quad (10)$$

En jämviktsbetraktelse på hela dammen ger följande ekvation.

$$k1 \cdot u1 = F_{VALV,TAN} - k2 \cdot u2 \quad (11)$$

Om dammen ses som en stel kropp måste  $u1=u2$ . Genom insättning av ekvationerna (4), (7) och (10), i ekvation (11) fås följande uttryck för deformationen.

$$u = \frac{E_{BTG} \cdot \Delta T \cdot \alpha \cdot t \cdot (h1 + h2)}{\frac{h1 \cdot r \cdot E_{BERG}}{L_{BERG}} + \frac{E_{BTG} \cdot t \cdot (h1 + h2) \cdot \theta \cdot \pi}{L_{VALV} \cdot 180}} \quad (12)$$

Modellen är en mycket grov förenkling av verkligheten men är i första hand tänkt att fungera som en indikator på dels vilka maximala deformationer som är möjliga och dels för att ge en fingervisning om de förväntade rörelsernas beteende. Eftersom rörelsernas beteende är beroende av temperaturväxlingarna, som i det här fallet är cykliska, förväntas ett cykliskt beteende av deformationen,  $u$ .

För att kunna beräkna förväntade deformationer behövs uppgifter på dammens temperaturväxlingar, betongens elasticitetsmodul samt berget elasticitetsmodul. Hur dessa uppskattades beskrivs översiktligt i kommande kapitel.

#### 4. BETONGENS ELASTICITETSMODUL

Eftersom det inte funnits tillfälle att borra provkroppar från betongen i valvdammen måste elasticitetsmodulen för betongen bestämmas med någon annan metod.

Enligt Betonghandboken Material (1994) kan olika matematiska samband ställas upp för att beskriva samband mellan kryptalet och tiden. Det samband som enligt Betonghandboken sannolikt beskriver den rena grundkrypningen bäst, utan inverkan från ökad uttorkning, är beskriven i ekvation (13).

$$\varphi = at^b \quad (13)$$

Där  $\phi$  är kryptalet, a och b är konstanter och t är tiden i år. Genom att förlänga med logaritmen i båda leden kan krypningen i ekvation (13) plottas som en linjär kurva, där konstanterna a och b kan bestämmas med regressionsanalys.

För att utföra regressionsanalysen behövs data på tidigare uppmätta elasticitetsmoduler. I rapporter från Reinius (1954) och Larsson (1961) redovisas värden på betongens elasticitetsmodul, vilka redovisas i tabell 7.

Datum	V.y. m.ö.h.	E-modul i laboratoriet kg/cm <sup>2</sup>	E-modul i dammen kg/cm <sup>2</sup>
1952-05-08	338,0	180 000	195 000
1952-08-26	338,0	153 000	170 000
1953-02-06	338,4	145 000	143 000
1953-03-29	338,4	143 000	139 000
1961-10-61	-	-	123 000

Tabell 1, Tidigare beräknade E-moduler för långtidsbelastning (Reinius 1954, Larsson 1961). *Modulus of elasticity calculated earlier for long-term loading (Reinius 1954, Larsson 1961).*

För att kunna beräkna kryptalen och bestämma nuvarande elasticitetsmodul måste en initiell elasticitetsmodul bestämmas. Enligt Reinius (1954) uppskattas kubhållfastheten efter 90 dygn till cirka 560 kg/cm<sup>2</sup> (54,9 MPa).

I betonghandboken redovisas två olika samband mellan tryckhållfasthet och elasticitetsmodul. Enligt dessa samband skulle den initiella elasticitetsmodulen kunna ligga mellan 33 500 MPa och 43 000 MPa. En genomförd analys med ovan beskrivna metoder och två olika initiella värden på E-modulen, 33 500 MPa respektive 43 000 MPa, gav resultat enligt tabell 8.

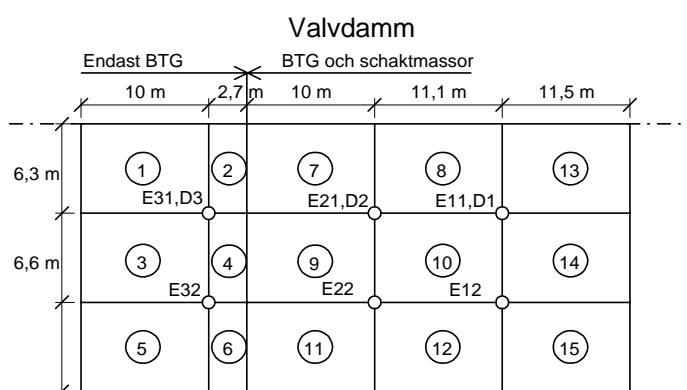
Initiell E MPa	Konstant a (ekv. 13)	Konstant b (ekv. 13)	Kryptal 2003	E 2003 MPa
33 500	1,2586	0,2006	2,77	8890
43 000	1,9099	0,1685	3,70	9140

Tabell 2, Uppskattad elasticitetsmodul för betongen i valvdammen 2003. *Estimated modulus of elasticity for the concrete in the arch dam.*

En granskning av beräkningsresultaten visar att den anpassade kurvan i båda fallen ligger cirka 1 000 MPa under beräknat värde 1961. Med hänsyn till detta skulle elasticitetsmodulen kunna uppskattas till cirka 10 000 MPa, vilket är samma som J&W använde i sina beräkningar (Johansson et. al. 1996).

## 5. BERGETS ELASTICITETSMODUL

För att få en uppfattning om bergets elasticitetsmodul gjordes ett försök att genom bakåtberäkning bestämma bergets elasticitetsmodul. I denna beräkning approximerades plattans utsträckning till en rektangulär platta, uppdelad i 15 mindre rektangulära delar, enligt figur 9.



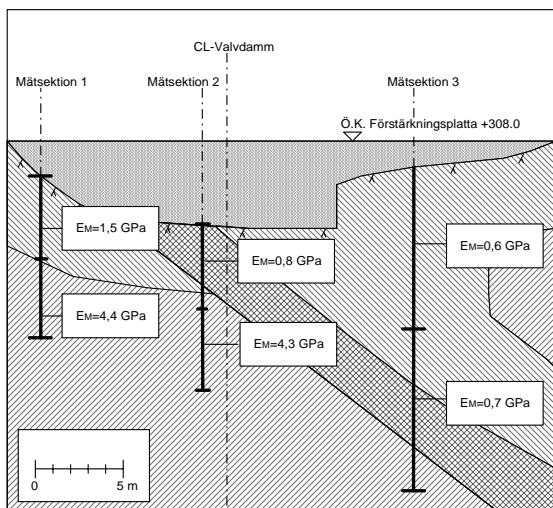
Figur49. Approximativ utsträckning av förstärkningsplattan, uppdelad i 15 mindre delar. *Approximated extension of the reinforcement slab, divided into 15 smaller parts.*

Utifrån uppgifter om betongmängden på de olika gjutetapperna, mängduppgifter på påförd schaktmassa samt bergytans topografi uppskattades lastfördelningen på de 15 olika delplattorna. Med den antagna lastfördelningen och uppgifter om delplattornas utformning bestämdes spänningsökningen med Boussinesqs ekvation på de djup som extensometrarna är placerade. Töjningen i berget bestämdes m.h.a. uppmätta vertikala deformationer, som korrigerats med hänsyn till temperaturförändringarna i berget. Bergmassans elasticitetsmodul bestämdes efter detta med Hookes lag. Resultaten redovisas i tabell 10.

Extensometer	Nivå, relativt bergytan (m)	$E_M$ (GPa)
E11	0-8	2,7
E11	8-16	-4,7
E12	0-8	1,5
E12	8-16	4,4
E21	0-8	-5,3
E21	8-16	4,6
E22	0-8	0,8
E22	8-16	4,3
E31	0-15	1,1
E31	15-30	-4,5
E32	0-15	0,6
E32	15-30	0,7

Tabell 3. Bakåtberäknade elasticitetsmoduler för bergmassan. *Back calculated modulus of elasticity for the rock mass.*

Om resultaten i tabellen ovan studeras kan det observeras att berget vid vissa av extensometrarna verkar ha svällt. Det intressanta är att detta fenomen inträffat på samtliga extensometrar som är belägna närmast dammen, d.v.s. E11, E21 och E31. Det verkar alltså som om det vertikala trycket från dammen under den period plattan byggdes har minskat med mer än vad förstärkningsplattan har bidragit med i egentygnd.

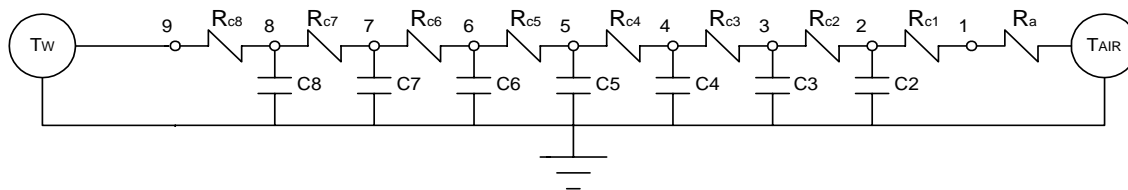


Om resultaten från de övriga extensometrarna studeras, d.v.s. E12, E22 och E32, fås däremot en rimligare fördelning av bergets elasticitetsmodul, se figur 11. Mot bakgrund av detta kommer resultaten från de bortre extensometrarna att användas. Det bör dock påpekas att osäkerheten i beräkningarna är stora och resultaten måste tolkas mot denna bakgrund

Figur 5. Bakåtberäknade elasticitetsmoduler för bergmassan under förstärknings-plattan. *Back calculated modulus of elasticity for the rock mass under the reinforcement slab.*

## 6. DAMMENS TEMPERATURVARIATIONER

På grund av valvdammens tjocklek är temperaturväxlingarna svåra att bestämma. En numerisk beräkning utfördes därför för att uppskatta dessa temperaturväxlingar. I den numeriska beräkningen modelleras betongen som en jämntjock betongvägg innehållande 9 noder, se figur 12.

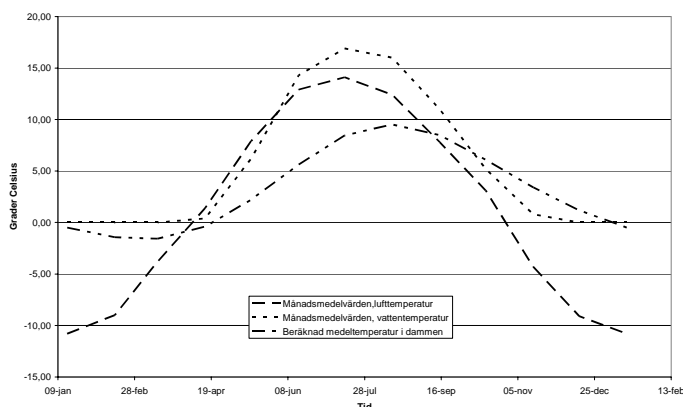


Figur 6. Schematisk skiss över modellens uppbyggnad för bestämning av valvdammens medeltemperatur under året. *General sketch over model layout for determination of the mean temperature of the arch dam during the year.*

Valvdammen har upptill en tjocklek på ca 2,4 m och nertill en tjocklek på, som mest, 11,3 m. I beräkningarna användes en viktad medeltjocklek på 4 m.

Mätdata för lufttemperaturen erhöles från SMHI: s mätstation i Ytterhogdal, belägen cirka en mil från dammen. Lufttemperaturen anges som månadsmedelvärden över året

och grundar sig på en mätserie under perioden 1961-2002. Uppgifter om vattentemperaturen i Ljusnan kommer från SMHI:s mätstation i Laforsens kraftverk som är belägen ett par mil nedströms Krokströmmen. Temperatureerna redovisas som månadsmedelvärden och är baserad på en mätserie från 1959-1992. Resultaten från beräkningarna redovisas i figur 13.

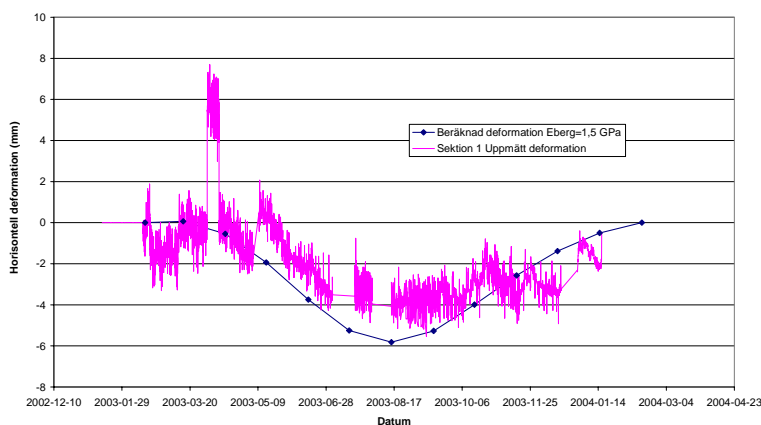


Värt att notera är medeltemperaturens fasförskjutning i dammkroppen i förhållande till luft och vattentemperatur.

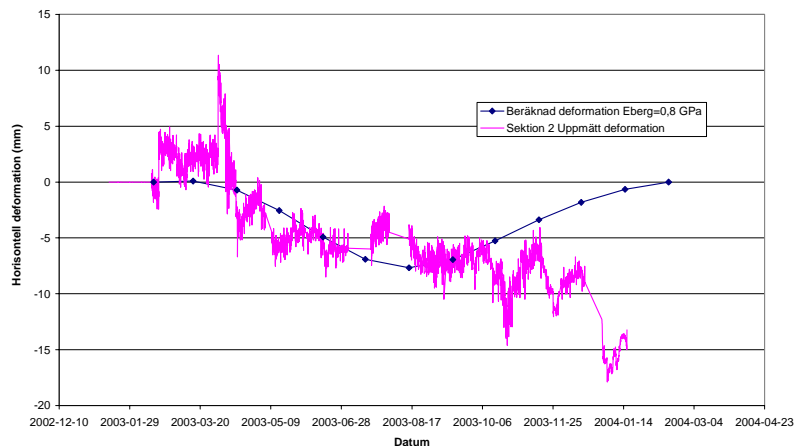
Figur 7. Luftens, vattnets och dammens temperaturväxlingar under ett genomsnittligt år. *Temperature variations of the air, water and arch dam for an average year.*

## 7. BERÄKNADE OCH UPPMÄTTA HORISONTELLA RÖRELSER

För att uppskatta de horisontella rörelserna utfördes beräkningarna med indata för betongens och bergmassans elasticitetsmodul, samt dammens temperatur enligt tidigare bestämda värden. Resultaten redovisas i figur 14 och 15, där positiv deformation är riktad nedströms och negativ deformation är riktad uppströms.



Figur 8. Beräknade och uppmätta horisontella deformationer i mätsektion 1. *Calculated and measured horizontal deformations in section 1.*



Figur 9. Beräknade och uppmätta horisontella deformationer i mätsektion 2. *Calculated and measured horizontal deformations in section 2.*

För mätsektion 3 är de uppmätta horisontaldeformationerna framtagna på djupet 15-27 m, i förhållande till bergytan. Eftersom modellen antar att rörelserna sker i det ytnära berget är mätningarna i sektion 3 inte representativa för de beräknade värdena, och har därför utlämnats. De uppmätta deformationerna i mätsektion 3 är emellertid i princip identiska med de i mätsektion 2. Detta tyder på att en stor del av deformationen äger rum i krosszonen med mycket dåligt berg.

## 8. DISKUSSION

Beräkningar av bergmassans horisontella rörelser har utförts, baserat på en förenklad modell av dammen. Modellen är tänkt att fungera som en indikator på möjliga horisontaldeformationer och ge en antydan om de förväntade rörelsernas beteende.

I beräkningarna antas elastiskt beteende av bergmassan och konstant elasticitetsmodul, vilket är en förenkling av verkligheten. Till följd av att bergmassan inte beter sig helt elastiskt kan en viss bestående deformation förväntas efter varje belastningscykel, d.v.s. år. Denna bestående deformation ökar sannolikt med sämre bergskvalitet. Vidare, ökar bergmassans styvhet med ökad belastning. I det här fallet skulle alltså en ökad styvhet på bergmassan kunna förväntas till följd av den ökade belastningen från förstärkningsplattan. Detta skulle kunna förklara att deformationerna i mätsektion 1 förefaller bli något mindre än förväntat efter sommaren.

Vid en jämförelse mellan uppmätt och beräknad horisontell deformation kan dock inget entydigt svar ges huruvida modellen följer det verkliga beteendet. För mätsektion 1 kan det konstateras att en överraskande bra samstämmighet uppnåtts mellan beräknade och uppmätta värden. För de två övriga sektionerna är samstämmigheten sämre. Kurvorna för beräknad och uppmätt deformation följer varandra fram till oktober då

berget, mot förväntningarna, fortsätter att röra sig uppströms. Orsakerna till detta går bara att spekulera i.

Till viss del kan de eventuellt förklaras av en högre elasticitetsmodul för bergmassan. Detta på grund av ökade vertikalspänningar i berget till följd av egentygden från plattan. Det kan också röra sig om en krypdeformation av det dåliga berget på grund av det nya spänningstillståndet i bergmassan efter plattans färdigställande.

Det är emellertid svårt att efter mindre än ett år dra några slutsatser kring detta, utan en längre mätperiod behövs för att studera bergets beteende. Framöver kommer analysen att fortsätta med en 3-D numerisk beräkningsmodell. I denna modell studeras vidare hur förstärkningsplattan inverkar på bergmassans och valvdammens samverkan.

En intressant slutsats utifrån den framtagna modellen är att bergmassan är som mest belastad under vintern. Resultaten visar dessutom på behovet av en ökad förståelse för hur konstruktion och berg samverkar.

## **9. TACK**

Ett stort tack till Tommy Flodin och Fortum för tillåtelsen att använda deras mätdata samt till Gösta Johansson på WSP och Lars Persson på Geometrik AB.

## **10. REFERENSER**

Johansson, G., Gustafsson A., 2000, Krokströmmens kraftverk, Fördjupad dammsäkerhetsutvärdering, Jacobson och Widmark

Granlund N., Bellinder, M., 2001, Krokströmmens kraftverk, Kompletterande geologisk undersökning, Jacobson och Widmark

Stille H., Stille B., 2002, Krokströmmen, Utökad dammsäkerhetsutvärdering, Undergrundens bärighet, Geokonsult Stille AB, Skanska Teknik AB

Reinius, E., 1954, Spänningar och deformationer i Krokströmmens valvdamm, Vattenkraftföreningens publikationer 443 (1954:7)

Larsson, L-E., 1961, Rapport över spännings- och deformationsmätningar i Krokströmmens valvdamm

1994, Betonghandbok Material, utgåva 2, Svensk Byggtjänst

Johansson, G., Palmgren, H., 1996, Statisk analys av valvdammen med finita elementmetoden (FEM), Jacobson & Widmark





# STAGFÖRANKRING MOT UPPFLYTNING – FÖRANKRINGSFÖRSÖK I MALMÖ

## Ground anchors to resist uplift - Anchor tests in Malmö

*Carl-Olof Söder, SWECO VBB*

*Mats Burtu, SWECO VBB*

*Gösta Ericson, SWECO VBB*

*Jonas Nyman, Intergrund AB*

### Sammanfattning

Verifierande förankringsförsök har utförts i projektet Citytunneln i Malmö. Försöken utfördes för att verifiera utdragskapaciteten i förankringszonen och att undersöka krypning i förankringszonen vid statisk och cyklisk last. De förankringstyper som ingått i försöken är linstag och GEWI-pålar. Utdragsförsöken visade att en förankringslängd på 3 m har en utdragskapacitet på minst 3165 kN. Ingen krypning har registrerats i förankringszonen för den statiska eller cykliska långtidslasten. Antalet lastväxlingar uppgår till över 240.000 st.

### Summary

Investigation tests were performed in the project Citytunneln in Malmö. The purpose of the tests were to verify the pull-out capacity of the fixed anchor length and to investigate creep in the fixed anchor length for static and cyclic load. Multi-strand tendons and GEWI-piles were used. The pull-out capacity with a 3 m fixed anchor length was at least 3165 kN. No creep was registered in the fixed anchor length for static or cyclic working load. The number of cycles are more than 240.000.

### Inledning

Citytunneln i Malmö är ett undermarksprojekt som innehåller ett flertal tekniska utmaningar. Berggrunden består av kalksten som överst benämns Köpenhamnskalksten och därunder Bryozokalksten.

Den del av projektet som benämns Malmö C Nedre, och som är belägen strax norr om nuvarande Malmö C, består av en sluten betongram som kommer att byggas i öppen schakt. Stationen är placerad under grundvattenytan och kommer på grund av sin luftiga layout bli utsatt för stora uppflytskrafter. För betongtunnlar som har en begränsad bredd är den ekonomiskt bästa lösningen att utnyttja egentyngden för att balansera vattnets lyftkraft.

För breda tunnlar som dessutom har liten jordtäckning, vilket kan sägas gälla för Malmö C Nedre, rusar kostnaden för att på olika sätt öka tunnelns egentyngd snabbt i höjden. Det föranledde CTP att undersöka möjligheterna att förankra tunneln i det underliggande kalkberget.

## **Tekniska lösningar mot uppflyt**

### **Egentyngdslösning**

Egentyngdsslösningen utnyttjar konstruktionens egentyngd tillsammans med tyngden av medverkande jordmassor belägna på tunneltak, tassar eller inuti tunneln.. Beräkningar har visat att det till exempel krävs en i genomsnitt ca 4,5 m tjock betongplatta, som lokalt behöver ökas till drygt 6 m, vid användning av konventionell betong. Andra lösningar som kan nämnas är användning av ”tung” betong eller ”tung” fyllning.

Egentyngdsslösningens största fördel är att den är förhållandevis enkel att utföra samt att dimensioneringsprincipen ”tyngre än vatten” ger en robust lösning. Nackdelarna är att den ökade tjockleken på bottenplattan innebär en djupare schaktgrop, vilket medför mer schaktvolym, djupare spont, större inläckage av vatten och ökad påverkan på grundvattnet mm.

### **Förankringslösning**

Med en förankringslösning utnyttjas tyngden av den underliggande bergmassan genom att denna förankras i bottenplattan med stag eller dragpålar som injekteras fast i förborrade hål. Ett installerat stag eller dragpåle kan sägas bestå av tre huvuddelar; (1) En förankring i bottenplattan med någon form av ankarplatta, (2) En fri längd, som sträcker sig från bottenplattans underkant till (3) förankringszonen. Den fria längden skall vara klart definierad för att säkerställa att lasten överförs till berget på rätt djup.

I princip skall den yttre bärförmågan kontrolleras för två fall; (1) Staglängden bestäms så att en tillräckligt stor volym berg medverkar. Normalt bortser man från bergmassans draghållfasthet utan det är endast vikten av bergvolymen som motverkar uppflyt.

(2) Förankringszonens längd, dvs den del av staget som skall överföra lasten till bergmassan, bestäms utifrån den dimensionerande utdragskapaciteten för ett enskilt stag.

#### Passiv stagförankring

Med en passiv förankring menas att lasten i pålen uppstår på grund av en yttre last som i detta fall är vattnets upptryck mot bottenplattan.

Stålkärnepålar har använts i Sverige sedan 1960-talet både för tryck- och dragkrafter. En vanlig stålqualität är S355JG3(J0) med  $f_{yk}=315$  MPa. Diametern på stålämnet kan normalt fås mellan 70 till 210 mm. Stålet är inte korrosionskänsligt och relativt

okänsligt för åverkan under byggtiden. Korrosionskyddet erhålles genom ingjutningen i borrhålet och med centrering av stålkärnan i hålet.

GEWI-pålar är en vanlig typ av passiva förankringar utomlands som utgörs av medelhållfast kamgångat stål S555/700 för diametern 63,5 mm. Även 32, 40 och 50 mm diameter finns. Permanenta förankringar placeras först i ett korrugerat plaströr som fylls med cementbruk på fabrik. Hela paketet placeras i borrhålet och injekteras fast. Centreringen i hålet säkras med härför tillverkade avståndshållare. Systemet benämns ”dubbelt korrosionskydd” av DYWIDAG och uppfyller kraven enligt SS-EN 1537. Utanpå det korrugerade plaströret finns möjlighet att montera ett slätt plaströr för att erhålla en fri längd.

Andra typer av standardiserade dragstag är till exempel Ischebeck Titan och Macalloy Baranchors.

#### Aktiv stagförankring

En aktiv förankring spännes innan den yttre lasten påföres. Uppspänningen sker efter att bottenplattan är gjuten och staget måste därför löpa fritt genom bottenplattan. Det ställer speciella krav på utformningen av korrosionsskyddet av denna del som också är den känsligaste delen av staget.

Aktiva förankringar tillverkas ofta i höghållfast stål, som till exempel DYWIDAG's GWS-stänger eller linstag. GWS-stag tillverkas bl a i stål St 835/1030 upp till 36 mm diameter. Liksom för GEWI-pålar kan GWS-stag förses med ”dubbelt korrosionsskydd” och ett slätt plaströr längs den fria längden.

Det finns även möjlighet att förspänna GEWI-stål. Jämfört med GWS-stag blir töjningarna mindre i stålet för ett GEWI-stag och effekten av krypning, till exempel i förankringszonen har därför större betydelse.

#### **Skillnader mellan aktiva och passiva system**

Det finns några väsentliga skillnader i funktionen mellan aktiva och passiva system som bör framhållas och som ligger bakom utformningen av försöksprogrammet.

#### Passiva system

I passiva förankringar som utsätts för en permanent dragkraft uppstår krypdeformationer, dels i stålet längs den fria längden men även i förankringszonen samt i infästningen i bottenplattan. Detta förhållande tillsammans med den rent elastiska förlängningen på grund av nettoupptrycket gör att vid en tågpassage kommer hela tåglasten att överföras till berget via pålen. Den maximala påverkan utsätts de pålar för som ligger närmast spårmittpunkt..

Ett passivt förankringssystem är veckt vilket innebär att förankringen ofta, på grund av deformationskrav, inte kan utnyttjas till sitt dimensioneringsvärde i brottgränstillstånd.

### Aktiva system

Den aktiva förankringen spänns så att kontaktrycket mot berget vid staget kvarstår trots vattenupptrycket. Krypning i systemet kompenseras med en ökad förspänningskraft.

Effekten av en tågpassage då bottenplattan har kontakt med bergytan skiljer sig därför markant från det passiva systemet och innebär att staget förkortas endast motsvarande bergets sättning. Merparten av tåglasten överförs alltså direkt till berget och för stålet i stagen är lastvariationen betydligt mindre än för en passiv förankring.

## **Förankringsförsök – syfte**

I samband med diskussioner om kravspecifikationen för Malmö Citytunnel beslöts att verifierande förankringsförsök skulle utföras. Resultatet från försöken kommer att utnyttjas vid den slutliga dimensioneringen av förankringssystemet, om en sådan lösning blir aktuell för Malmö C Nedre.

Syftet var att (1) verifiera brottlasten i förankringszonen samt att säkerställa att (2) långtids-effekterna på grund av statisk och cyklisk last i bruksgränstillståndet är acceptabla.

Försöken planerades så att följande egenskaper hos förankringarna i första hand skulle kunna definieras:

- Vidhäftningskapacitet i förankringszonen för statisk last (utdragsbrott)
- Krypning i förankringszonen vid statisk långtidslast
- Krypning i förankringszonen vid cyklisk av- och pålastning för ett stort antal cykler

## **Förankringsförsök – förutsättningar**

### **Geologi**

Översiktligt kan geologin inom området för Malmö C Nedre beskrivas enligt följande: De kvartära avlagringarna har en mäktighet av 7-11 m och domineras av fyllning och lermorän närmast kalkberget. Berggrunden ned till nivån ca -90 m består av kalksten från tidig tertiär ålder. Överst utgörs kalkstenen av 3-5 m Köpenhamnskalksten och därunder av Limhamnsledet. Det senare delas upp i en övre Övergångszon och därunder av Bryozokalksten.

Köpenhamnsledet är uppbyggt av 2-4 dm mäktiga dellager av horisontellt lagrade kalkfragment bestående huvudsakligen av kalciumkarbonat men innehåller betydande

inslag av förkislning, ofta i form av uthålliga och relativt mäktiga lager av flinta. E-modulen anges till 0,1-0,5 GPa och tryckhållfastheten till under 10 MPa för merparten av detta lager, flintan undantagen.

Bryozokalkstenen är uppbyggd av 0,5-1 dm mäktiga lager anrikade av bryozorester från nederoderade revbildningar eller revkalksten. Fraktionen är sand och silt och innehåller betydande inslag av förkislad kalksten. Flinta förekommer i liten omfattning. E-modulen anges till 0,5-3 GPa och tryckhållfastheten till ca 30 MPa för merparten av detta lager

Såväl grundvattenytan i jordlagren som trycknivån i kalkstenen bedöms ligga på nivå  $\pm 0,0$  m. Den hydrauliska konduktiviteten i Köpenhamnskalkstenen är  $1 \times 10^{-2}$ -  $10^{-3}$  m/s och i Bryozokalkstenen är den  $1 \times 10^{-5}$  –  $10^{-7}$  m/s.

Samtliga förankringszoner har varit lokaliserade till Bryozokalkstenen, vilket också är ett krav för den slutliga konstruktionen.

### **Lasteffekt**

Lasterna under försöken har beräknats med förutsättning att GEWI-stag, diameter 63,5 mm och stålqualität 555/700, används.

### Utdragsbrott

Genom att åstadkomma ett rent utdragsbrott bestäms erforderlig längd på förankringszonen.

Utdragskapaciteten skall vara **3 ggr** större än den dimensionerande dragkapaciteten för förankringen,  $P_{yd}$  (se t ex Pålkommisionens rapport nr 53).

För aktiva GEWI-stag beräknades  $P_{yd}$  utifrån maximal uppspänningskraft som:

$$P_{yd} = \frac{0,9 \cdot P_{yk}}{1,5}, \text{ vilket för ett GEWI-stag, 555/700 och } \phi 63,5 \text{ mm, med } P_{yk} = 1758 \text{ kN}$$

innebär att  $P_{yd} = 1055$  kN. Utdragskapaciteten skall då vara  $3 \times 1055 \text{ kN} = 3165$  kN.

Denna last överstiger brottlasten för GEWI-stålet och det var därför nödvändigt att utföra försöken med linstag. Linstagen dimensionerades så att faktorn EA låg så nära som möjligt det värde som gäller för GEWI-stagen för att erhålla samma deformationer i förankringszonen. Linstag med 22 st 0,6" linor befanns uppfylla ställda krav och valdes därför för utdragsförsöken.

### Krypning vid statisk långtidslast

Långtidslasten bestämdes som förspänningslasten för aktiva förankringar,  $P_w = 1055$  kN, och för passiva beräknades den utifrån medelvattenståndet,  $P_w = 500$  kN.

### Krypning vid cyklisk långtidslast

Den cykliska lasten orsakas av last från tågtrafik och från variationer i vattenstånd. Det är framförallt, som nämnts, passiva förankringar som påverkas av cykliska laster. Baserat på beräkningar och utmattningskapaciteten för GEWI-stålet förutsattes en lastamplitud på 285 kN (beräknat med en partialkoefficient på 1,5) och en dragkraft som varierar mellan 110 kN och 395 kN, där den lägre kraften avser kraftnivån vid en tågpassage.

Motsvarande beräkning för aktiva GEWI-stag gav en väsentligt mindre lastamplitud på ca 23 kN och lasten skulle då variera mellan ca 1030 kN och 1055 kN.

De cykliska försöken baserades på lasteffekterna för passiva stag eftersom den större lastamplituden bedömdes vara utslagsgivande för långtidseffekterna i förankringszonen.

Försöken med både statisk och cyklisk långtidslast utfördes med GEWI-stag.

### **Installation av förankringar**

Installationen av linstagen och GEWI-stagen utfördes enligt följande moment:

- Borrningen utfördes med dubbelt borrsystem OD152 längs hela borrhålet och med vatten som spolmedium. Det färdiga borrhålet får en diameter på 167 mm.
- Foderröret rensolades med vatten och därefter fylldes det med cementbruk och det inre röret drogs upp. Till cementbruk användes Std P cement.
- Det förtillverkade staget lyfts ned i foderröret. Den fria staglängden var försedd med Densotape (avser endast linstagen).
- Foderröret dras upp under samtidig injektering med cementbruk. Injekteringstryckets riktvärde var 5 – 15 bar. Detta förfarande utfördes till dess att foderrörets underkant befann sig vid förankringszonens överkant. Ovanför denna nivå fylldes borrhålet med cementbruk utan tryckinjektering. Fyllning av cementbruk avbröts på nivån –12,0 och resterande delar av borrhålen fylldes med vatten.
- Stagen fick sedan sitta i minst 2 veckor innan provdragningen startade.

### **Utdragsförsök**

Utdragsförsöken utfördes enligt DIN 4125. Försöken utfördes med en stegvis pålastning som startade vid 400 kN och ökade vid varje nytt laststeg med 400 kN upp till 3165 kN.

De brottkriterier som användes vid utvärderingen av resultaten var följande:

- Kryptalet får inte överstiga 2 mm/log(t). t = 120 minuter innebär ca 1 mm krypning.
- Minst 50% av den ursprungliga förankringszonen skall vara intakt

Försöken utfördes på totalt 11 st linstag med olika långa förankringszonen (3 st x 2,0 m, 5 st x 4,0 m och 3 st x 6,0 m) för att kunna bestämma en dimensionerande längd.

## Resultat

Samtliga förankringslängder uppvisade en krypning vid 3165 kN som låg under brottkriteriet på 2 mm/log(t).

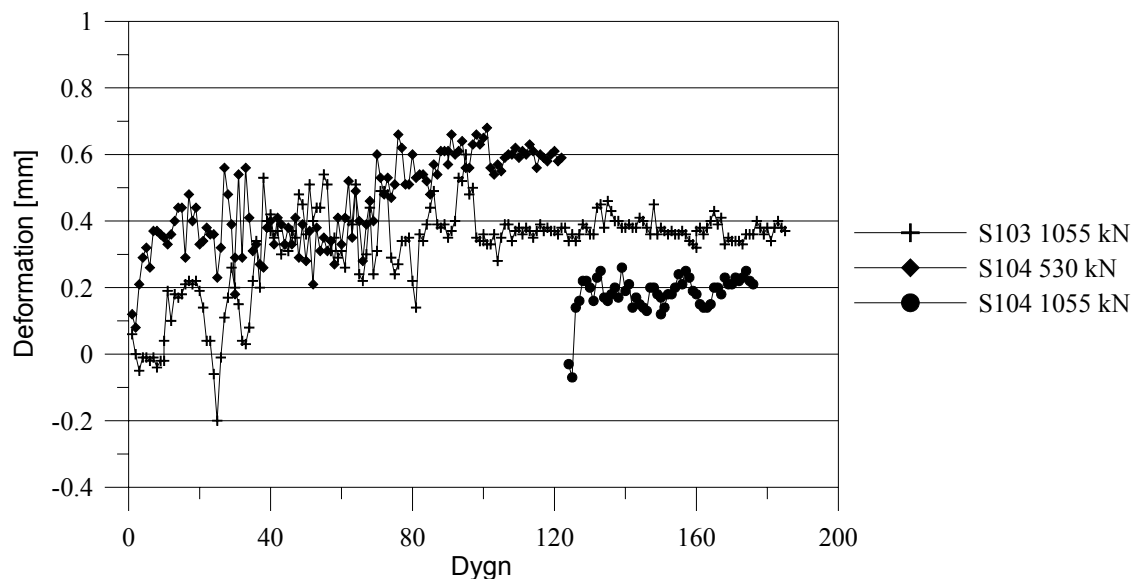
## Slutsatser

- Ett stag med förankringslängd 2,0 m har en utdragskapaciteten på omkring 3165 kN.
- Samtliga övriga stag har utdragskapaciteter som överstiger 3165 kN.
- Dimensionerande förankringslängd valdes till 3 m.

## Krypning i förankringszonen vid statisk långtidslast

Krypförsöken utfördes med 2 st GEWI-stag med en förankringslängd på 3 m.

Provningen utfördes genom att en vikt belastade en mindre hydraulcylinder som via en hydraulslang är sammankopplad med en domkraft med större cylinder.



Figur 1: Uppmätt deformation efter pålastning för stag S103 och S104. *Measured deformation after applied load for anchors S103 and S104.*



I Figur 1 redovisas de uppmätta deformationerna efter pålastning. Långtidslasten i försöken var 1055 kN samt 500 kN. Det högre lastvärdet valdes utifrån uppspänningskraften för ett GEWI-stag (aktivt system) och det lägre skulle representera brukslasten för ett passivt system med GEWI-stag.

## **Resultat**

Resultaten i Figur 1 visar att stag S104 uppvisar en liten krypning under de första ca 100 dygnen och därefter sker en stabilisering. Efter 120 dygn höjdes lasten i stag S104 till 1055 kN vilket visas i Figur 1 med de data som startar vid 120 dygn. Deformationen av staget är fortsatt stabil efter lastökningen. Stag S103 har haft en last på 1055 kN under hela försöket och bortsett från en liten krypning under de första 30 dygnen har deformationen varit stabil. Under de första 90 dygnen varierade temperaturen relativt mycket över dygnet i den container som innehåll provningsutrustningen vilket förklarar variationen i deformation under denna tid.

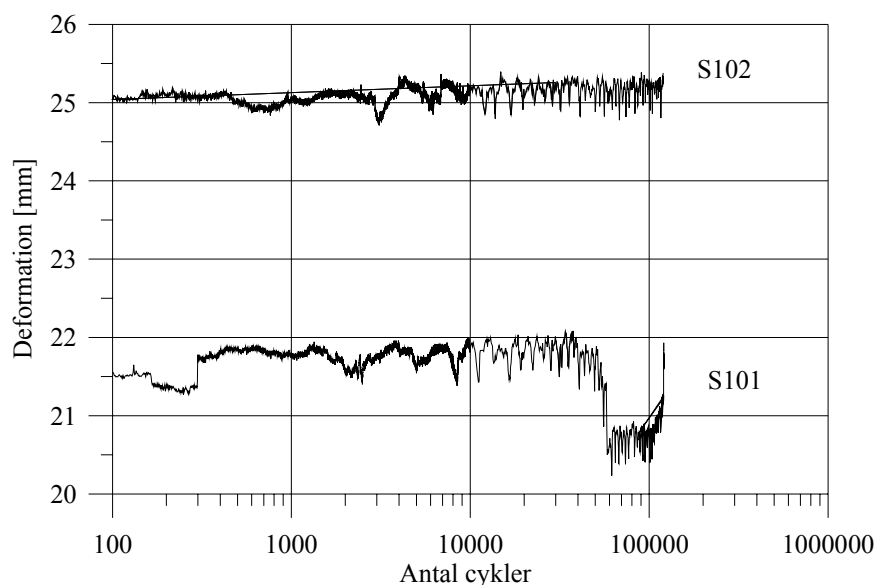
## **Krypning i förankringszonen vid cyklisk långtidslast**

Krypförsöken utfördes med 2 st GEWI-stag med en förankringslängd på 3 m.

Provningsutfördes enligt samma principer som för de statiska långtidförsöken. Den cykliska delen av försöket åstadkoms genom att en rörlig del av vikten omväxlande lyftes upp och sedan sänktes ned igen, på en fast vikt. Lyftning och sänkning av den rörliga vikten utfördes 2 ggr per minut med hjälp av en kuggväxelmotor och max- respektive minlast hölls konstanta under cirka 10 sekunder var. Lasterna som stagen utsattes för under en lastcykel varierade mellan 415 kN och 130 kN.

## **Resultat**

Utvärdering av försök med cyklisk last finns inte beskriven i gällande standard, SS-EN 1537. I Pålkommisionens rapport 59 finns riktlinjer för hur resultaten redovisas och utvärderas och Figur 2 visar deformation av stagtopp vid maxlast som funktion av antalet lastcykler för stagen S101 och S102. Det totala antalet cykler uppgår till 120 000 stycken.



Figur 2: Uppmätt deformation vid maxlast för stag S101 och S102. *Measured deformations at maximum load for anchors S101 and S102.*

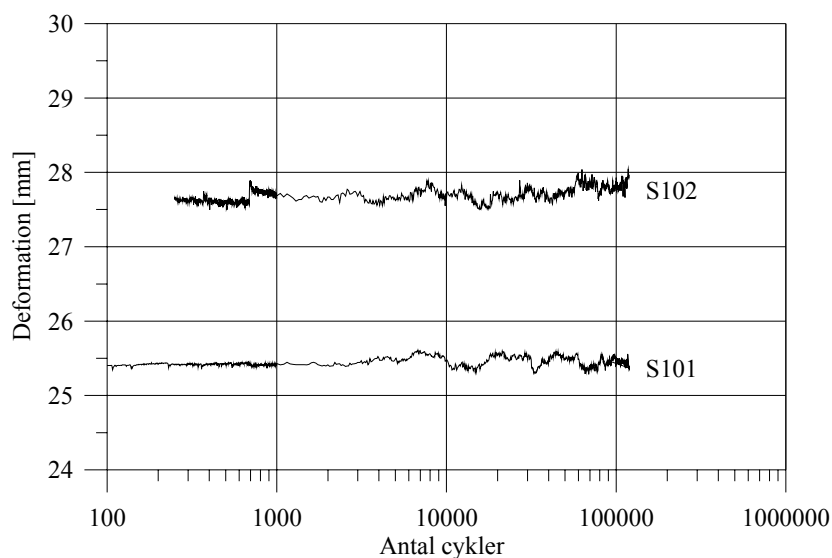
Resultaten i Figur 2 visar att stag S102 inte uppvisar någon tendens till ökande deformation, vilket är kriteriet för att kryplasten är överskriden vid cykliska försök enligt Pålkommisionens rapport 59. Stag S101 uppvisar samma stabila uppträdande upp till ca 50 000 cykler. Därefter sker ett språng i deformationen som följs av en krypning och slutligen till brott efter 120 000 cykler.

#### Stagbrott

Brottet skedde i stagets övre del där en mothållande mutter var gängad på staget ovanför ankarplattan och domkraften. Efter kontroll av Korrosionsinstitutet och samtal med DYWIDAG konstaterades att det var frågan om ett utmattningsbrott i stålet och att orsaken var en snedbelastning som troligen innebar att lastöverföringen i gängorna mellan mutter och stag gav nötningskorrosion och lokalt mycket höga belastningar. Stagen är provade för utmattningsbrott och med en annorlunda konstruktionslösning skulle brottet inte ha inträffat. Syftet med försöken var att prova förankringszonen och därför fortsatta försöken efter att en ny bit skarvats på.

#### Serie 2

Efter stagbrottet fortsatte de cykliska försöken vid lastnivåer som låg ca 100 kN högre än tidigare så att nu varierade lasten mellan 515 kN och 230 kN. Resultaten efter att stagen utsatts för ytterligare 120 000 cykler



Figur 3: Uppmätt deformation vid maxlast i serie 2 för stag S101 och S102. *Measured deformations at maximum load in serie 2 for anchors S101 and S102.*

Resultaten i Figur 3 visar att för de fortsatta cykliska försöken uppvisar varken S101 eller S102 någon tendens till krypning. Den tidigare deformationen för S101 efter ca 50 000 cykler är kopplad till stagbrottet och förankringszonen har inte påverkats.

### Förankringsförsök – slutsatser

När denna artikel skrevs var inte försöken helt avslutade och avrapporterade. Slutsatserna nedan kan därför komma att justeras något men i stort sett bedöms de överensstämma med det som kommer att rapporteras.

Följande slutsatser kan dras av försöken:

- Försöken har verifierat en utdragskapacitet på minst 3165 kN för en förankringszon som är 3 m lång. Detta förutsätter att förankringszonen är belägen i Bryozokalkstenen.
- Ingen krypning i förankringszonen för en statisk långtidslast på 530 kN och 1055 kN har registrerats.
- Försöken med cyklisk långtidslast utfördes först med en lastvariation mellan 415 kN och 130 kN under 120 000 cykler. Därefter med en variation mellan 515 kN och 230 kN under ytterligare 120 000 cykler. Ingen krypning i förankringszonen har registrerats under dessa cykliska försök.

# SOIL NAILING FOR SLOPE STABILISATION WITH SELF DRILLING ANCHORS

*M.E.Bernthaler, Atlas Copco Mai GmbH*

## Introduction

Soil Nailing has become over the years a popular method to shore excavation, stabilise slopes and to build retaining walls due to its versatility and cost effectiveness. A range of different means and methods have resulted providing the ground engineering industry with a very flexible and adaptable shoring system.

The importance of such adaptable retaining techniques become even more apparent when being confronted with the need to find technical solutions where accessibility, supply and safety are the critical factors for the selection of the correct method.

There are many acute examples for old environmental damages particularly in mountainous regions where yearly uncontrolled falls of debris and land slides occur sometimes with fatal outcome.

One such extreme example is the Lambagarh Slide Chamoli District, Uttar Pradesh, India ( Fig. 1) .After the big land slide in 1997 no further measures were taken except to reroute the road. Until last year the length of the effected area was approx. 300m long, at stages almost vertical and ranging up to 100m high. Given the unconsolidated ground conditions of fluvioglacial gravels and quartzite boulders with a matrix of silty and sandy material and the rather short allowable working periods between the winter months and the raining season, typical for the Himalayan region, the selection of a Soil Nailing solution is considered the most feasible technique to retain the masses.



Fig. 1: Lambagarh Slide Chamoli District, Uttar Pradesh, India

## The Concept of Soil Nailing

Soil or weathered rock is generally a poor structural Material because it is weak in tension. Steel on the other hand is strong in tension and shear strength. The fundamental concept of Soil Nailing is therefore that soil can be effectively reinforced by installing closely spaced grouted steel bars called „nails“ into a slope or excavation as construction proceeds. Contrary to most conventional construction methods ( eg. Retaining walls) soil nailing structures are constructed from the top down. ( Fig.2)

Soil nailing is used to retain vertical, battered or stepped excavations. Its construction is sensitive to ground conditions, construction method, equipment and the excavating sequence. A general rule as a suitable construction method is when the soil/ weathered rock can stand unsupported on a vertical or steeply sloped cut of 1 to 2m height for at least one to two days.

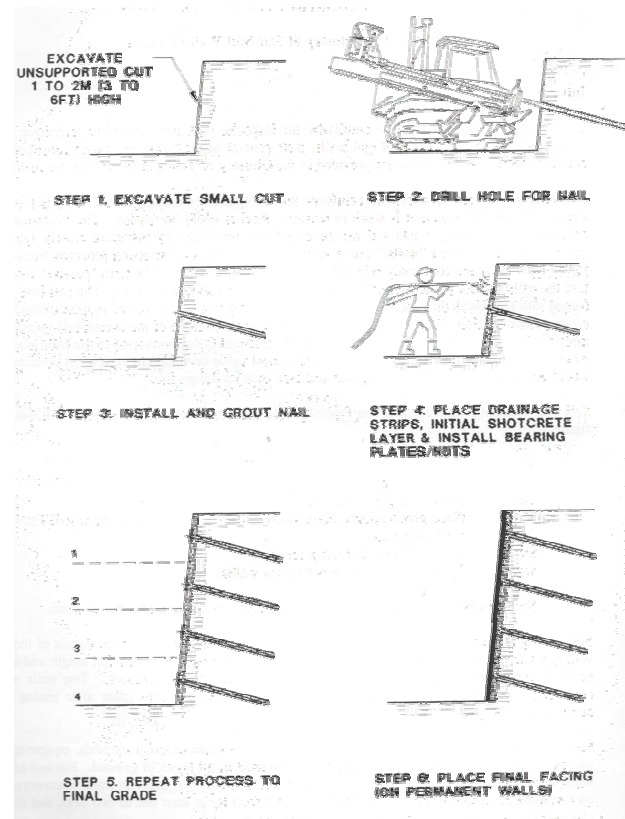


Fig.2: Soil nailing Construction Method

## Types of ground conditions considered favourable to soil nailing:

- naturally cohesive materials ( silts and low plasticity clays that are not prone to creep)
- naturally cemented or dense sands and gravels with some real cohesion ( due to fines) or apparent cohesion ( due to natural moisture)
- weathered rock conditions
- mixed conditions, such as competent soil over bedrock.

## Benefits of Soil Nailing

- Ability to easily follow the building outline (egg. Natural Slope line )
- Suitable for small construction equipment compared to alternative methods
- Suitable for special applications and remedial work
- Ability to mobilize quickly to a site
- Flexibility to allow for modifications during construction

- Compatibility with the usual constraints of operating in urban environment (Noise, overhead clearance, narrow and limited access)
- Structural elements and installation methods can easily be adapted, even during construction

### Limitations

- Inability to excavate where groundwater is a problem
- Difficulties associated with soil ravelling in cohesion less sands and gravel
- Problems associated with heavy concentration of utilities or othe underground objects
- Potential performance problems if used in expansive or highly frost susceptible soils.

A Soil nailing solution consists of 3 constructive elements ( Fig 3):

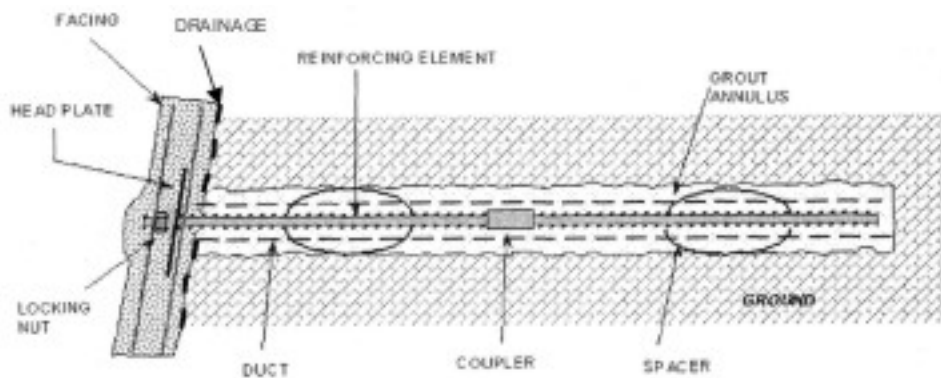


Fig.3: Constructive Elements of Soil Nailing

**The Soil Nail Element** consists of a tendon which is inserted into a straight shafted drill hole generally ranging from 70mm to 150mm diameter . After the nail tendon is inserted , the drill hole is completely filled with structural grout under low to medium pressure. The grout “ bonds” the nail tendon to the surrounding ground, establishing the ability to transfer the loading ( tension, pressure or shear ) between the soil and the reinforcing element.

**The Drainage Element** is considered a critical element preventing the build up of hydrostatic pressure behind the face and is incorporated into all permanent and most temporary walls. If small quantities of groundwater are present or anticipated face drainage with vertical geo composite drainage strips (Fig.4) are commonly used. The strips are connected to weep hole pipes and to a footing drain at the base wall. They may not be suitable where large quantities of groundwater are encountered.



Fig.4: Drainage Element

## Structural Wall Facing

Structural wall facings are required for face confinement, protection of the retained soil against weathering and erosion, and resisting lateral earth pressures. Depending on the slope inclination and purpose different facing systems may be selected.

Fig	Type	For inclination	Facing	Deformation tolerances
5	Hard Facing	70°.....90°	Shotcrete	Low/ approx. +/- 2 cm
6	Flexible facing	50°.....70°	Heavy wire mash Wire rope meshes Comb. of wire meshes and rapes	Moderate/ appr. +/-5cm
7	Soft facing	40°.....50°	Wire meshes or geogrids Comb. with vegetation layers	High/ appr. +/- 20cm



Hard Facing



Flexible facing



Soft Facing

Fig.5: Elements of Facing

## Nailing Installation methods

For unconsolidated to slightly consolidated ground or weathered rock conditions, where boreholes have the tendency to collapse, the installation of the Soil Nails can be performed by two drilling methods.

- Cased borehole method – A temporary casing is installed to stabilize the borehole from collapsing after which the Tendon is inserted and the grout placed. After ensuring the correct position of the tendon the casing ( borehole lining) is withdrawn.



- Self Drilling Anchor ( SDA) method – The drill steel changes it’s function and acts as the Tendon once installed ( drilled) and grouted. The Nail installation is performed in one working step.

### **Self Drilling Soil Nails - Support Without Casing**

The Self Drilling Nailing System is a fully threaded steel bar which can be drilled and grouted into loose or collapsing soils without the use of a borehole lining, or casing. The tendon, or SDA, features a hollow bore for flushing and has a left-hand rope thread for connection to standard drill tooling. The sacrificial drill bit is the most crucial part of the anchor system, and is responsible for the productivity of the installation.

Advantages of the SDA system are that it is particularly suitable for very difficult and unstable ground conditions, such as weathered rock formations, or unconsolidated sands and gravels. Re-drilling time due to collapsing boreholes is avoided, and speed of installation is high, with no primary drilling required. The drilling, placing and grouting of the anchor is performed in one single operation, reducing the drill labour otherwise normally required for cased borehole solutions. The speed of installation is increased considerably, up to 20-30 soil nails/day and the risk of re-drilling time spent cleaning collapsed boreholes is avoided. The selection of the drilling equipment is more flexible, especially for working in confined space.

Self Drilling Anchors are installed with air driven or hydraulic rotary percussion drilling equipment, using a borehole flush medium suitable for the specific ground conditions. There are basically three types of borehole flush:

- 1) Water flush for long boreholes in dense sand, gravel formation or rock conditions, for a better transportation of large cuttings and cooling of the drill bit.
- 2) Air flush for short boreholes in soft soil, such as chalk and clay, where water spillage is to be avoided.

When using these two flushing media for the drilling operation, the soil/steel interface has to be created by grouting through the hollow stem of the Tendon. The grout exits through the flush holes of the drill bit, and backfills the annulus around the Nail that has been cut by the larger diameter of the drill bit.

Since Self drilling Soil Nail systems are predominantly utilized in collapsing ground conditions the quality of the grout cover is a question that most Designers and Engineers are concerned with. A method to ensure such a satisfactory grout cover is simultaneous drilling and Grouting.



Fig.6: SDA Grout Cover



3) Simultaneous drilling and grouting (SDG), is applied either for the full length of boreholes, partially when hard rock boulders are to be overcome or after the full length of the SDA has been installed. The decision to use any of the three methods depends on the application and the geology encountered.

- For the first method grout flush is used from the beginning of the drilling operation. The grout stabilizes the borehole, providing a better saturation, backfilling of possible void, but also injecting the surrounding soil/ fissures with the hydrostatic pressure of the liquid grout mix column in the borehole. With the good penetration into the surrounding soil, higher external friction values are achieved. As a result for Soil Nail design based only on pull out force, the bond length can be reduced. A further advantage is a time saving factor since the installation process is completed in one single cycle.
- Partial SDG or at the end of drilling requires a dual flush system, water and grout. Drilling in hard formations require a water flush for the cooling of the drill bit, but in particular for formations as shown earlier for the Himalayan region the boulders are imbedded in a soft sandy matrix. Drilling with a direct grout flush assist to stabilize the borehole, reduces the torque resistance and provides furthermore the effects as already mentioned above.



Fig.7: Rotary Injection Adapter with dual Flush inlet

### **Road 395, Section Setef-Ein Kerem, Jerusalem, Israel**

As a typical example favouring the installation of Self Drilling Soil nails in very fractured and weathered limestone formations Road 395, Section Setef-Ein Kerem near Jerusalem should be mentioned. The project involved increasing the width of the access road into Jerusalem by cutting back the original deteriorating slope with a near vertical inclination, protecting the exposed surface by Shotcrete, installing approx. 4900 no soil nails with lengths up to 12m lengths. The first phase of this work was completed in Dec. 2003. Eventually a structural wall with precast panels or similar will be erected covering the temporary Shotcrete and integrating the protruding Soil Nails as support into panel structure.



Fig. 8 a.9 : Road 395, Section Setef-Ein Kerem, Jerusalem, Israel

### **Birmingham Northern Relief Road, West Midlands, England**

Great Britain's first Toll Highway ( M6-Toll) leads around the congested area of Birmingham and was due for completion in January 2004. The slopes along the 6 lane Highway had generally a low inclination, but along one particular stretch of 150m length and 8 m height the slope became very steep, requiring stabilisation. The weak ground conditions with SPT values ranging from 10 to 30 were made in average of red brown sandy clay with little subangular to subrounded medium quartzite gravel. Due to such weak and collapsing ground conditions the contractor selected a Self Drilling Nailing solution with a simultaneous drilling and grouting installation method. In this way approx. 1000 no Nails with lengths of between 7,5 and 9m were successfully installed.

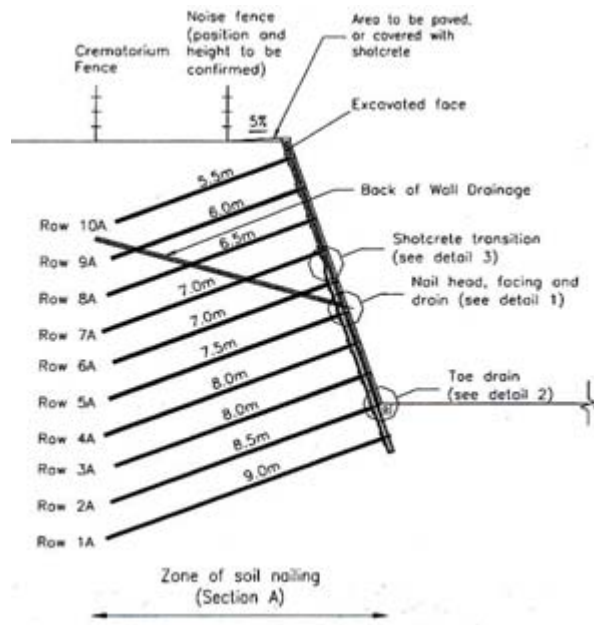


Fig. 10: Design Nailing Solution



Fig. 11 a. 12 : Birmingham North Relief Rd. ( M6-Toll), UK

## Sir Herbert Miles Road, Gibraltar

Sir Herbert Miles Rd. runs along the underside of the water catchment's area on the eastern edge of the peninsula. Geological sequence consists of complex weathered but locally cemented Aeolian deposits, windblown sands from the Sahara. In 2000 CAN a UK specialist contractor stabilized the face of the up to 14m high engineered slope and a inclination of 60° with approx. 1.200 no. MAI Self Drilling Nails with lengths of between 6 and 7m using a rotary injection adapter. This system combines drilling and grouting as a single operation thereby reducing construction cycles.

Through the use of a rotary injection adapter, grout was injected into the bore of the the MAI bar during rotation, flowing into the borehole through the grouting ports within the drill bit. By maintaining a grout return at all times it was ensured that all bolts were grouted to their full depth.



Fig. 13 a 14: Soil Nailing at Sir Herbert Miles Road, Gibraltar



# DRIVNING AV TUNNEL UNDER FRYST OCH JETPELARFÖRSTÄRKT JORD VID BOTNIABANAN

## Tunneling under frozen and jet-grouted soil at Botniabanan

*Gunnar Lejon, Botniabanan AB*

*Jouko Viitala, Lemcon AB*

*Anders Fredriksson, Golder Associates AB*

### Sammanfattning

Bergtunneln genom Stranneberget, på delen Örnsköldsvik – Husum är 1,4 kilometer lång. Bergtäckning saknas längs två partier. En delsträcka är ca 95 meter lång och bergytan ligger som lägst under tunnelbotten. På den andra delsträckan som är ca 120 m lång ligger bergnivån som lägst i nivå med tunnelns anfang. Under projekteringen togs ett alternativ fram som innebar markförstärkning genom frysning från markytan innan tunneln skulle drivas.

De två delsträckorna handlades upp som en totalentreprenad där entreprenören skulle ansvara för både temporära och permanenta konstruktioner. Det framtagna frysalternativet fanns med som ett exempel men entreprenören skulle ansvara för dimensioneringen.

Lemcon AB som fick entreprenaden valda att frysa den delsträcka där bergytan låg under tunnelbotten och förstärka den andra delsträckan där bergytan gick som djupast ned till anfangsnivån med jetpelare.

Tunneln har drivits utan större problem.

### Summary

The rock tunnel through Stranneberget at the railway Botniabanan between Örnsköldsvik and Husum is 1,4 kilometres long. The rock cover is missing along two sections. One section is 95 meters long and the rock surface is below the tunnel floor. Along the second section the rock surface is from the abutment and up. In the inquiry an alternative to stabilize the soil by freezing was presented.

The two sections were built as all-in contract. Lemcon AB, who got the contract, stabilized the soil by freezing along the first section and by jet-grouting along the second one.

The tunnel has been driven without any major problems.

## **1 Inledning**

Botniabanan är 19 mil ny järnväg. Från Ångermanälven, strax norr om Kramfors flygplats, via Örnsköldsvik, Husum, Nordmaling, Hörnefors och Umeå. Sträckan innehåller 140 broar och 25 kilometer bergtunnel.

Bergtunneln genom Stranneberget, på delen Örnsköldsvik – Husum är 1,4 kilometer lång. Bergtäckning saknas längs två partier. En delsträcka är ca 95 meter lång och bergytan ligger som lägst under tunnelbotten. På den andra delsträckan som är ca 120 m lång ligger bergnivån som lägst i nivå med tunnelns anfang. Tunneltaget ligger 7 – 10 m under markytan. Jordlagren består överst av sulfidhaltig lera som övergår i sandig siltig eller siltig sandig morän på berg. Översta metrarna av ytberget är uppsprucket.

Vid projekteringen studerades flera alternativ för byggande av tunneln såsom öppen schakt, stabilisering genom frysning eller jetinjektering. På grund av att den sulfidhaltiga leran utgör ett miljöproblem om den schaktas bort och läggs på deponi förkastades alternativet med öppen schakt. Grova kostnadsuppskattningar visade att stabilisering genom frysning kunde ur kostnadssynpunkt vara ett attraktivt alternativ. I förfrågningsunderlaget redovisades ett alternativ som innebar frysning av jordlagren från markytan innan tunneln drevs.

På båda delsträckorna förses den färdiga tunneln med en betonginklädnad som dimensioneras för att ta lasten av all ovanliggande jord.

De två delsträckorna handlades upp som en totalentreprenad där entreprenören skulle ansvara för både temporära och permanenta konstruktioner. Det framtagna frysalternativet fanns med som ett exempel men entreprenören skulle ansvara för dimensioneringen.

Lemcon AB som fick entreprenaden valda att frysa den första delsträcka, där bergytan låg under tunnelbotten, och förstärka den andra delsträckan genom jetinjektering.

## **2 Delsträcka med markförstärkning genom frysning**

### **2.1 Dimensionering**

Lemcon AB anlät VTT Bygg och transport som konsult för att dimensionera frysförstärkningen. Det förslag som fanns i förfrågningsunderlaget modifierades något. I figur 1 visas en plan över kylrörspaceringen och i figur 2 visas kylrörens placering i en sektion där jorrdjupet är som störst.

Nedkylningen skedde genom att en kylvätska (brine) cirkuleras genom kylrören. Kylvätskan kyls med en kylmaskin. I princip samma typ av kylmaskin som används för konstfrusna isbanor. Kylanläggningen med en kyleffekt av 738 kW placerades i



containrar på markytan ovanför tunneln. I figur 3 ses kylanläggningen och matarledningar ut till de vertikala kylrören.

Foderrör,  $\phi$  219 mm, borrades från markytan och kylrören installerades i dessa. Kylrören gick upp till en nivå ca 5 m över tunneltaketets konturen. Matar- och returslangar/ledningar isolerades för att minska kylförlusterna.

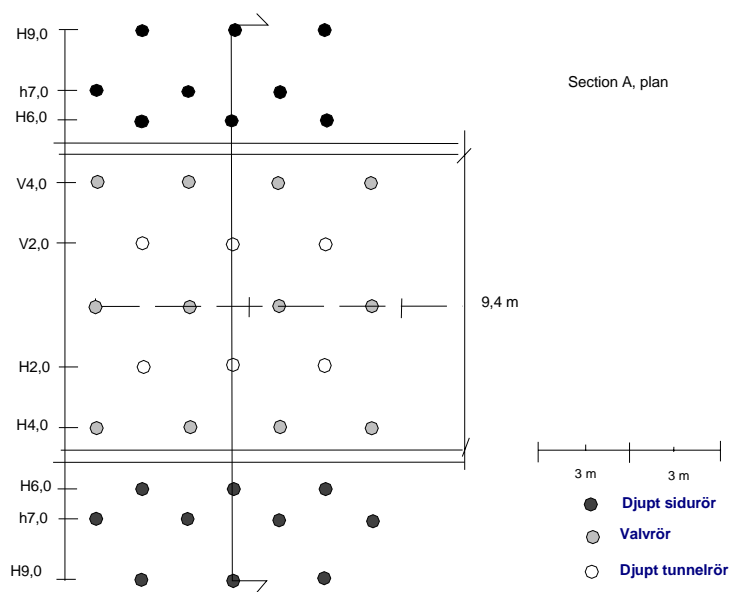


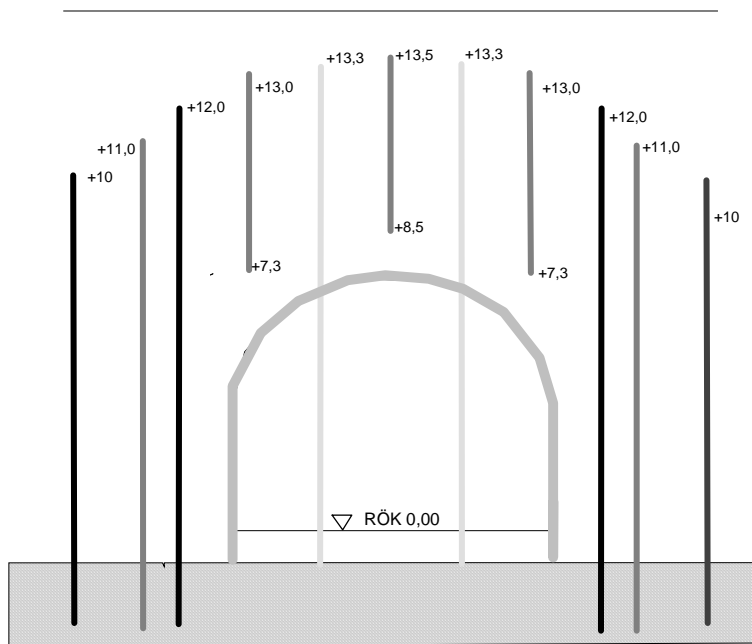
Fig. 1. Plan över kylrörsplacering.

## 2.2 Nedkylningen

Nedkylningen av delsträcka ett påbörjades i april 2002. För att kunna följa nedkylningsförloppet installerades temperaturgivare i fem mätsektioner längs sträckan. I figur 4 visas en mätsektion i delen med stort jorddjup.

I figur 5 redovisas uppmätta temperaturer i givarna längs en vertikallinje i tunnelmitt i mätsektion 3. Temperaturkurvorna visar ett typiskt utseende. Först sjunker temperaturen relativt fort till  $0\text{ }^{\circ}\text{C}$ , sedan ligger temperaturen stilla till dess att jorden frusit för att därefter sjunka raskt. Under den tid som temperaturen ligger konstant kring  $0\text{ }^{\circ}\text{C}$  övergår vattnet i jorden till is. Vid denna process frigörs värme det s.k. latent värmets. Hur mycket kyla som måste tillföras ett jordmaterial för att frysa det beror alltså på materialets vattenkvot. I tabell 1 visas hur det latent värmets varierar hos de jordmaterial som förekommer på sträckan.





Tvärprofil A-A

Fig. 2.      Sektion med kylrörsplacering.



Fig. 3.      Kylanläggning med matar- och returledningar  
(Foto Lemcon AB).

I början av augusti 2002 hade valvet över tunneln inte fått den temperatur man behövde för att kunna driva tunneln. Kompletterande kylrör borrades över tunneln för att påskynda nedkylningen. Sommaren 2002 var ovanligt varm varför kylförlusterna till omgivningen via rörledningarna blev ovanligt stora och därmed minskades den kyla som kunde tillföras jorden. Efter kompletteringen och när lufttemperaturen sjönk frös valvet till och temperaturen sjönk raskt, se figur 5.

Kylanläggningens elförbrukning under nedkylning och vid underhållskylningen visas i figur 6.

Tabell 1.

Material	Vattenkvot, %	Latent värme, MJ/m <sup>3</sup>
Lera	87	233
Le Si Mn	34	159
Si Sa Mn	13	84

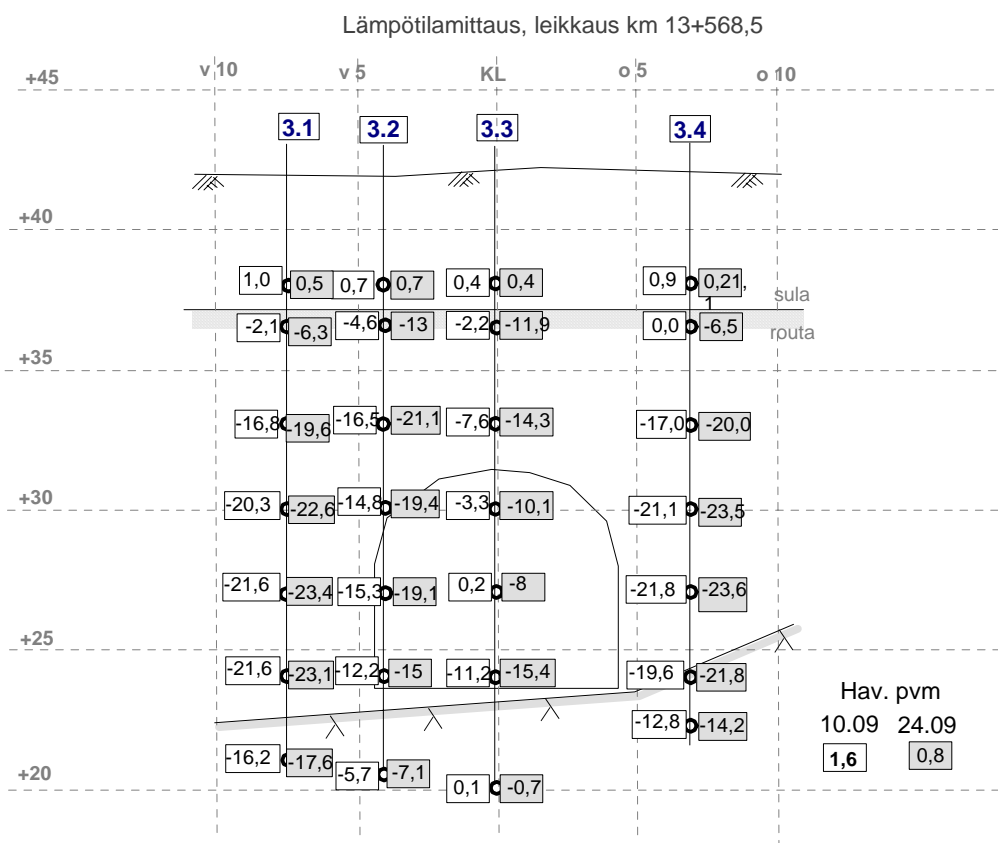


Fig. 4. Mätsektion 3. I rutorna anges temperaturen vid två olika mättillfällen, 2002-09-10 och 2002-09-24.

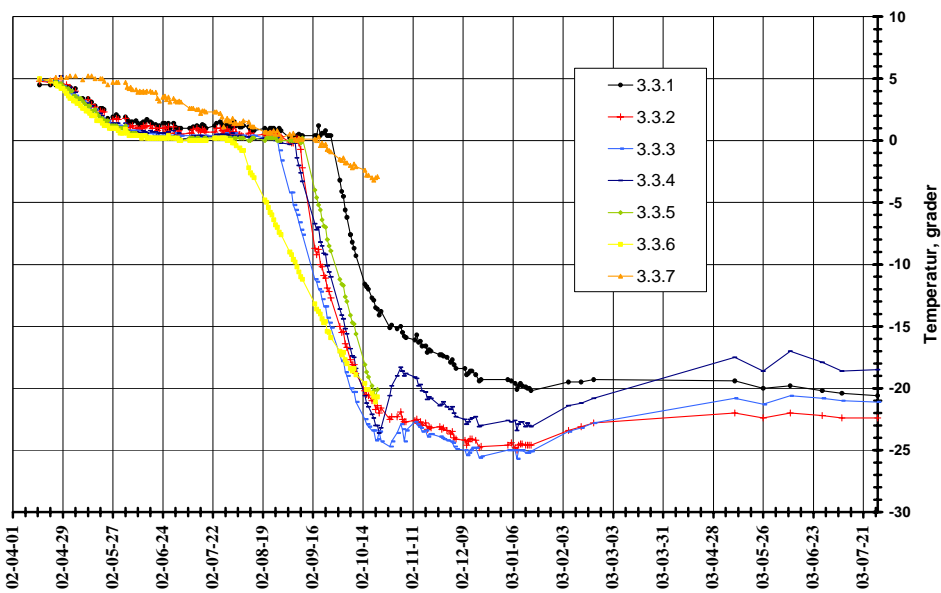


Fig. 5. Uppmätt variation av temperaturen under hela drifttiden.

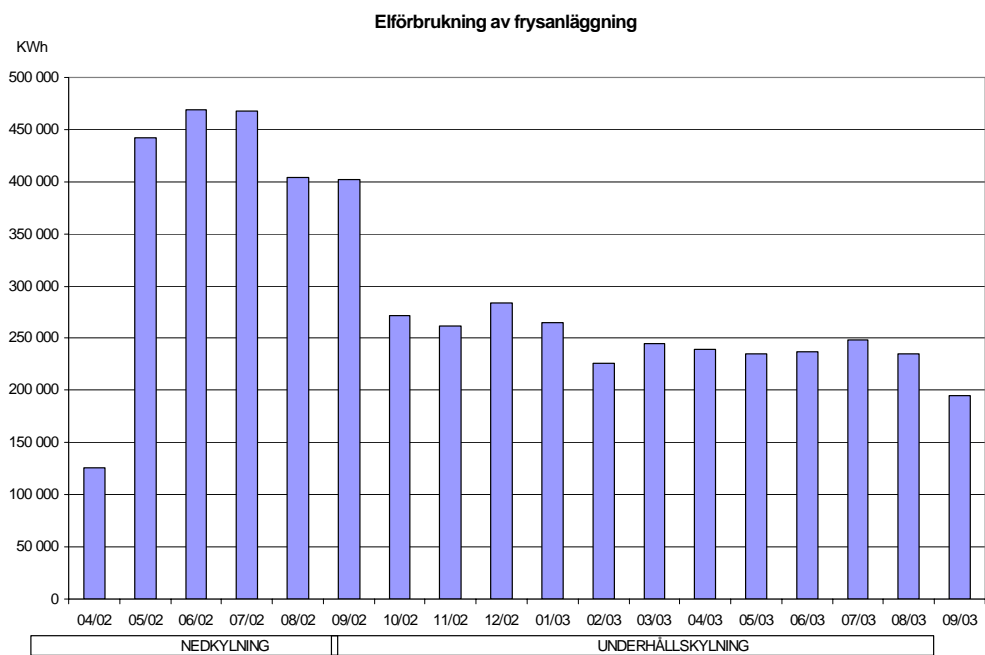


Fig. 6. Kylanläggningens elförbrukning.

## 2.3 Drivning av tunneln

Drivning av tunneln under det frysta avsnittet påbörjades i oktober 2002. Innan borring och drivning av tunneln påbörjades, kopplades de kylrör bort som gick ned i den blivande tunnelprofilen. Rören tömdes även på brine. Vid utlastning av salvan kapades rören vid tunneltaket.

Borring, laddning och sprängning utfördes som vid drivning i berg. Indriften per salva var 3.0 m. Efter utlastning och skrotning monterades en PE-matta med en tjocklek av 50 mm mot den frusna jorden/berget. Mattan monterades med korta expanderbultar. Därefter monterades ett lager armering  $\phi$  10 mm c/c 200 vertikalt och c/c 300 horisontalt. Armeringen sprutades in. Efter nästa schaktetapp monterades ytterliggare ett lager armering och sprutades in till en total tjocklek på sprutbetongen av 250 mm.

I figur 7 visas en bild tagen vid borring av en salva inom det frysta området. Övergången mellan fryst berg och jord syns i tunnelfronten.



Fig. 7. Borring av salva inom det frysta partiet (Foto Lemcon AB).

## 2.4 Erfarenheter för framtiden

Vid projektering av en jordfrysning över en tunnel som saknar bergtäckning behöver man god kännedom om bergytans nivåer för att göra en realistisk kostnadsuppskattning och val av kylmaskinens kapacitet. Man måste alltid i utförandeskedet kunna hantera avvikelser i bergytan och från början räkna med en viss överkapacitet när man väljer kylmaskin dels för att klara tillkommande rör och extra kylförluster om man t.ex. får en varm sommar.

Nedkylningsförloppet kan styras bättre än vad som gjordes i detta fall genom att successivt koppla in kylrören så att kylmaskinen arbetar i det intervall där den ger bäst effekt. När ett parti har frusit kan man minska brineflödet till dessa rör och öka det till de områden där jordens temperatur ligger kring 0 °C. Detta medför också att man kan börja driva tunneln tidigare från det håll som först kyls ned. Vid den genomföra frysningen vid Stranneberget kopplades alla kylrören in samtidigt och tunneldrivningen påbörjades först när hela jordvolymen var nedfrusen till design temperaturen.

Borrning och sprängning i frysen jord/berg utgör inga extra problem.

Drivningscykeln måste planeras så att driftförstärkningen påförs innan ytskiktet på den frusna jorden börjar tina.

Gjutning mot frusen jord är inga problem om man inför ett isolerande skikt i driftförstärkningen.

## 3 Delsträcka med markförstärkning genom jetinjektering

Lemcon AB anlidade FUNDUS AB som konsult för att dimensionera markförstärkningen med jetinjektering. På grund av den mindre jordvolym som behövde förstärkas vid delsträcka 2 valde Lemcon AB att utföra jetinjektering istället för jordfrysning som föreslagits i förfrågningsunderlaget.

### 3.2 Dimensionering

Jetinjekteringen utfördes genom att tillverka vertikala jelpelare från markytan. Jelpelarna placerades i ett överlappande rutnät, se figur 8. Pelardiametern valdes till 1.7 m. Överkant jelpelarna drogs upp så att ett valv med en effektiv höjd av 1.5 m erhöles över tunneln, se figur 9. Baserat på utförda provtryckningar av borrhärnor tagna i jelpelarna sattes den tillåtna tryckpåkänningen i jelpelarvalvet till 2.4 MPa.

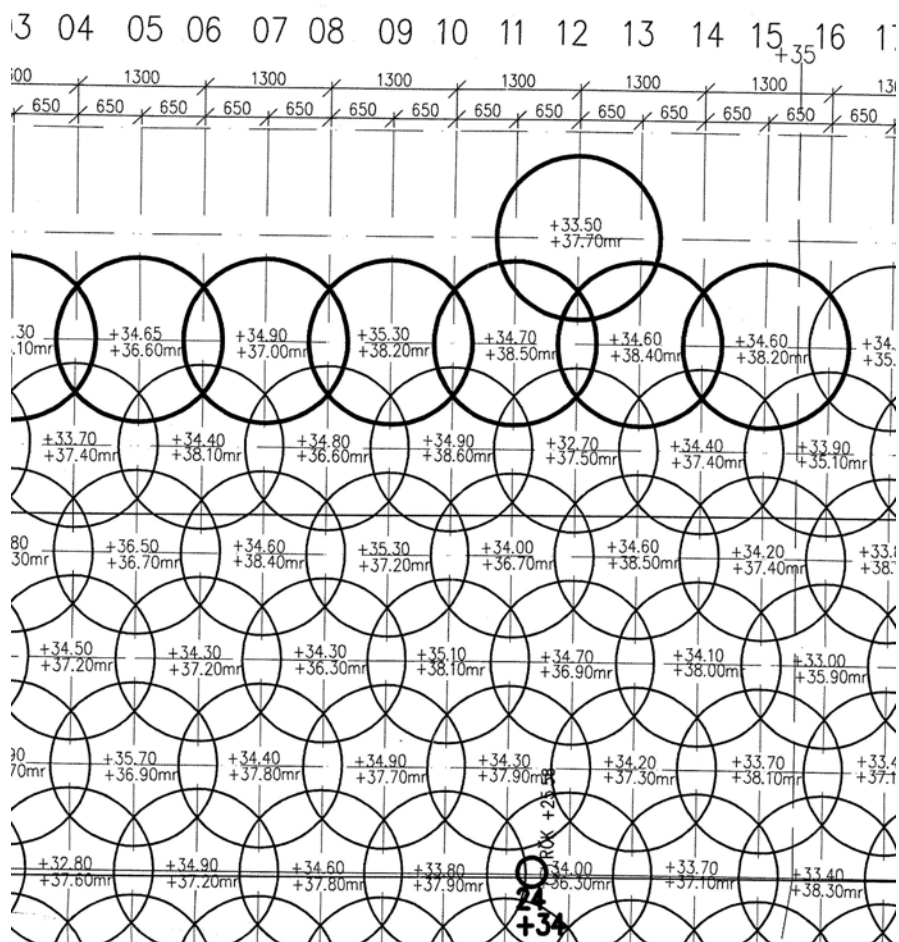


Fig. 8. Jetpelarmönster.

### 3.3 Utförande

För att kontrollera de valda parametrarna för jetinjekteringen inleddes jetpelarinstallationen med att utföra en provpelare och en omgivande jetpelarring för att kunna frischakta provpelaren och studera kontakten mellan jetpelare och bergytan. Varannan pelare i jetpelarringen färgades för att kunna bestämma diametern hos pelarna. Vid urschaktning av provschaktet visade det sig att pelarna gick väl ihop så att hela schakten utgjordes av jetbehandlad jord. Bra kontakt fanns mellan berg och jetpelare.

Kärnborrade prover (31 st) i jetpelarna visade på en medelhållfasthet av 7.2 MPa. Jetpelarborrningen gav en god information om bergytansläge (sondering c/c 1.3 m). Lokala avvikelser från angiven bergyta i förfrågningsunderlaget upptäcktes och kompletterande jetpelare fick utföras, framförallt där bergytan lutade starkt i kontakten mellan jetpelarvalv och berg. Inom enstaka partier visad jetpelarborrningarna att



uppsprucket ytberg eller rösberg förekom. I dessa partier startades jetinjekteringen vid övergången till bra berg.

Borrning genom morän och uppsprucket ytberg tog längre tid än vad entreprenören förväntat.

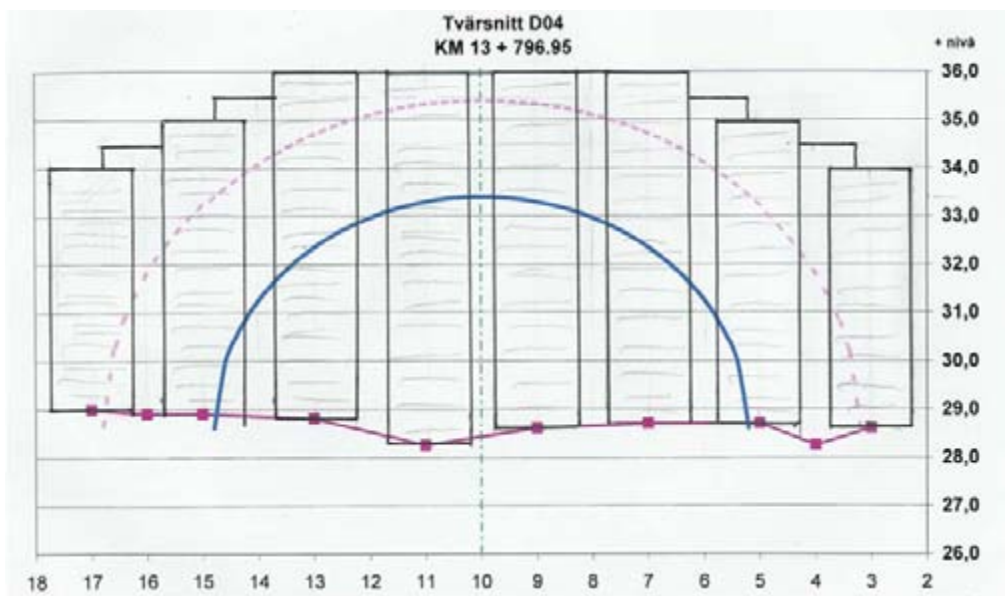


Fig. 9. Placering av jetpelare i sektion där bergtäckning saknas.

### 3.3 Drivning av tunneln

Borrning, laddning och sprängning utfördes som vid drivning i berg. Förinjektering med skärmar från tunneln utfördes innan uttag av tunneln. Efter utlastning och skrotning påfördes 80 mm fiberarmerad sprutbetong på jetpelarvalvet som ytförstärkning. Tunneln drevs under det jetpelarförstärkta avsnitt utan problem

### 3.4 Erfarenheter för framtiden

Vid projektering av en jetinjektering över en tunnel utan eller med låg bergtäckning är det viktigt med god kännedom om bergytans nivå. Variationer i bergytans läge gör stort utslag på kostnaden och tidsåtgången för jetinjekteringen. Borrbarheten bör bestämmas och anges i förfrågningsunderlaget.

Det är viktigt att kontinuerlig under jetinjekteringen följa upp variationen i bergnivå så att kompletterande jetinjektering kan utföras direkt. Att efteråt gå tillbaka och komplettera med jetpelare stör produktionen och ökar kostnaden.

# **TUNNELBANEPROJEKT I SINGAPORE -TBM- OCH SLITSMURSTEKNIK FÖR TUNNLAR OCH STATIONER I LÖSA BERG- OCH JORDLAGER**

## **Subway project in Singapore –TBM and Diaphragm walls for tunnels and stations in soft ground**

*Christer Norén, Lars-Olof Dahlström, Staffan Swedenborg , NCC Teknik*

### **1 ALLMÄNT**

Singapores tunnelbanesystem började byggas i slutet av 1980-talet och tillhör de mest utvecklade i världen. För tillfället pågår utbyggnaden av en ringlinje, -Circle Line Project (CCL), som kommer att förbinda de tre existerande linjerna. Den sista av dessa NEL-Line invigdes så sent som år 2003.

Circle Line indelas i 5 olika etapper , vardera bestående av två till tre entreprenader normal storlek ca 2 Mdr SEK. Utbyggnaden startade år 2002 och den första entreprenaden, project 825, gick till ett konsortium bestående av NCC, WohHup ett singaporianskt företag samt Shanghai Tunnel Engineering, ett kinesiskt företag med stor erfarenhet av TBM-tunnlar i lösa jord- och bergformationer. NCC har senare erhållit ytterligare projekt ingående i Circle Line.

Projekt 825 som beskrivs i denna artikel, ligger mitt i hjärtat av det centrala Singapore, nära koloniala byggnadsverk som Raffles Hotel, Chijmes och Singapore Art Museum , nya affärs- och kontorsbyggnader längs Raffles Boulevard liksom delar av den existerande tunnelbanan.

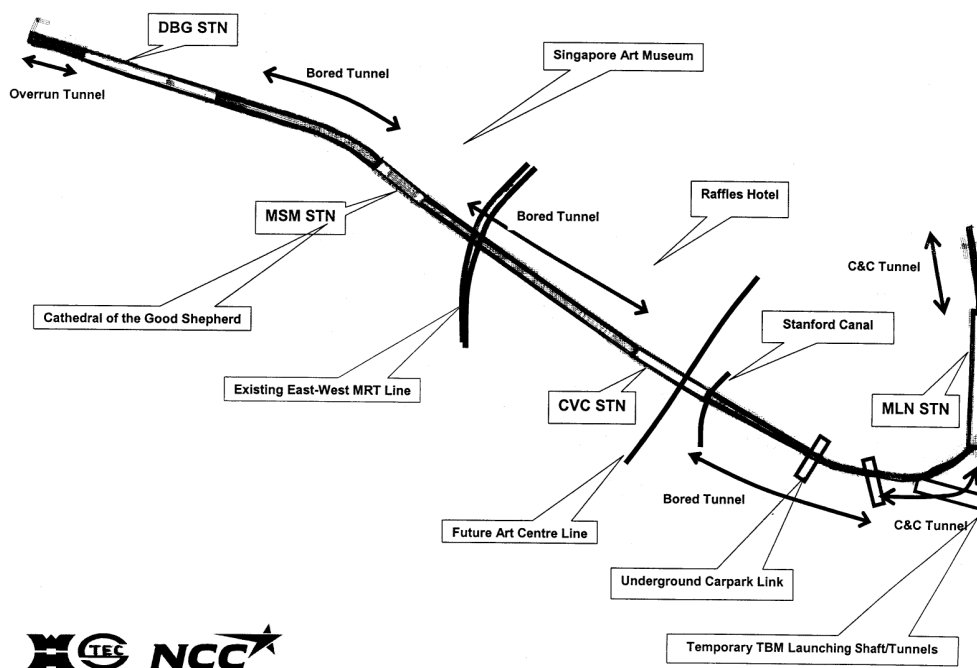
Kontraktformen är en typ av totalentreprenad (design-built) där entreprenören har allt projekteringsansvar för byggnadsarbetena. Spår- och installationsarbeten levereras av andra men entreprenören har ett omfattande samordningsansvar både för projektering och utförande.

Kontraktet omfattar 4 stationer och mellanliggande tunnlar, Figur 1:

- Dhoby Ghaut Station (DBG), till- och ombyggnad
- Museum Station (MSM), nära Singapore Art Museum
- CVC Station nära Convention Center
- Millenia Station
- 1,5 km TBM tunnlar, två parallella rör, innerdiameter 5,8m
- 0,3 km platsgjutna tunnlar i båda ändar av Millenia Station
- 2x110m jordtunnel, byggd med NATM-teknik



Grundförhållandena varierar avsevärt inom sträckan från lös marin lera (MC) vid Millenia , Old Alluvium(OA) närmast att likna vid cementerad jord vid CVC, Bouldery Clay (S3), blockig fast lerjord till sedimentärt berg av sandsten och lersten vid DBG. Grundvattenytan ligger normalt i närheten av markytan. Grundförhållandena beskrivs närmare i kapitel 2. De valda geotekniska parametrarna framgår av tabell, kapitel 3.

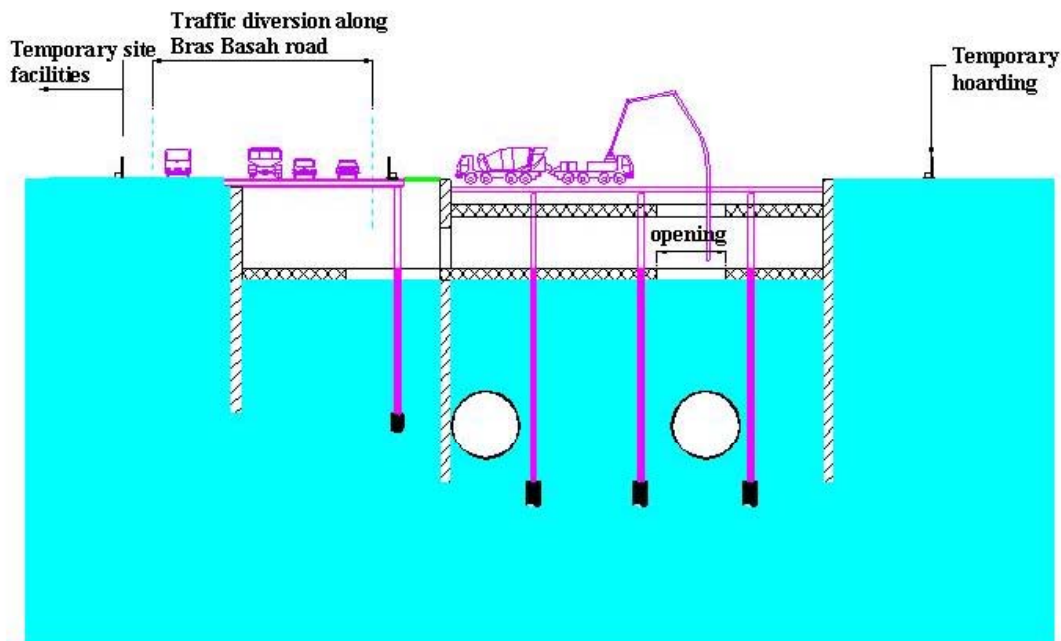


Figur 1 Omfattning av projektet, C825  
*Extent of the project, C825*

Alla fyra stationerna byggs uppifrån med så kallad top-down teknik innebärande att takplattor och mellanbjälklag gjutes efterhand som urschaktning sker och då verkar som horisontella stöd för de i förväg installerade slitsmurarna, Figur 2.

En nyckelfaktor vid val av byggmetod var att reducera deformationer och grundvatten-sänkningar vid urschaktning för de 28-35 m djupa stationerna, belägna nära känsliga byggnader och befintliga tunnelbaneanläggningar. Detta i kombination med stränga krav på att upprätthålla trafikflöden och minska miljöpåverkan ledde till valet av top-down tekniken i kombination med slitsmurar som både temporära och permanenta väggar.

Den valda byggmetoden kräver nära samverkan och integration mellan projekterings och byggheter framförallt som slitsmurarna utgör både temporär och permanent vägg.



Figur 2 Top-down metod för urschaktning  
*Top-down excavation technique*

## 2 GEOLOGI OCH GRUNDFÖRHÅLLANDEN

Som nämnts ovan varierar grundförhållanden avsevärt inom projektet. DBG station i den västra delen av projektet är belägen inom en sedimentär bergformation med varierande vittringsgrad (Jurong). Den består av hård till mycket hård sandsten till lös lersten ibland med inslag av kvartsit. Den exakt tryckhållfastheten varierar normalt från 100 MPa till 5 MPa i den lösa lerstenen.

Jurongformationen övergår i blockig fast jord, Bouldery Clay (S3) mellan DBG och MSM. Detta är en colluvial avlagring av hårda block av sandsten och kvartsit i en styv lermatrix. Blocken kan vid enstaka ställen ha flera meters utsträckning.

Båda dessa avlagringar överlagras av fluviala avlagringar av sand och lera samt marin lera (Kallang) med varierande mäktighet som mest 22m i en lerfylld dal som korsar MSM station.

Mellan MSM station och CVC station sker en övergång till Old Alluvium (OA). Detta är en medelfast till fast lagrad lerig sand eller grus med varierande cementering. OA klassificeras också ibland som löst berg där cementeringen har gått längre. Sonderingsmotståndet mätt med standard penetration test (SPT) kan variera från så låga värden som 20 till över 100.

I riktning mot MLN station ökar mäktigheten av Kallangformationen, här huvudsakligen marin lera som överlagrar OA. I östra ändan av projektet återfinns fasta jordlager först på 35-40m djup.

I tabell 1 redovisas de geotekniska parametrar som använts vid dimensionering av geokonstruktionerna.

De varierande grundförhållanden ger upphov till många utmaningar. De djupa schaktena för stationerna i de lösa jordlagren med hög grundvattenyta ställer stora krav på utformning av stödkonstruktioner för att undvika skadliga deformationer och grundvattensänkningar vid befintliga byggnadsverk.

Installation av slitsmurar i de blockiga jordlagren vid MSM Station liksom i de hårda sedimentära berglagren vid DBG ställer speciella krav på utrustning och planering. Förhållandena med varierande jordlager ibland med förekomst av stora block samt närheten till befintliga byggnader ställer speciella krav på utförande av tunnelborrningen.

Tabell 1 Geotekniska parametrar  
*Geotechnical design parameters*

Stratum	Bulk density (kN/m <sup>3</sup> )	C <sub>u</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	C' (kN/m <sup>2</sup> )	φ' (°)	Elastic Modulus (kN/m <sup>2</sup> )
Fill	19.0	30	0	30	6000
Marine Clay	16.0	10 (0 to 5 m) 20 (5 to 10m) 20+1.6(z-15)	0	22 (upper) 24 (lower)	4000 8000 (400c <sub>u</sub> )
F2 (Fluvial clay)	19.0	20 (0 to 10m) 20+2(z-10)	0	24	8000 (400c <sub>u</sub> )
F1 (Fluvial sand)	20.0	0	0	30	1500N
E (Peaty Clay)	15.0	15 (0 to 10m) 15+2.3(z-10)	0	18	6000 (400c <sub>u</sub> )
S4 (Completely weathered Jurong Formation)	20.0	5N	20	34	2000N
S3 (Bouldery clay)	22.0	5N (Max 500kPa)	20	34	500c <sub>u</sub>
S2 (Moderately weathered Jurong Formation)	22.0	5N	40	35	500c <sub>u</sub>
OA(W): N<30	20.0	5N	0(10)**	32 (20)**	2000N
OA(SW2): 30<N<50	20.0	5N	5(20)**	32(25)**	2000N
OA(SW1): 50<N<100	20.0	5N	5	33	2000N
OA(Cemented): N>100	20.0	5N	10	35	2000N
Jet Grouting Piles	15.5	300			150000

\*\* values are for clayey material of Old Alluvium Formation

### 3 SLITSMURAR

Slitsmurarna utnyttjas både som temporärt och permanent stödjande element liksom för att bära vertikallaster och motstå upplyft.

Tjockleken på slitsmurarna varierar från 1,0 till 1,5m och bestäms huvudsakligen av momentkapacitet och sprickviddskrav. Längden av slitsmurarna bestäms av vertikala bärlasterna men också mht de horisontella lasterna under nedschaktningen liksom påverkan på grundvattennivåer. Sprickviddskravet är 0,2 mm för permanenta laster vilket medförde mycket kraftigt armerade konstruktioner.

För att säkerställa helt torra väggar gjuts en ca 20 cm tjock betongvägg på insidan av slitsmursväggarna. De inre väggarna dimensioneras för fullt vattentryck och förankras i slitsmuren.

Det finita elementprogrammet Plaxis har använts för att simulera deformationsmönstret hos slitsmur och bjälklag under den successiva urschaktningen. Den permanenta responsen hos väggen superponeras sedan till de kvarstående deformationerna. Odränerade parametrar användes för det temporära skedet och dränerade värdena sedan bottenplattan gjutits, se tabell 1.

För att reducera moment och deformationer av slitsmurarna vid förekomst av mäktiga lerlager har jetinjektering i form av 2-3m tjocka lager introducerats. Normalt uppnås en hållfasthet av minst 300 kN/m<sup>2</sup> och en E-modul på 1500000kN/m<sup>2</sup> efter injektering. Den beräkningsmässiga effekten av JGP (Jet Grouting Props) exemplifieras i Figur 3.

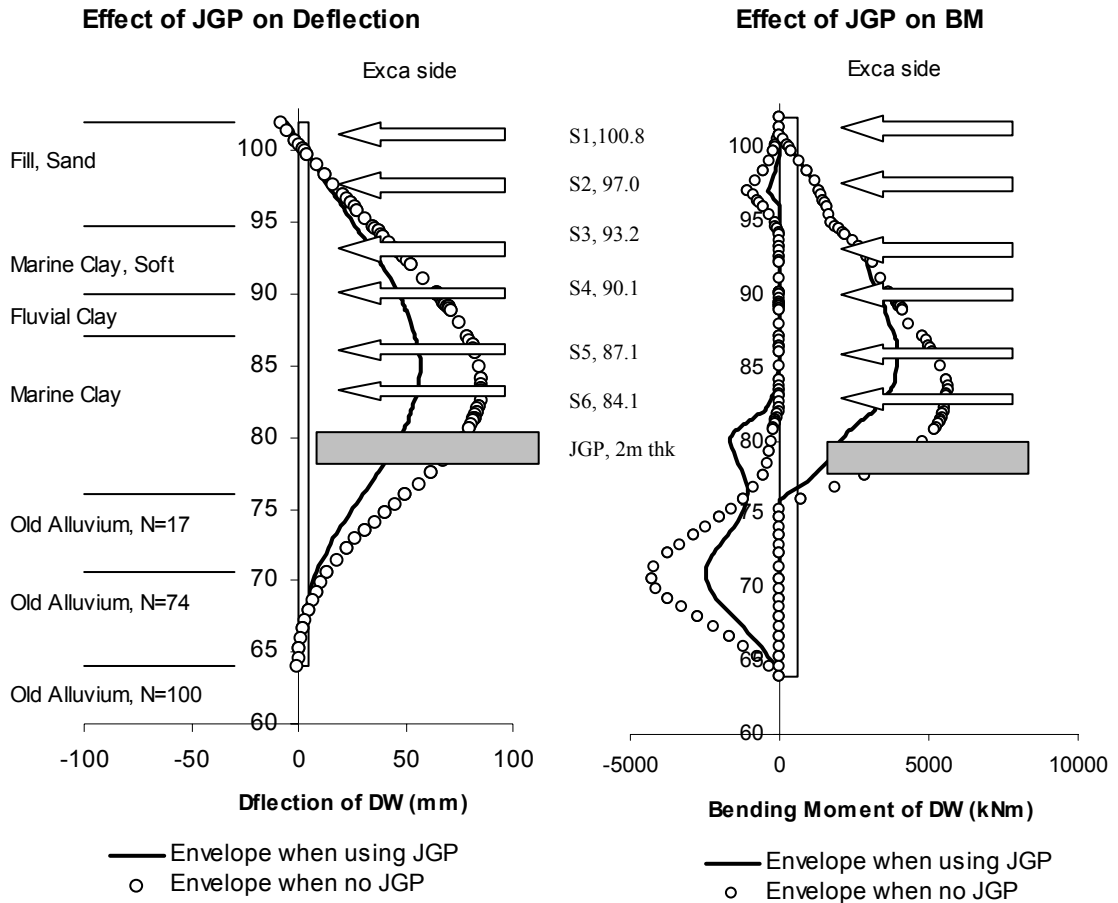
Jetinjektering har också använts för att stabilisera jorden utanför schakten på de ställen där slitsmuren inte kunnat utföras på grund av befintliga ledningar som inte kunnat läggas om. Slitsmuren ersätts här av en insitu gjuten vägg utförd i takt med urschaktningen.

För att möjliggöra topdown-tekniken måste också pelarna för bjälklagen utföras från markytan, se Figur 2. Bjälklagen hänges sedan in i pelarna i samband med urschaktning. Toleranskraven för pelarnas läge och lutning var mycket stränga eftersom pelarna också ingick i systemet för pottformsdörrar vid tågperongerna. Pelarna av stål med vikter upp till 40 ton fixerades med en specialgjord mall i överkant av foderröret för borrhålarna som utgjorde grundläggningen. Pelarna sänktes på plats när gjutning med retarderande bruk utförts till underkant bottenplatta.

Olika utrustning har använts för urschaktning för slitsmurarna. Urschaktning har skett inom betonsuspension för stabilisering av slitsväggarna. Normalt har slitslängder på 5-6 m kunnat användas. Vid speciellt känsliga konstruktioner eller sämre grundförhållanden som lös sand eller lös lera har slitslängden reducerats. För DBG station där grunden utgörs av sedimentärt berg och vid MSM station där blockjord är den dominerande jordarten har kutter typ BC40/30. Trots detta har

kapaciteten varit väldigt låg i de riktigt hårda bergarterna. I Old Alluvium (OA) och marin lera som förekommer vid CVC och MLN station har mekanisk gripskopa använts utan problem.

Deformationer och grundvattenpåverkan vid urschaktning för stationerna följs kontinuerligt genom ett omfattande mätprogram



Figur 3 Effekt av jetinjektering på slitsmursdeformationer och böjmoment  
*Effect of Jet Grouting Props on diaphragm wall deflections and bending moments*

## 4 TBM

Huvuddelen av tunnelarna mellan stationerna byggs med TBM-teknik. Tunnelbormaskinerna tillverkade av Herrenknecht är typ EPB (Earth Pressure Balance) där trycket mot stoffen balanseras av trycket från de urschaktade massorna i transportskruven. Det erforderliga trycket bestäms av grundvattentryck, risk för grundbrott samt kraven på att begränsa sättningar i markytan och hos byggnader.

Inom TBM:s stålsköld monteras den permanenta tunnelinklädnaden av prefabricerade betongelement. Innerdiametern är 5,8 m och tjockleken på elementen 27 cm. Varje ring med längden 1,2m består av 6 element samt ett låselement.

Tunneldrivningen startar i ett ca 30m djupt angreppschakt, där också urschaktning och försörjning av tunnelement sker. Inom den första delen ligger tunnelarna ovanpå varandra för att innan CVC station ligga parallellt. Förberedelse har gjorts för att borrhningen skall drivas genom CVC station fram till ändan på MSM station, varefter TBM plockas upp och ett nytt angreppschakt etableras inom DBG station och borrhningen drives därifrån till andra ändan på MSM station, Figur 1. Anledningen till detta är integrationen mellan bygg- och schaktaktiviteterna för tunnlar och stationer. TBM kommer alltså att passera genom utförda slitsmurar innan urschaktning utförts. För att underlätta passagen utgörs armeringen i slitsmurarna här av glasfiberstavar.

Ett antal befintliga konstruktioner passeras bla två stycken biltunnlar. Avväxling av konstruktionen samt efterföljande kapning av befintliga stålpålar från fronten på TBM var t.ex nödvändigt vid en passage. Vid en annan tunnel var det möjligt att gå igenom befintliga betongpålar utan förstärkning. Normalt har det varit möjligt att utföra kapning av pålar utan att behöva arbeta under övertryck.

Mellan CVC och MSM station går den borrhade tunneln under en befintlig tunnelbanelinje grundlagd i jord. Här är restriktionerna speciellt hårda beträffande sättningar varför ökat tryck anbringas i fronten. Kompensationsinjektering förbereds också i det fall beräknade larmvärden överskrids.

Den största utmaningen för tunneldrivarna är den blockiga jorden, S3, mellan CVC och DBG Station. Kapaciteten är också här betydligt lägre än i Old Alluvium (OA). Problemen är förstås störst när stora, hårda block påträffas och i ett flertal fall har kemisk förspräckning fått vidtas.

Sättningarna pga. tunneldrivning har beräknats baserat på en antagen frontförlust på 0,5-2,0 %. Dessa värden har verifierats vid tunneldrivning under liknande förhållanden i Singapore.

Hitills har uppmätta värden legat under de tillåtna. Sättningar och deformationer, liksom påverkan på grundvattenstånd följs kontinuerligt genom ett omfattande mätprogram. För

speciellt känsliga konstruktioner sker uppföljning i real-tid med direkt datauppkoppling till ansvarig personal.

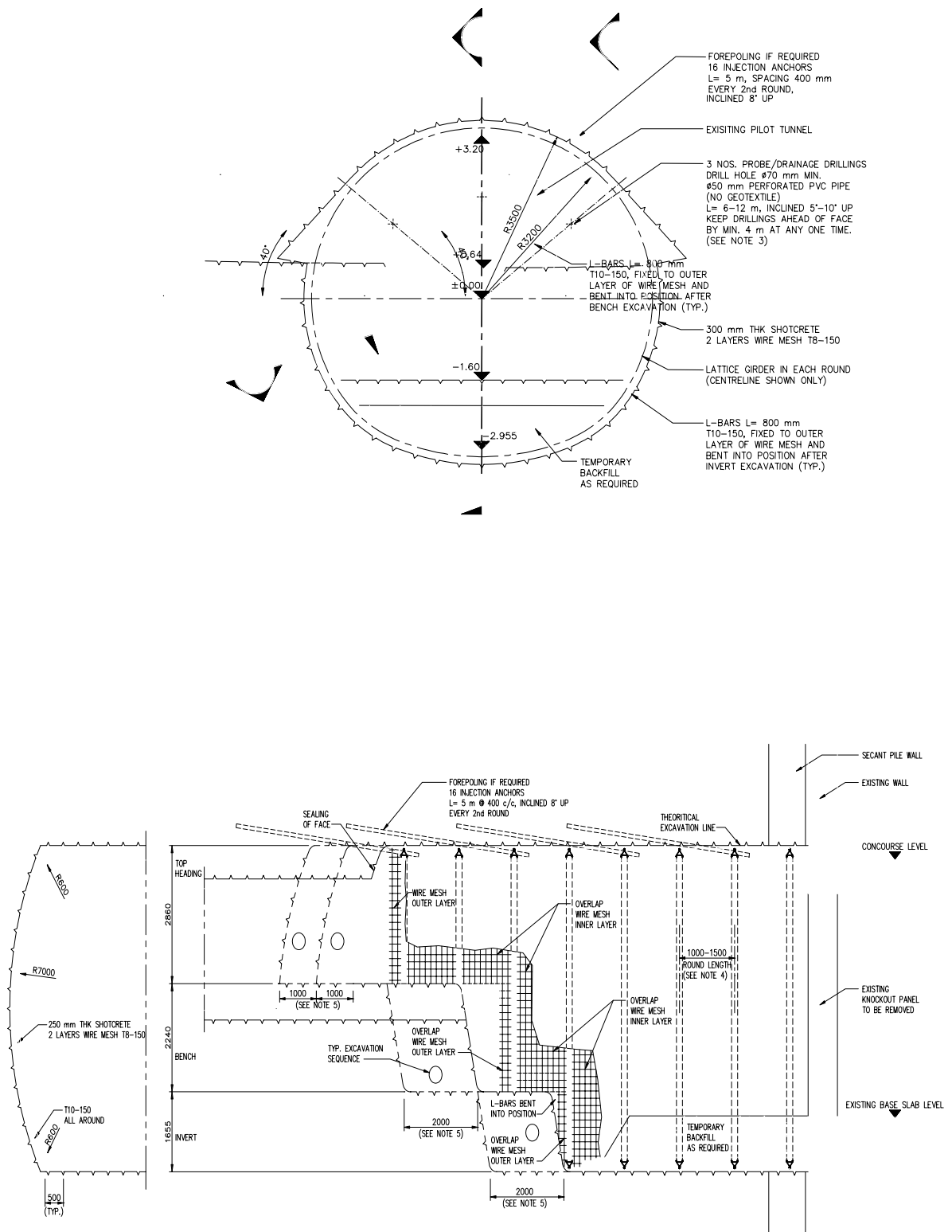
## 5 NATM TUNNEL

I förlängningen av DBG station som är ändstation för Circle Line utföres två ca 100 m långa tunnlar för uppställning av tåg som tillfälligt är tagna ur drift. Dessa tunnlar utföres med NATM teknik.

Grundförhållandena är här särskilt ogynnsamma med bara några meters täckning av vittrat sedimentärt berg överlagrat av friktionsjord. Tunnlarna ligger rakt under den livligt trafikerade Orchard Road. Erfarenheter från området, där ett flertal tunnellingar korsar varandra är också dåliga med förekomst av zoner med kraftigt uppsprucket berg.

Den valda arbetsgången är följande, Figur 4.

- Utförande av ett antal horisontella undersökningshål längs hela tunneln.
- TAM injektering av horisontella hål
- Pilottunnel utföres för norra pipan. Succesiv förstärkning med fackverksbågar och sprutbetong. Spiling utföres när så erfordras.
- Baserat på erfarenheterna från södra pipan beslutas om pilottunnel skall utföras för den norra.
- Utrymning till full sektion och succesiv förstärkning med fackverksbågar och sprutbetong
- Applicing av membranisolering.
- Utförande av permanent platsgjuten betonginkädnad.



Figur 4 NATM tunnel, arbetsmetodik  
NATM tunnel, methodology





# **DELHI METRO - URBAN DRILL & BLAST ROCK EXCAVATION IN INDIA**

## **Delhi Metro - Sprängning och förstärkning i tät stadsmiljö**

*Ulf Håkansson, Björn Stille, Bengt Niklasson, Skanska Teknik AB  
Banibrata Mukherjee, Per Vilhelmsson, KSHI JV*

### **SUMMARY**

The Delhi Metro is a dream come true, and a much sought after project since the planning started in 1975. The MC1A Design & Build contract was in 2001 awarded to KSHI JV, consisting of Kumagai Gumi (Japan), Skanska (Sweden), Hindustan Construction Corporation (India) and Itochu (Japan).

Out of the ongoing 11 kilometres of metro corridor, the contract comprises a total length of 4.3 kilometres, divided into four stations and three kilometres of Cut- and Cover tunnel. Approximately 1100 meters, and one complete station of 317 meters length, is excavated in rock and the balance in silt.

The basement comprises of highly metamorphosed and weathered quartzite of Precambrian age, and it is covered by alluvial and aeolian silt of Quaternary age.

Since this was the first time blasting of this magnitude took place in an urban environment in India, a lot of attention was given to the blasting operations.

Needless to say, numerous potential hazards are present in a project like this, and focus has been given to risk assessment and risk management, throughout the various stages of the project.

This paper concerns rock excavation, rock support and risk management, with exemplification from the MC1A contract of the Delhi Metro project.

### **SAMMANFATTNING**

Delhi Metro är en dröm som gått i uppfyllelse alltsedan projektet initierades 1975. Totalentreprenadkontraktet MC1A vanns 2001 av konsortiet KSHI JV, bestående av Kumagai Gumi (Japan), Skanska (Sverige), Hindustan Construction Corporation (Indien) och Itochu (Japan). Projektet innefattar 4.3 km, bestående av fyra stationer och 3 km ”Cut- and Cover” tunnel, och av detta drivs ca. 1100 m tunnel samt en station i berg och resten i silt.

Berggrunden består av vittrad, pre-kambrisk, kvartsit, vilken är överlagrad av silt.

Eftersom det var första gången som sprängning av denna storleksordning utfördes i ett tätbebyggt område i Indien, fokuserades intresset starkt på sprängningsmetodiken.

Ett projekt som Delhi Metro innehåller naturligtvis många faror och en rigorös riskhanteringsprocess har därför varit vägledande genom hela projektet.

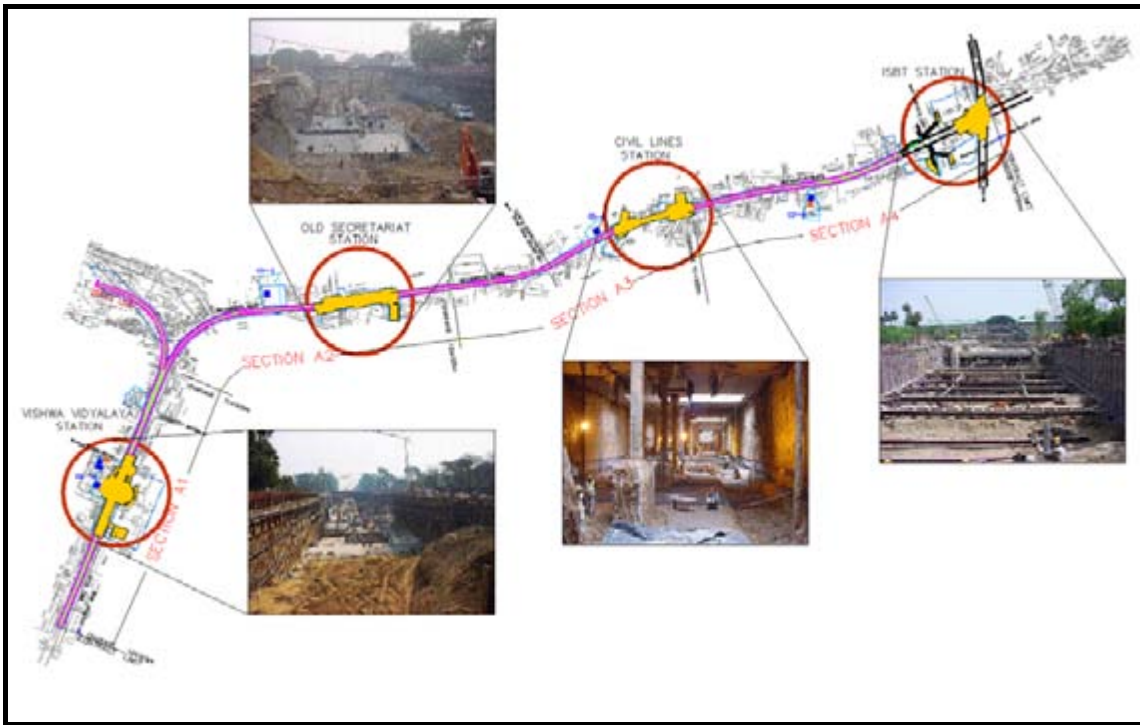


Figure 1 The MC1A contract, comprising section A1, A2, A3 and A4, in total 4.3 kilometers  
*Kontrakt MC1A, bestående av sektionerna A1, A2, A3 och A4, totalt 4.3 kilometer*

## INTRODUCTION

The Metro is like a dream come true for Delhi - a revolutionary change in city transport. The project has been in the pipeline for a long time, all since the first steps were taken back in 1975. The need for a metro is obvious, taking into account a population of around 12 million and an ever-increasing number of fossil fuel powered vehicles. The number of motor vehicles in Delhi is now more than that of Mumbai, Calcutta, Chennai put together. The result is extreme congestion on Delhi roads, ever slowing speeds, increase in road accidents, fuel wastage and environmental pollution with motorized vehicles alone contributing to about two thirds of the atmospheric pollution.

The current, 11 kilometres long, underground construction is divided into two contracts, MC1A and MC1B. Skanska participates in contract MC1A through the joint venture, KSHI JV, comprising of Kumagai Gumi (Japan), Skanska (Sweden), Hindustan Construction Corporation (India) and Itochu (Japan). The contract is Design & Build, with a value of 205 MUSD, and with duration of approximately four years, starting in May 2001.

## PROJECT DEFINITION

### Site characteristics

The MC1A contract consists of 4.3 kilometres of Cut-and Cover tunnelling, including four stations, in Delhi silt and weathered Quartzite. Two of the stations are excavated with the top/down method and the other two with conventional bottom/up. Approximately 800 000 cubic meters of silt and 200 000 cubic meters of rock will be excavated. The Metro will be founded approx. 13 meters below ground and 11 meters below the groundwater level.

Temporary ground works consists of sheet-and soldiers piles supported with struts or anchors, in soil, and rock bolts, wire mesh and shotcrete, in rock. Traffic decking and diversion of traffic is of major concern in the project. Permanent ground works consists of diaphragm walls, plunge columns with barette, and bore piles and rock anchors to resist uplift.

### Geology

The rocks of Delhi belong to the earliest and latest chapters of the geological history of the earth: the Pre-Cambrian and the Quaternary. The Pre-Cambrian rocks are belonging to the Alwar Series of the Delhi System, being the northern extension of the Aravali Range of Rajasthan. They occur in small hills, ridges and plateaus, which are probably vestiges of a major folded structure. The Alwar Series is made up of a great thickness of compact quartzites with interbeds of micaceous schist and argillaceous bands, grits and conglomerates with minor clay and limestone beds. The attitude of quartzite strata suggests the occurrence of large scale folds which are overturned eastwards. In Delhi, the quartzites are the most prevalent and they are unconformably overlain and surrounded by the alluvium and wind blown sands of the Quaternary period. The Quaternary deposits cover all the plains occupying over three fourth of the area of Delhi.

### The Delhi Ridge

The physiographic features in and around Delhi are controlled by the lithology and structure of Alwar Series of rocks. The Delhi Ridge is the most northerly prolongation of Alwar Series.

Project data	
<b>Client:</b>	Delhi Metro Rail Corporation Ltd. (DMRC)
<b>Engineer:</b>	GC – PCI, PB, TONICHI, JARTS, RITES
<b>Contractor:</b>	KSHI JV <ul style="list-style-type: none"> <li>• Kumagai Gumi, Japan (39.2%)</li> <li>• <b>Skanska, Sweden (39.2%)</b></li> <li>• Hindustan Construction Corporation, India (19.6%)</li> </ul>
<b>Designer:</b>	Maunsell, Australia
<b>Contract:</b>	Design & Build, fixed price (205 MUSD)
<b>Time schedule:</b>	May 2001 – July 2005
<b>Soil excavation:</b>	800 000 cum (3000 m)
<b>Rock excavation:</b>	200 000 cum (1300 m)
<b>Concrete:</b>	140 000 cum
<b>Reinforcement:</b>	33 000 tons
<b>Diaphragm walls:</b>	30 000 sq m
<b>Sheet piles, struts:</b>	26 000 tons
<b>Traffic decking:</b>	52 000 sq m

## Delhi Quartzites

The regional strike of the Alwar quartzite varies from NNE - SSW to NW - SE and the dip is of the order of about 35 to 80 degrees towards Easterly and North Easterly direction. The quartzites are well bedded and highly jointed. The trends of faults and major shear zones which are generally steeply dipping (50 - 70° E) are varying from NNE - SSW to ENE - WSW. Two major faults, possibly tear faults, trending N - E to S - W and steeply dipping have been mapped on each side of main ridge.

Recent and sub-recent (Pleistocene)	Younger Alluvium	Yamuna river bed sand and other sediment deposits in the stream bed.
	Old Alluvium	Yellow and reddish soil comprising sandy silt/clayey silt with kankar beds, pockets and small ferruginous/ calcareous concretions (kankars).
----- Unconformity -----		
Post Delhi Intrusives		Quartz veins and Pegmatites
Delhi Super Group (Pre Cambria)	Alwar Series	Quartzites, greyish, bluish and pinkish in colour fine to coarse grained and thin inner beds of micaceous schists.
----- Basement Unknown -----		

The rock formation shows significant variations in weathering, varying from fresh unweathered hard quartzite and slightly weathered moderately strong sandstone to very severely weathered sandstone with the rock mass effectively reduced to weakly cemented medium to coarse sand

with only a few fragments of rock remaining. The weathering is generally pronounced along the joint planes. Deep weathering, particularly along micaceous schist bands, is an important feature of this formation.

The rock quality varies laterally and with depth due to the weathering action along the fissures/joints. The filler material in the joints/fissures is usually sand/sandy silt. Mica is also present as discontinuous layers along joints and folds within the rock mass. Variation in rock quality and degree of weathering occurs over very short distance (meters).

## Stratigraphy

In general, the stratigraphy along the route of the MC1A Metro Corridor may be divided into the following horizons:

Top Soil: The top soils, partly a fill, are generally loose in condition extends to about 2 to 4 m depth.

Delhi Silt: The natural soils along the MC1A Metro Corridor are alluvial in nature and are locally called "Delhi Silt". These soils classify primarily as sandy-silt and clayey-silt and exhibit low to medium plasticity.

Delhi Quartzite: Quartzite is met at varying depth along the route. The depth to rock varies since it dips steeply and is highly folded. In general, a weathered zone, varying in thickness from less than 0.3 m to 2-3 m is met at the alluvium rock interface. The underlying rock is dark grey to reddish grey in colour. The rock quality varies along the corridor due to the fractured and jointed nature of the rock.

Micaceous Schist Interbeds: Discontinuous interbeds of micaceous schist are an important feature of the Delhi rocks. Mica zones, 1 to 2 m thick, are met all along the corridor. The micaceous schist is weak to very weak in condition disintegrated and severely weathered. The petro-fabric analysis shows signature of shearing movement

between quartzite blocks where more plastic mica schist layers have adopted lenses and pods like shape.

### Hydrogeology

The existing ground water level in the entire underground metro corridor is shallow varying from 1.5m BGL to 8.5m BGL.

A seasonal fluctuation of about  $\pm 1$  to 3 m with deepest levels measured during May-June and highest water levels being encountered after the monsoons in September/October.

### Rock Mass characteristics

Rock mechanical properties:

- Weathering: grade of weathering varies from completely decomposed (especially for schist) to fresh unweathered (only found in case of quartzite)
- UCS: in unweathered quartzite UCS value has been found very high at the range of 220 MPa whereas for weathered quartzite it is as low as 5 to 8 MPa.
- Joint patterns: The measured joint orientations (based on the mapping of the exposed rock surface) are as below:

Joints	Dip direction	Dip
J1 (foliation joint)	N110° to N120°	55° - 65°
J2	N200° to N210°	70° - 80°
J3	N340° to N315°	20° - 35°

A rock mass classification approach considering rock type, weathering category, joint plane spacing was adopted, as shown below:

Rock classification	Intact rock strength	Defect spacing	Defect thickness / coating
Quartzite A	Strong - better	Blocky structure > 300mm	Tight, clean
Quartzite B	Moderately strong – moderately weak	100 to 300mm	Tight with coating
Quartzite C	Weak, weathering conspicuous	Highly fractured, ,100mm	Thin clay seams with crushed rock
Schist A	Very weak, extensive weathering	Highly fractured, <100mm	Weathered to soil along joints
Schist B	Weathered to hard clay and dense sand	Faint original structure	Not available

The table was followed for practical purposes with suitable modifications as applicable from case to case basis for pile foundation characterisation. However, for rock slope support calculation it was slightly modified to split the quartzite B into B1 and B2

Rock classification	Intact rock strength	Defect spacing	Defect thickness / coating
Class B1 (Quartzite)	Moderately strong 50 MPa to 100 MPa	Typical joint spacing 200 to 600 mm	Discolouration of discontinuities
Class B2 (Quartzite)	Moderately weak 25 MPa to 50 MPa	Typical joint spacing 60 to 200 mm	Reasonably tight with thin weathered surface and some coatings

### Seismic conditions

Delhi is located in zone IV that has fairly high seismicity where the general occurrence of earthquakes is of 5-6 magnitude, a few of magnitude 6-7 and occasionally of 7-8 magnitude. Delhi thus lies among the high-risk areas in India.

From a design point of view, the areas along the Metro corridor that were situated in rock needed less reinforcement than the structures founded on silt. This is due to the amplification caused by the softer silt layers. In general there is a lack of design guidelines for tunnels, in general, and cut- and cover tunnels, in particular. Design guidelines for seismic design of underground structures are urgently needed in order to not over-design the structures by applying codes that are meant for above ground structures, which seems to be the current practice.

### PROJECT STAGES

#### Feasibility stage (1999-2000)

A feasibility study (Håkansson, et al., 2000) regarding geological aspects was made in the pre-tender stage. The study, which included the entire 11 kilometres (i.e. both contract MC1A and MC1B), resulted in expected geological scenarios (see figure 2) and related hazards. The identified hazards were mainly related to excavation by Tunnel

Boring Machine (TBM), and to poor rock conditions.

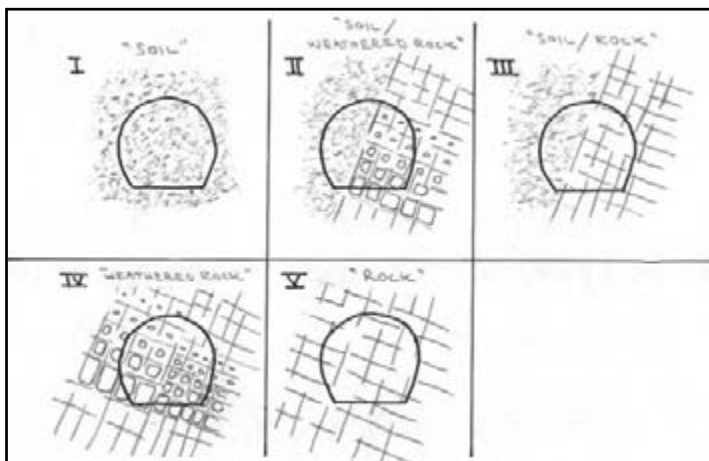


Figure 2 Geological scenarios  
*Geologiska scenarier*

The geology of Delhi Metro is characterised by an anti-cline, the “Delhi Ridge”, which consists of steeply dipping layers of quartzite with less weathering resistant layers of mica-schist in-between. It is in the weaker, weathered, material that extensive layers of silt has been deposited from the nearby Yamuna River.

Apparent hazards were identified as; a potential for mixed-face tunneling, i.e. with

both soil-like and rock conditions, as well as loose quartzite blocks (“boulders”) surrounded by residual soil. Both of these conditions are unfavourable for TBM excavation, since the machines are normally designed for homogeneous conditions (either soil or rock). Another major hazard is to suddenly encounter hard quartzite when using a machine that is made for silt. Apart from the TBM related hazards, the rock conditions at station Chawri Bazaar were extremely poor and at that location the only option was to excavate the station as a cavern, due to the localisation in Old Delhi, with limited access.

The study was used as input for the decision not to tender for the MC1B contract, and only proceed with the MC1A contract with the safer and more robust Cut- and Cover method.

As a matter of interest, one can now conclude that the contractors of the MC1B contract are presently having great problems with the excavation at Chawri Bazaar, with poor rock, mixed face conditions and loose blocks of quartzite.

Other project related hazards have been reported elsewhere (Hintze, 2002), and are not covered here.

### **Tender stage (2000-2001)**

During the tender stage, extensive supplementary investigations had to be undertaken to assess the construction methodology vis-à-vis price quotation.

The major work taken up was

1. Geological mapping of the rock exposures around the project area including the NNE-SSW trending ridge across Delhi.
2. Limited drilling works to cover the rocky stretch (where the data was not present or of dubious data). Some included inclined drilling to reach specific rock bed and fault structure trends.
3. To gather further nature of extent of rock mass behaviour an elaborate study of the existing quarry area (about 60 km away from the project location) was taken up. A rock mass characteristic analysis was done to simulate the project geology and weathering profile.

This study was key to decisions taken up for tendering, especially with respect to methodology. This data was incorporated in the “predicted geological model”.

### **Design stage (2001-2002)**

Maunsell of Australia was responsible for the permanent design, and what follows are design aspects that are not covered in their scope of work, e.g. blasting design and temporary rock support design.

#### Blast Planning

Prior to this project, rock excavation using drilling and blasting had never been conducted inside the city of Delhi. However, outside the city a number of small quarries produce aggregates of different sizes and for different purposes. These small pits often use small gunpowder charges to release larger blocks from the quarry walls. The blocks are thereafter crushed down into the required size distribution by manual sledge hammering.

The fact that blasting was going to be introduced in the project and in Delhi was reflected in the contractual documents. A test blast had to be carried out outside the city to show both the client and the city authorities that the JV was competent enough to perform safe and controlled blasting.

In general test blasting is performed to establish a first prognosis of how much explosives that could be used as the co-operating charge. It will give an indication of the coming production rate. It will also indicate the response of the rock material when blasting, size distribution of the muck, attenuation characteristics to estimate peak particle velocities etc.



In this case another purpose was soon found to be the most important one. This was to convince the client's management and the top management of the Delhi police that this kind of work was possible on the whole. No one had experienced blasting before and the use of explosives in Delhi was questioned also due to the risk of terrorism. So, besides producing input data for future blasting in the project, it was soon understood that the final test blast was an important activity where nothing was allowed to fail.

### Test blasting

The trial blasting was conducted at, Teekli, an area allocated for quarrying approx. 50 km south west of Delhi. The test site was situated up on a ridge with highly fractured quartzite. A general observation was that the rock was more weathered at Teekli than at the A2 section at the Old Secretariat Station, of MC1A.



Figure 3 Blasting mats are being put on top of the bench at the test blast  
*Mattor appliceras ovanpå pallen vid provsprängningen*

Test blasting started by single hole shots with an array of geophones at different distances from the shot hole. Charge weight was 1 kg of nitroglycerin-based explosive, Gelatine from Indian Explosives.

In the full-scale test two multiple row blasts were conducted. The first of these blasts comprised a 3-row blast including 15 holes. The second blast included 8 rows and 40 holes. Both blasts were covered with blasting rubber mats, see figure 3. The orientation of the blast was similar to what presently was planned at section A2. The bench height was 3 m and the drilled hole length was 3.6 m. All holes had an inclination of 5:1 towards the free face. The overburden was 1.25 m and spacing 1.6 m.

An emulsion explosive - Powergel 901 from Indian Explosives was used. Powergel 901 has velocity of detonation of around 3500 m/s at a density of 1200 kg/m<sup>3</sup>. Relative weight strength to ANFO is 123 %. The bottom charge consisted of

40 mm diameter cartridges and pipe charge of 32 mm diameter cartridges. All holes were stemmed with approx. 1.7 of sand.

Total charge weight per hole was for blast #1, 3 rows, 2.5 kg and for blast #2, 8 rows 2.6 kg. The charge weight was chosen upon an estimated co-operating charge weight for a bench height of approx. 3 m. The hole geometry was then calculated with guidance of Langefors/Kihlstrom empirical model.

A non-electric initiation system from Orica/Indian Explosives, the Exel system, was used, the Exel MSD 500 ms down the hole unit initiated the charge at hole bottom and the Exel HTD, 17 and 25 ms surface delays which enabled a unique delay time for each individual hole in the blast round.

All pre-requisites seemed very positive in the preparations of the blasts. Explosives and detonators were of modern kind. Different delay numbers of the surface delay were ordered in order to achieve a sufficient initiation pattern. Finally the message came that the small pick-up truck delivery had just left the factory in Calcutta some 1900 km away from the quarry. The day for the big show was already set and preparations had begun including not only the hand made rubber blasting mats and backhoe but also comfortable chairs and lunch catering for all guests expected to attend the second and final test blast.

In India, everything connected to logistics looks very worrying at first but usually things turns out fine, perhaps with one or two days delay. The delivery of detonators turned up on the day before blasting day but with a 50% reduction of delay numbers. The initiation sequence now had to be based on 2 surface delays instead of 4.

#### Result and experiences

The most important result from the test blast was that the client and the police representatives had experienced a successful blast and that they now were convinced that this could be carried out in the Delhi Metro project. It also gave a very good indication of what was to be expected in practical blasting in India.

The smooth behaviour of the blast was mainly due to the highly fractured and weathered rock. The heave of the muck pile was short and the fragmented rock corresponds well to the in-situ fragments. A slightly longer pipe charge would have broken up the upper part of the bench without increasing the risk of fly rock.

As input data to the blast planning the results from the single hole shots were enough to make a prognosis for further blasting. Due to the rock mass structure, the different degree of weathering, the blasting direction etc. it was expected that much of the blasting must be performed using fairly small charges in the range of 1-2 kg.

#### Rock support strategy

An assignment was given to Skanska Teknik for the design of temporary rock support. The design has been made in three steps: (1) Risk assessment, (2) Design and technical proposals and (3) Control programs.

Project risks were identified and studied, leading to general and specific design/technical issues that needed to be considered. Following the design and technical proposals were the construction control programs including controls and measurements to verify the behaviour of the structures, rock- and soil masses.

The risk assessment provided a framework and tools to understand and describe the process of events, which had a potential to lead to damage (economical/time/personal). The risk assessment describes events that may initiate and lead to a realisation of a geological hazard. A better understanding of the hazards themselves and the process from initiating event to the actual damage lead to a more cost effective execution of the project.

Good communication and transferring of correct information are key factors to carry out successful projects. The Risk assessment can therefore be considered to be a part of the quality assurance procedure.

#### Geological considerations

Weathering significantly lowers the “strength” of the joints and the rock support was therefore designed to be adaptable to local geological conditions. Based on the geological model the relevant failure modes were identified. The most prominent and hazardous failure mode was identified as wedge/block sliding. The major joint set was nearly parallel and steep dipping to the open cut. This failure mode should however be considered only for one side of the excavation. The second failure mode was seen as surface stability more related to general rock mass quality than a stability controlling structure. The third failure mode that was considered was toppling which controlled by a combination of rock structures and pore pressure.

#### Excavation categories and safety factors.

Along the open-cut each section were assigned an excavation category depending on slope height, overburden, surcharge, temporary structures, vicinity to roads and buildings etc. For each section the required safety factor were identified in accordance with the “Hong Kong Manual for slopes”.



Figure 4 Support categories depend on various input parameters  
*Förstärkningskategorier beror på olika parametrar*

#### Design

Design of rock support was performed for each of the identified failure modes. The analysis of the different stability models produced a number of stability results. It was shown that the wedge models control the majority of the stability of the rock slope walls. The groundwater level or more specifically the pore pressure distribution along the joints also influences the stability and/or the amount of support needed to stabilize the wedges.

### Wedge/plane stability

Plane failures can occur when geological weakness planes strikes parallel or nearly parallel to the slope and dips outwards the slope with an angle greater than the friction angle (combined shear resistance).

Wedge failure is considered to be a more general type of failure compared to the more specific conditions that gives failure along one plane.

The design was performed for different discontinuity (joint) properties and each section of slope has therefore been characterised into rock classes A, B1, B2 and C with an emphasis on characterising the degree of weathering on the controlling joints. The characterisation was performed during mapping of the uncovered surface and the first benches. The degree of weathering was estimated using the ISRM definition of weathering classes I to V. However, the degree of weathering should be estimated considering the joint set or sets (wedges) that control the formation of the wedges or planes.

Even though the degree of weathering was considered most important for the slope characterisation, the joint spacing and other parameters that influence the slope stability were also be considered.

The slope characterization was connected to a systematic support for each section/excavation category. The systematic rock support to control sliding wedges was mainly rock bolts with or without washers.

### Surface stability.

The slope surface had a range of rock mass characteristics, which was systematised into different rock mass classes. The characterization was made according to the Geomechanics classification for Rock Mass Rating (RMR) with some modifications. The RMR characterization was connected to general surface support classes. Surface support was mainly shotcrete and bolts.

To verify the empirical design all recommended support were verified with analytical solutions.

### Block toppling

Block toppling occurs when orthogonal joints divide individual columns of hard rock. Toppling failure involves rotation of columns or blocks about some fixed base. As the failure progress, the toe of the slope is pushed forward (sliding) and toppling can develop further back the slope. The block toppling or the more flexible block-flexure toppling was studied in the design. In all practical cases, these failures have generally been initiated by large pore pressures or undercutting of the toe of the slope.

By installing slope drainage, the pore pressure will be reduced and stability against toppling can be achieved.

### Control program basis

The initiating events for a slope failure was identified with a fault tree. The schematic tree exemplifies the number of distinct problems that needs control measures.

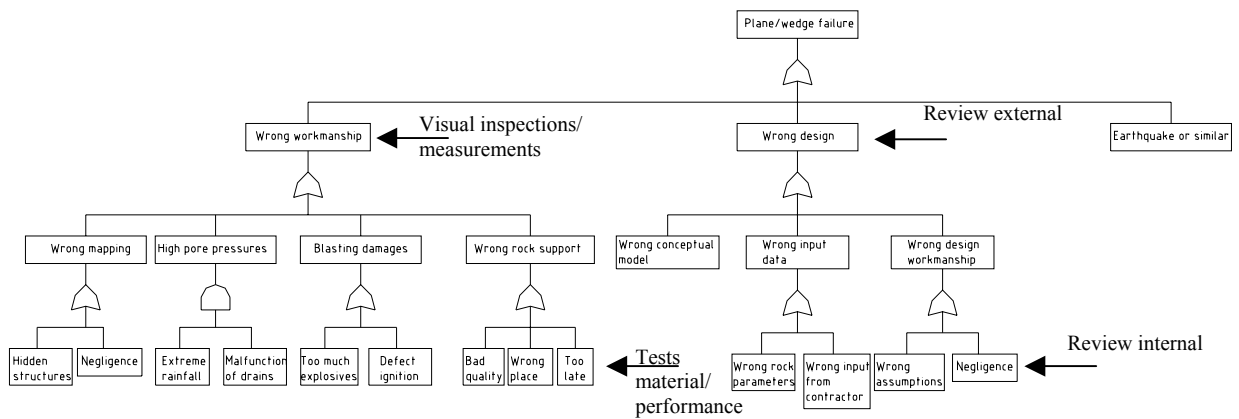


Figure 5. Schematic fault tree  
*Schematiskt felträd*

The controls and review verified the design. With increased uncertainty the frequency of the control and the required competence of the controller increases. For complicated projects, like this one, a review team should be used to increase the level of competence and to provide an objective and holistic perspective of the project.

#### Method statements and Work Procedures

Method Statements, Inspection Test Procedures and Work Procedures had to be outlined extremely specific, due to a client whom was very difficult to convince and an inexperienced workforce. The blasting activities were a 24-hour/day activity and supervised by one expatriate superintendent.

The superintendent was responsible for the rock excavation and for the written instruction to the mining engineer. The mining engineer then implemented the instruction through a blasting foreman, which used a blasting report to document the actual execution of every blast. The blasting foreman also filled a conformity report to document things like rubber mats installed and holes charged etc in accordance with given design to minimize human error.

The project was also divided into different fronts with a specific work procedure for each one. The work procedure was described in detail, which flag man should be located were, who shall have walkie-talkie, who is responsible for the blast, which traffic to stop first, second, third etc and in which order to reopen traffic after blasting foreman has cleared the blast successful. Other systems used was, token system to enter charging area, hooter system, speaker system, armed guards at charging location, armed guards during explosives transportation, red helmets on blasting personnel. Also before any blasting could be started at any front a mock-up round was done to fine tune the procedure around the blast.

Monitoring of blasting procedures, vibration on structures, pollution and noise was done by supporting departments of KSHI JV. Safety department and audits by QA departments monitored the blasting procedures. QA department monitored the vibrations with a number of MINI-mate vibration equipment. Environmental department monitored the noise and pollution levels.

In the end the blast design, blast report, vibration report, conformity report, pollution report and noise report formed up the final report for every blast.

Method Statements are very important documents and should be used to highlight risks by including a “Risk Register”, where all potential risks are followed-up and managed throughout the project.

### **Construction stage (2002-2005)**

The rock mechanical problems during construction are categorised as follows:

1. Problem specific to extensive rock mass such as those related to rock slope stability, stability of series of king posts / middle stumps etc:

The rock mass was characterised based on the Rock Slope designers specifications and methods as depicted above in *Design stage*. Rock mapping and excavated surface mapping was the integral part of the solution. Based on the trend and orientation of the controlling structures like foliation, shear planes, fault structures specific support categories were picked up.

2. Problems specific to the point locations like foundation suitability of bored piles, barrette piles, mini piles below the formation level etc.:

To qualify the strata and the nature of rock encountered while boring for these components of structures, the materials collected while boring was heavily relied upon. The design requirement was very stringent for each and every location to qualify the specific rock / formation type which requires location specific core drilling. Due to budgetary constraints and schedule core drilling was negated. Therefore, a database was formulated based upon the drilling material characteristics (grain size & crystal characteristics, drilling / penetration rate, colour of drilling fluid, sound of drilling, regional foliation trends etc) with the existing core drilling locations nearest available. This was used to decipher the true geological material drilled at site where no core record available.

The general conclusion about the active design vis-à-vis Design support it can be mentioned that there was a good match between the two and it was monitored closely through instrumentation including survey.

Major risks during construction are e.g. excavation in the vicinity of existing structures, blasting in an urban environment, ground water lowering, and interfacing with neighbouring contracts, including arrival of TBM.

In order to optimise the design, ground parameters were updated as more information became available (“active design”). However, the importance of an effective design control and design management at early stages of a project was clearly seen in this project. Review of design must be made early, before approvals are in place and production is in full swing.

### Blasting

The excavation was scheduled to be completed within a 2 year period (Jan 02 to Nov 03). KSHI JV had to arrange an explosives magazine outside Delhi, finalize explosives

supplier, employ licensed blasting foremen, finalize method statement and inspection test procedures with the client etc.



Figure 6 Blasted trench near A2 section  
*Sprängt dike nära A2 sektionen*

Since the blasting was to be carried out in a very congested area highest concerns was to eliminate the risk of fly rock, pollution and noise. Therefore rubber mats, emulsion explosives and non-electric firing system had to be used. At some locations blasting was to be carried out as near as 5 meters from residential multi stored building of very poor condition.

To find out the vibration limitations on the structures to be affected by the blasting vibrations a

building condition survey was carried out. The blasting work site was located in Old Delhi where generally the buildings are in very poor condition e.g. most balconies are already partly fallen down and some houses around 100 years old have new extra floors constructed with no governmental control. With almost no exception, every building has visible structural cracks. Contractually a structure classified as good, 5 or 4, vibration was to be limited to 25 mm/s, a fair structure, 3, limited to 12 mm/s and poor, 2 or 1, only 5 mm/s. This resulted in the procurement of alternative rock excavation equipment. For excavation near poor structures or when excavating around king posts installed for traffic diversions, DARDA rock splitter and giant rock breaker was used.

Due to the non-electric firing system where every hole detonates separately large quantity blasts was easy to do and still having vibrations under control. Blasts of the size 1 300 m<sup>3</sup> per round were done and necessary to comply with the schedule. Specific charge was normally 0.23 kg/m<sup>3</sup> and charge per delay varied from 0.2 to 2 kg.

The blasting activities are today completed with a record of 350 successful blasts with no injuries and excavation completed within time schedule.

## CONCLUDING REMARKS

As a result of the successfully conducted rock excavation, where drill and blast was introduced in an urban environment, it is expected to see more of this methodology in future infrastructure projects in Indian cities.



A successful risk management process requires identification of hazards and evaluation of risks at an early stage. The risk assessment must be transparent and objective, communicated to all stakeholders and performed by professionals with a holistic view of the project and all its parts. It is essential to not only “do the things right”, but also to “do the right things” (“Value Engineering”). The risk management process must be continuous throughout the entire life-cycle of the project.

In the Delhi Metro project, risk assessments were made early, in the pre-tender stage. The initial assessments were subsequently refined during the tender stage, and constituted the basis for Method Statements. During the design stage, review teams visited the site and gave their second opinion views on the design and construction methodology. As can be seen by this example, Skanska has come a long way with respect to knowing what to do with respect to risk assessment and risk management, the next challenge is to improve the way we are doing it.

”Active design” is a powerful tool in order to do the “right things”, but it requires maturity, commitment and understanding from all involved parties, not to mention incentives. As an example, it is very difficult for a Design & Build contractor to propose changes to the design at a late stage, and in that process convince the Designer, the Engineer and ultimately the Client, that the changes are justified. In addition, late changes has a potential to influence production rates in a negative way. The Delhi Metro project clearly shows the importance of having a correct design in place from the beginning, and to propose changes, if any, at an early stage of the project. This all boils down to proper Design Management.

## REFERENCES

*Hintze, S.* 2002. Delhi Metro Project. Byggande av en ny tunnelbana i Indien. Proc. SGF Grundläggningdag 2002, Stockholm, pp. 169-182.

*Hintze, S. Håkansson, U. Täljsten, B.* 2004. Delhi Metro - Risker och riskhantering i miljonformat. Bygg & Teknik, Nr 1, pp. 41-48.

*Håkansson, U. Hässler, L. Taube, A. Nord, G. Mukherjee, B.* 2000. DELHI MRTS - METRO CORRIDOR, CONTRACT PACKAGE MC1A & MC1B - Geological scenarios and excavation methodology. Skanska Internal Report.

*Håkansson, U.* 2003. Delhi Metro - Handling of risks in this major project, Skanska Networks for excellence - Proc. Soft Ground Eng Conference, 15-16 Oct., London.



# SveBeFo

Box 47047  
SE-100 74 Stockholm

Telefon 08-692 22 80 • [info@svebefo.se](mailto:info@svebefo.se)  
Besöksadress: Mejerivägen 4

ISSN 0281-4714

typografen.se